

16. MEZINÁRODNÍ KONFERENCE

PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2026

25.—27. 5. 2026 | PRAHA, ČESKÁ REPUBLIKA

SBORNÍK

ČESKÁ TUNELÁŘSKÁ ASOCIACE ITA-AITES
CZECH TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES

www.pspraha.cz

ISBN: 978-80-906452-6-4

OBSAH

• Sekce 1 •

Konvenčně ražené tunely

• Sekce 2 •

Mechanizovaně ražené tunely

• Sekce 3 •

Ostatní podzemní stavby, úložiště, rekonstrukce a historie

• Sekce 4 •

Geotechnický průzkum a monitoring

• Sekce 5 •

BIM, numerické modelování, výzkum, vývoj a udržitelnost

• Sekce 6 •

Vybavení, bezpečnost provozu a údržba

• Sekce 7 •

Rizika, smluvní vztahy a financování

Sekce 1

Konvenčně ražené tunely

Předsedající: Heinz Ehrbar, Andrea Pigorini, Libor Mařík, Pavel Růžička, Michal Froněk

Ústní prezentace

NOVÁ VÝZVA METRA V PRAZE – RAŽBA PŘESTUPNÍ JEDNOLODNÍ STANICE PANKRÁC D
Š. Ivor & V. Anděl

REALIZACE ESKALÁTOROVÉHO TUNELU GEMINI PŘI VÝSTAVBĚ LINKY METRA D V PRAZE
J. Břichňáč & Š. Doubek

VÝSTAVBA TRASY I.D METRA V PRAZE V ÚSEKU ID1a PANKRÁC – OLBRACHTOVA – DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ A TECHNICKÉ ZAJÍMAVOSTI MEZISTANIČNÍHO ÚSEKU
R. Kozubík, M. Špeta, Š. Obrhel & J. Hammerbauer

BEZBARIÉROVÉ ZPŘÍSTUPNĚNÍ STANICE METRA JIŘÍHO Z PODĚBRAD – REALIZACE KOMPLIKOVANÉHO PODZEMNÍHO DÍLA V INTRAVILÁNU MĚSTA
J. Panuška & P. Velička

BUDOUCÍ TUNELOVÉ STAVBY V CENTRÁLNÍ ČÁSTI ŽELEZNIČNÍHO UZLU PRAHA
M. Vaněk & P. Makásek

KOLEKTOR PRO LETIŠTĚ VÁCLAVA HAVLA V PRAZE – PŘEDPOKLADY PROJEKTU A SKUTEČNOST
M. Baláž

TUNEL RØLDAL: VÝSTAVBA TŘETÍHO NEJDELŠÍHO SILNIČNÍHO TUNELU V NORSKU A ZKUŠENOSTI S BEZEMISNÍ RAŽBOU
J. Horčička

TUNEL HOLSTEIN NA DÁLNICI A44 – RAŽBA V KOMPLIKOVANÉM GEOLOGICKÉM PROSTŘEDI
P. Farský, Z. Chaloupka, J. Mathis & B. Schmitz

BEDNÍCÍ ZAŘÍZENÍ - JEHO NÁVRH, VÝROBA, MONTÁŽ A SAMOTNÝ PROVOZ
P. Bortlík & V. Hozza

Postery

TUNELY HOSTĚRADICE (SO 604), VRŠKY (SO 605) A KRŇANY (SO 606) NA ÚSEKU D3 0303 – HOSTĚRADICE – VÁCLAVICE

V. Boltnar, J. Štetiar & T. Parák

ZKUŠENOSTI Z VÝSTAVBY PRVNÍ VYRAŽENÉ STANICE NOVÉ LINKY D METRA V PRAZE - STANICE OLBRACHTOVA

V. Dohnálek, Š. Růžička, R. Lutišan, D. Horváth & T. Urbánek

TUNEL LÍBEZNICE – ZMĚNA KONCEPCE NÁVRHU V DŮSLEDKU ÚPRAVY NIVELETY VYSOKORYCHLOSTNÍ TRATI

M. Svoboda

VYBRANÉ VÝZBY V ÚVODNÍ FÁZI PROJEKTOVÁNÍ A REALIZACE TUNELŮ OPEVNĚNÍ A POŘÍČÍ NA D11

J. Štetiar, V. Boltnar, J. Faltýnek & V. Ruchkivskyi

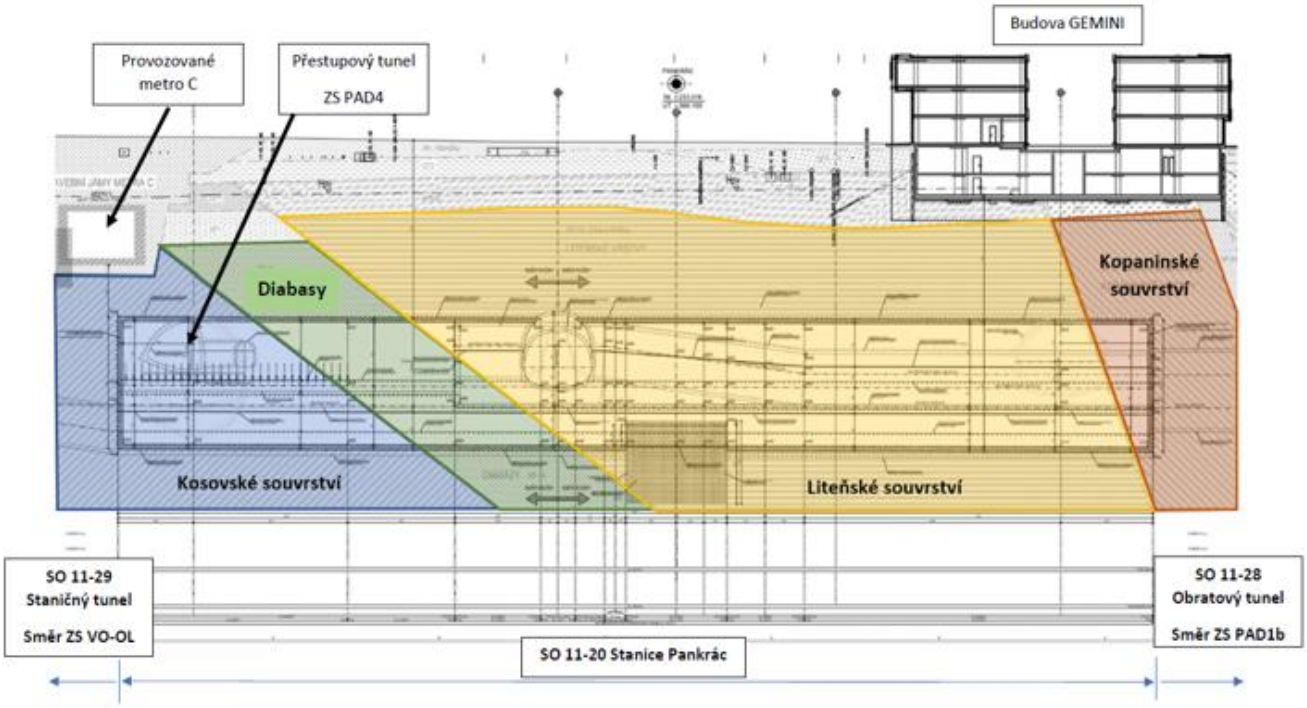
NOVÁ VÝZVA METRA V PRAZE – RAŽBA PŘESTUPNÍ JEDNOLODNÍ STANICE PANKRÁC D

Václav Anděl
Subterra a.s., Prague, Czech Republic
Štefan Ivor
Subterra a.s., Prague, Czech Republic

ABSTRAKT: Stanice metra v Praze – Pankrác D je jednolodní přestupní stanice s bočními nástupišti. Bude to největší stanice na celé trase D a bude mít hned tři prvenství v rámci pražského metra: bude to první přestupní stanice ražená NRTM, první jednolodní přestupní stanice a první přestupní stanice s bočními nástupišti. Ražby stanice pobíhaly ze dvou směrů, z lokality PAD1b a VO-OL, vestibuly jsou hloubené ze stavební jámy v lokalitě PAD2. Kolejiště bude v hloubce 33 metrů pod povrchem. V příspěvku jsou popsány zkušenosti zhotovitele z ražeb jednotlivých částí jednolodní stanice Pankrác D se všemi použitými technickými opatřeními. Při ražbě stanice Pankrác D byla jako první nestandartně vyražena nejspodnější část profilu tzv. patní štola. Dalším specifikem byla realizace rozsáhlých chemických injektáží přes ocelové samozávrtné svorníky IBO 32 z důvodu zlepšení vlastností horninového masivu především v tzv. kosovském souvrství a minimalizaci přítoků podzemní vody do profilu stanice. Další zajímavostí je to, že ražba probíhá v těsné blízkosti provozované linky metra Pankrác C, konkrétně tuto provozovanou linku ražba podchází v nejmenší vzdálenosti cca 4 m.

1. STRUČNÝ POPIS GEOLOGIE STANICE PANKRÁC

Z geologického hlediska stanice Pankrác D přechází přes jádro synklinály budované silurskými horninami zastoupenými kopaninským a liteňským souvrstvím, které nasedají na horniny ordovické, zastoupené v úseku PAD4 kosovským souvrstvím, viz obr. 1. Mezi ordovickými a silurskými souvrstvími se nachází poloha paleozoického vulkanitu – diabasu.



Obrázek 1: Podélný řez stanici s geologií

1.1 KOSOVSKÉ SOUVRSTVÍ

Kosovské vrstvy jsou nemladším ordovickým souvrstvím. Jedná se o flyšové souvrství, kde dochází k rychlému střídání zelenavých jílovitých, prachovitých a písčitých tence vrstevnatých břidlic a destičkovitě až lavicovitě odlučných křemenných pískovců, křemenců a drob. Ve svrchní části souvrství převládají hrubozrnné lavicovité pískovce, břidličné vložky zde chybí. Celková mocnost souvrství se pohybuje kolem cca 80–120 m. Horniny jsou také značně tektonicky porušené, silně rozpukané a na odlučných plochách silně limonitizované. Vlivem flyšového charakteru jsou také náchylné k sesouvání. Při styku s vodou nebo vzduchem docházelo k rychlé degradaci kosovských břidlic.

1.2 LITEŇSKÉ SOUVRSTVÍ

Liteňské vrstvy jsou vyvinuty jako tmavě šedé až černé jílovité až prachovité vápnité břidlice a ve své svrchní části obsahují časté polohy a čočky velmi pevných vápenců. Časté jsou také polohy tufitů. Celková mocnost liteňských vrstev je kolem 30–80 m. Vlastní břidlice jsou tence deskovitě vrstevnaté s velmi hojnou graptolitovou faunou na vrstevních plochách. Vrstevnatost je však často téměř neznatelná a jako hlavní predisponované plochy rozpadu se uplatňují pukliny.

1.3 DIABASY

Na svrchnoordovické a spodnosilurské sedimenty je vázán diabasový vulkanismus, při kterém dochází k podmořským výlevům vulkanických těles doprovázených sopečnými vyvrženinami, tufy a tufity. Diabasy jsou zelenavě šedé, obecně velmi tvrdé, s charakteristickou ofitickou strukturou, kulovité či polštářovité odlučnosti. Zcela nepravidelně tvoří také silně zvětralé polohy hornin s jílovitým rozpadem. Diabasy tvoří především průniky ložních žil anebo plošné výlevy v různých hloubkách sedimentace zejména na rozhraní kosovských a liteňských, nebo liteňských a kopaninských vrstev. Izolované výskyty však byly dokumentovány i ve vrstvách liteňských nebo kopaninských. Diabasové žíly zde dosahují maximální mocnosti 10–30 m. Diabasový vulkanismus je doprovázený sedimentací tufů a tufitů. Jedná se o prachovité břidlice s příměsí vulkanického popela.

2. HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Nesouvislá hladina podzemní vody se vyskytuje především při bázi terasových fluviálních sedimentů v hloubce 6,0–7,0 m pod terénem, kde mocnost zvodněného kolektoru většinou nepřesahuje cca 1 m. Vzhledem k omezené přirozené infiltraci srážkové vody je dotace tohoto horizontu minimální. V horninách je voda vázána na přípovrchovou zónu rozvolnění hornin a na tektonicky porušená pásma. Ustálená hladina podzemní vody v hydrogeologickém masivu ordovických břidlic (puklinové prostředí) je v hloubce 15–20 m pod terénem. Při ražbě lze očekávat lokální koncentrované přítoky podzemní vody do tunelu především v místech tektonického porušení masivu. Z důvodu rozsáhlého použití chemických tlakových injektáží byly přítoky podzemní vody při ražbách stanice Pankrác D minimalizovány a většina z nich se projevila právě při provádění vrtů pro samotnou chemickou injektáž a při vrtání radiálních svorníků při ražbě.

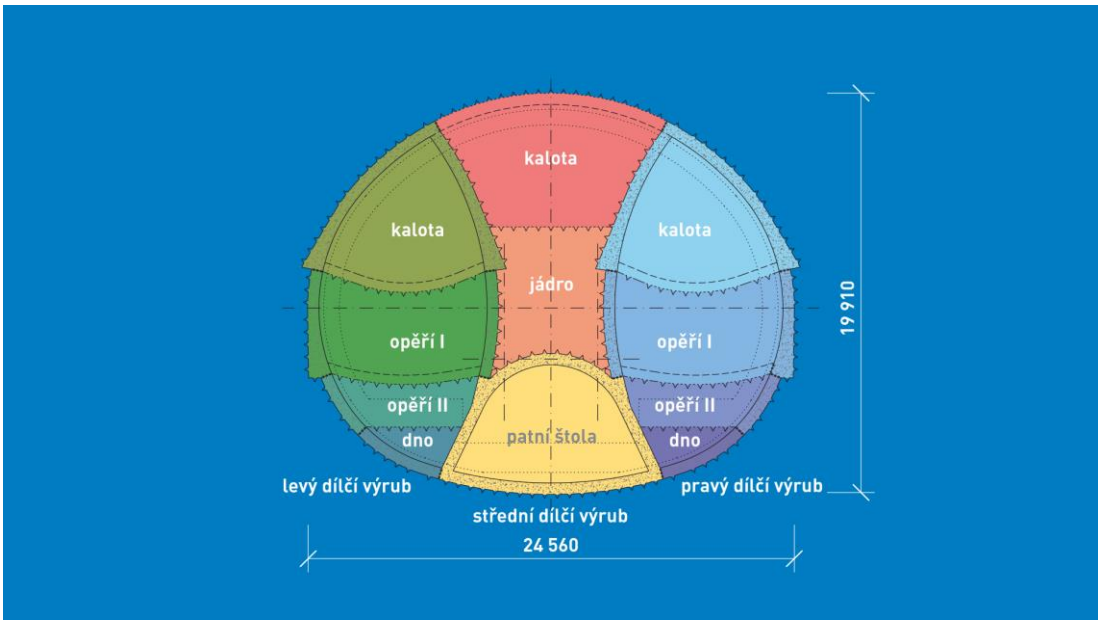
3. POSTUP RAŽEB STANICE PANKRÁC D

Ražby stanice Pankrác D jsou z důvodu její velikosti a dostupnosti rozděleny na 11 dílčích výrubů, viz obr. 2. Z důvodu předpokládaných složitých geotechnických podmínek kosovského souvrství především v místě podcházení provozované linky C metra byl jako první netypicky vyražen nejspodnější profil tzv. patní štola, ze které byly následně provedeny tlakové chemické injektáže, tak aby došlo ke zpevnění jednotlivých vrstev v profilu budoucí stanice a cca 2,5 m nad její profil. Následně již ražby pokračovaly standartně od vrchních profilů směrem dolů, nejprve boční dílčí výruby, nakonec střední dílčí výrub s postupným vybouráním dočasných vnitřních konstrukcí včetně klenby patní štoly. Výhodou

netypického postupu ražeb bylo to, že při propojování primárního ostění kaloty středního dílčího výrubu již byl celý profil stanice uzavřený. Z důvodu výšky stanice Pankrác D cca 20 m a jediných možných přístupů z vertikálních šachet, byla patní štola ražena ze šachty na zařízení staveniště VO-OL, většina kalot bočních dílčích výrubů ze zařízení staveniště PAD4 a zbytek ražeb a bourání vnitřních konstrukcí ze zařízení staveniště PAD1b.

Ražby stanice probíhaly dle zásad Nové rakouské tunelovací metody. Z důvodu velikosti profilu byla délka záběru pevně daná, a to 1 m, tak aby bylo možné propojovat jednotlivé dílčí výruby, především jejich výztužné rámy BTX. Obecně probíhaly ražby v technologických třídách TT5a nebo TT5b, kdy rozdíl byl především v tom, že v třídě TT5b byly součástí ražby použité chemické tlakové injektáže přes předháněné jehly, zatímco v TT5a byly všechny tyčové vystrojovací prvky pouze vyplněny tou samou chemickou směsí. TT5b byla použita ve značné míře v oblasti kosovského souvrství a v místech tektonicky postižených. Výhodou použití chemické směsi pro výplně tyčových vystrojovacích prvků bylo, že v případě navrtání podzemní vody bylo možné přes tyto prvky provést okamžitě tlakovou injektáž a přítok vody minimalizovat. Při ražbě a osazovaní výztužných rámů ve všech profilech byl velký důraz kladen na jejich co nejpřesnější montáž kvůli umožnění jejich následného propojování. Rozpojování horniny bylo prováděno buď strojně, především v kosovském souvrství, nebo kombinovaně s použitím trhacích prací v diabasech, liteňském souvrství a částečně při zastižení větších mocností křemenných pískovců kosovského souvrství.

Trhací práce byly značně omezeny seismikou okolních objektů, kdy maximální nálož na časový stupeň byla projektem trhacích prací stanovena na 0,8, resp. 1,2 kg. Největší výzvou z pohledu trhacích prací bylo jejich použití v těsné blízkosti linky metra C v čase jejího provozu, jelikož z hlukových limitů bylo možné trhací práce používat v čase mezi 6:00 až 22:00. Proto bylo s provozem metra dohodnuto, že odpal se provede v době, kdy vlaky metra mají co největší interval jízd, tj. mezi 21:00 až 22:00. Po přípravě trhacích prací byla s dispečerem metra potvrzena možnost provedení odpalu po tom, co ze stanice metra Pankrác C odjel vlak. Následně byla zaměstnancem provozu metra zkontrolována vizuálně část tunelu u provedeného odpalu a puštěn další vlak metra. Za celou dobu používaní trhacích prací nebylo nutné řešit nějakou mimořádnou událost.



Obrázek 2: Rozdělení výrubů ražby stanice

3.1 RAŽBA PATNÍ ŠTOLY

Ražba patní štoly byla zahájena v červnu 2022. V první fázi byla doražena druhá polovina profilu patní štoly v délce cca 44 m, ta první byla vyražena v rámci inženýrsko-geologického průzkumu. Zbytek patní štoly, cca 86 m byl ražen v plném profilu, viz obr. 3. Velikost profilu byla cca 52 m^2 a vystrojení primárního ostění tvořil stříkaný beton, dvě vrstvy KARI sítí 8/150x150 mm, přídavná tyčová výztuž profilů 12, 16, 20 nebo 25 mm a výztužné rámy atypicky z ocelových profilů ve dně patní štoly v celé

délce a v klenbě především v části kosovského souvrství a v blízkosti eskalátoru GEMINI v liteňském souvrství. Ve zbytku byly jako výztužné rámy v klenbě použité klasické bretexy. Tloušťka primárního ostění byla 550 mm. Pro předháněné jehly, radiální svorníky a čelbové kotvy byly použité ocelové samozávrtné svorníky IBO průměru 32 mm v délkách 6 a 8 m. Po vyražení záběru patní štoly na celý profil byl jako první smontován spodní díl výztužného rámu, následně byla provedena jeho fixace stříkaným betonem a poté byl smontován zbytek výztužného rámu v klenbě. Nevýhodou ocelových rámu z ocelových plechů byla nemožnost zastříkání celého rámu. Z důvodu menšího profilu patní štoly byly na ražbu použity menší tunelovací stroje, a to tunelbagr WIMMER Blue Badger nebo VOLVO ECR235 a na odtěžbu dumpr BERGMAN 815. Ražby patní štoly byly ukončeny v únoru 2023. Následně byly zahájeny práce na tlakových chemických injektážích.



Obrázek 3: Ražba patní štoly

3.2 CHEMICKÉ INJEKTÁŽE Z PATNÍ ŠTOLY

Pro chemické tlakové injektáže byly použité dvoukomponentní polyuretany (CarboPur WF, WX) nebo dvoukomponentní organickominerální pryskyřice (CarboThix). Obecně byly organickominerální pryskyřice použity při injektážích jako součást ražeb přes předháněné jehly nebo čelbové kotvy. Polyuretany byly použity při injektážích mimo ražby např. po vyražení patní štoly. Injektáže byly prováděny přes ocelové samozávrtné IBO svorníky průměru 32 mm různých délek od cca 8 m do 22 m přes primární ostění patní štoly. Důležitá jako obvykle byla příprava pro injektáže, která spočívala v rozkreslení míst jednotlivých vrtů s přesným označením každého vrtu, viz obr. 4. Vrtány a následně injektovány byly vrty v sekcích dlouhých cca 10 m s tím, že postupně byly navrtány a zainjektovány vrty ve vzdálenosti cca 4 m, aby se minimalizovalo zalepení sousedních vrtů a přes každý navrtaný vrt bylo možné provést tlakovou injektáž. V závislosti na délce vrtu se maximální tlaky injektáží pohybovaly od 40 barů po 80 barů. Další důležitou součástí přípravy pro injektáže byl výběr vhodných vlastností materiálů dvoukomponentních polyuretanů z hlediska času jejich tuhnutí po promíchání obou složek. Pro krátké vrty byl čas tuhnutí stanoven na cca 5 min., u dlouhých vrtů na cca 15–20 min. Kromě maximálních tlaků bylo projektem stanoveno maximální množství injektovaného materiálu pro každý vrt – 10 kg na 1 bm vrtu, aby docházelo k co nejmenšímu ovlivňování okolí prováděním injektáží. Při realizaci injektáží byl kontrolován a vyhodnocován monitoring okolí a v případě nežádoucích účinků, především zdvihu v místě injektáží, byly maximální tlaky nebo maximální množství injektáží redukovány. Z důvodu značného množství předpokládané spotřeby injektážní směsi byly jednotlivé složky chemie uloženy v IBC kontejnerech, což zjednodušovalo manipulaci s ní. Injektáž byla prováděna zpočátku pomocí pneumatických čerpadel GX45, následně byla použitá zubová čerpadla SK90. Celkem

při tlakových injektážích z patní štoly bylo navrtáno 20 240 m vrtů a bylo zainjektováno 199 143 kg dvoukomponentních polyuretanů. Injektáže trvaly cca 2,5 měsíce.



Obrázek 4: Injektáže z patní štoly

3.3 RAŽBY KALOT A ČÁSTI OPĚŘÍ I BOČNÍCH DÍLČÍCH VÝRUBŮ

Po ukončení tlakových chemických injektáží z patní štoly bylo možné pokračovat v ražbách zbylých části stanice. Jako další bylo nutné vyrazit kaloty bočních dílčích výrubů, viz obr. 5. Tyto ražby probíhaly ze zařízení staveniště ZS PAD4 přes šachtu s maximálním příčným průřezem 7 m. Z tohoto důvodu opět nebylo možné použít pro ražbu standartní velikosti razicích strojů. Opět byl použit tunelbagr WIMMER Blue Badger nebo VOLVO ECR235, jako vrtací vůz EPIROC S2 a pro stříkaný beton MEYCO POCA. Ražba byla zahájena v květnu 2023 z části již vyraženého přestupného tunelu. Z důvodu omezené kapacity v podzemí a šachty byla nedříve vyražena kalota pravého dílčího výrubu a následně kalota levého dílčího výrubu, následně obdobně části opěří I. Pro vystrojení byly použity standartně dvě vrstvy KARI sítí 8/150x150 mm, stříkaný beton, přídavná tyčová výztuž profilů 12, 16, 20 nebo 25 mm, výztužné rámy bretex a jako tyčové vystrojovací prvky ocelové samozávrtné svorníky IBO průměru 32 mm a 51 mm. Čelba byla dělena na kalotu a dno kaloty, resp. opěří I a dno opěří I s tím, že maximální odstup byl 6 m u kaloty a 8 m u opěří I. Tloušťka primárního ostění kaloty, resp. opěří I byla 550 mm a dna kaloty, resp. dna opěří I 450 mm. Délka záběru u kaloty byla 1 m, dna kaloty a opěří I 2 m a dna opěří I 4 m.



Obrázek 5: Ražby kalot bočních výrubů

3.4 RAŽBY ZBYLÝCH ČÁSTÍ STANICE PANKRÁC D

Po doražení opěří I a z protější strany doražení tunelu obratových kolejí došlo k propojení se zařízením staveniště ZS PAD1b, kde je umístěna šachta s příčným profilem cca 20 m. Ražby zbylých profilů stanice mohly být raženy pomocí razicích strojů standartních velikostí, tj. tunelbagrem VOLVO ECR355 nebo Liebherr 950, vrtací vůz byl použit EPIROC E2C a pro stříkaný beton MEYCO POTENZA. Zároveň bylo možné razit zbylé části bočních dílčích výrubů v souběhu. Takto byly postupně vyraženy zbylé části kalot a opěří I, viz obr. 6 a na celou délku profily opěří II a dna bočních výrubů, viz obr. 7.



Obrázek 6: Ražba opěří I



Obrázek 7: Ražba opěří II a dna

V místě doražby kalot byla vyražená část přestupového tunelu z inženýrsko-geologického průzkumu, tento prostor musel být zalit výplňovým betonem. Na zalití byl použit beton TERRAFLOW 5, kdy garantovaná pevnost výplňového betonu byla min. 5 MPa. Zalití bylo ohraničeno dočasnými ŽB stěnami ze stříkaného betonu a KARI sítí s trny navrtanými z ocelových IBO tyčí průměru 32 mm. Zalívání probíhalo po vrstvách tloušťky cca 1,5 m, viz obr. 8. Celkem bylo použito cca 1000 m^3 výplňového betonu.



Obrázek 8: Zalívání části přestupu výplňovým betonem TERRAFLOW

Po vyražení opěří I byla provedena ražba propojky mezi oběma bočními výruby v úrovni právě tohoto profilu, aby byl mezi nimi zachován přístup. Profily opěří II a dna byly nakonec raženy společně se záběrem 2 až 3 m. Tím došlo k propojení bočních výrubů s ostěním patní štoly ve dně stanice. Následně mohly začít práce na ražbě kaloty středního výrubu. Důležitou součástí ražeb bylo zachování určitého množství rubaniny ve stanici tak, aby bylo možné provádět ražby v různých výškových úrovních, tj. po doražbě opěří II a dna bylo nutné ponechat část rubaniny ve stanici pro následnou ražbu kaloty středního výrubu, která byla v úrovni cca 12 m od dna stanice. Ražba kaloty středního výrubu byla zahájena postupným rozražením z ostění levého dílčího výrubu směrem k pravému. Toto rozfárání proběhlo na délku cca 7 m, kdy došlo k propojení celého profilu stanice, kdy již ražba probíhala dle standartního postupu, viz obr. 9. Odstup ražby kaloty středního výrubu od možnosti zahájit vybourání dočasných vnitřních stěn bočních výrubů byl min. 6 m. Maximálně dle projektu bylo možné vybourat dočasné stěny za čelbou kaloty v délce záběru 2 m a maximálně 4 m za den, další bourání bylo umožněno až po časové přestávce min. 24 hod. od ukončení posledního stříkaní zajištění místa klenby stanice po tomto vybourání. Po vyražení dalších cca 20 m kaloty středního výrubu bylo možné toto rozfárání zpětně dorazit a dopropojit zbylou část kaloty středního výrubu. Rozfáraní bylo situované do části stanice s nejlepší geologií a co nejdál od povrchových objektů, především provozované linky metra C a budovy GEMINI. V době psaní tohoto článku zbývá dorazit cca 50 m kaloty středního výrubu, větší část ražby jádra středního dílčího výrubu a dobourání vnitřních dočasných konstrukcí. Nakonec zbývá vyrazit na cca 12 m délce stanice profil prohloubení v šířce celého dna pro kabelové křížení a prostor pro čerpací jímku.



Obrázek 9: Ražba kaloty SDV

3.5 ZESÍLENÉ PRIMÁRNÍ OSTĚNÍ STANICE PANKRÁC D

V místě křížení stanice s budoucím přestupovým tunelem přesně pod provozovanou linkou metra C ze statických důvodu navrhl báňský projektant zesílené primární ostění. Zesílené ostění bylo provedeno v délce cca 20 m. Ražba v těchto místech byla z tohoto důvodu nadvýšená o tloušťku 550 mm. Na vystrojení zesíleného ostění byly použity tři vrstvy KARI sítí 8/150x150 mm, stříkaný beton, přídavná tyčová výztuž průměru 16 mm a spřahovací trny z ocelových samozávrtných IBO tyčí průměru 32 mm délky 1,5 m, viz obr. 10.



Obrázek 10: Zesílené ostění stanice

4. ZÁVĚR

Ražba jednolodní stanice Pankrác D s příčným profilem kolem 400 m^2 ve složitých geotechnických podmínkách v těsné blízkosti provozované linky metra C u stejnojmenné stanice a v blízkosti dalších nadzemních (např. budova GEMINI) a podzemních objektů (např. kolektor PRE) vyžadovala velmi úzkou spolupráci všech zúčastněných na stavbě, od projektanta, přes monitoring, dozor investora a samotného investora, tak i zhotovitele. Zároveň byly nedílnou součástí kontroly příslušného báňského úřadu a odborných znalců projektové dokumentace. V prvních fázích stavby se tento úkol jevil jako těžko proveditelný. Až výsledky inženýrsko-geologického průzkumu a následné technické řešení spočívající především v použití chemických tlakových injektáží ale i chemické směsi jako výplně pro všechny vystrojovací prvky, dávaly možnost uklidnění. Avšak ti, kteří se podílejí na ražbách tunelů, vědí, že toto uklidnění nastává až po ukončení ražeb. Ražba stanice Pankrác D vyžadovala velkou pečlivost, přesnost a zkušenosti razičských osádek s důrazem na dodržování technologické kázně. Na druhou stranu z důvodu velké tloušťky primárního ostění 550 mm docházelo ke vzniku dutin na rozhraní s výrubem u postaveného bretexu a pro jejich minimalizaci bylo nutné tyto dutiny dostříkávat po vyražení záběru ještě před postavením dalšího výztužného rámu bretex.

LITERATURA

PRAVDA, V. *Generální projekt trhacích prací METRO D, Úsek stanice Pankrác a související objekty*. Praha, 2021, 20 s.

URBÁNEK, T. *Dokumentace pro provedení stavby: Výstavba trasy I.D metra v Praze – úsek ID1a, Stanice Pankrác D, Ražba a primární ostění, Patní štola ražená z VO-OL.* Praha: METROPROJEKT Praha a.s., 2022.

URBÁNEK, T. *Dokumentace pro provedení stavby: Výstavba trasy I.D metra v Praze – úsek ID1a, Stanice Pankrác D, Zlepšení horninového masivu, Injektáže z VO-OL*. Praha: METROPROJEKT Praha a.s., 2023.

URBÁNEK, T. *Dokumentace pro provedení stavby: Výstavba trasy I.D metra v Praze – úsek ID1a, Stanice Pankrác D, Ražba a primární ostění, Pravý dílčí výrub*. Praha: METROPROJEKT Praha a.s., 2023.

URBÁNEK, T. *Dokumentace pro provedení stavby: Výstavba trasy I.D metra v Praze – úsek ID1a, Stanice Pankrác D, Ražba a primární ostění, Levý dílčí výrub*. Praha: METROPROJEKT Praha a.s., 2023.

URBÁNEK, T. *Dokumentace pro provedení stavby: Výstavba trasy I.D metra v Praze – úsek ID1a, Stanice Pankrác D, Ražba a primární ostění, Střední dílčí výrub*. Praha: METROPROJEKT Praha a.s., 2025.

Titul, jméno, příjmení autora: Václav Anděl
Pracoviště: Subterra a.s.
E-mail adresa: vandel@subterra.cz

Titul, jméno, příjmení autora: Ing. Štefan Ivor
Pracoviště: Subterra a.s.
E-mail adresa: sivor@subterra.cz

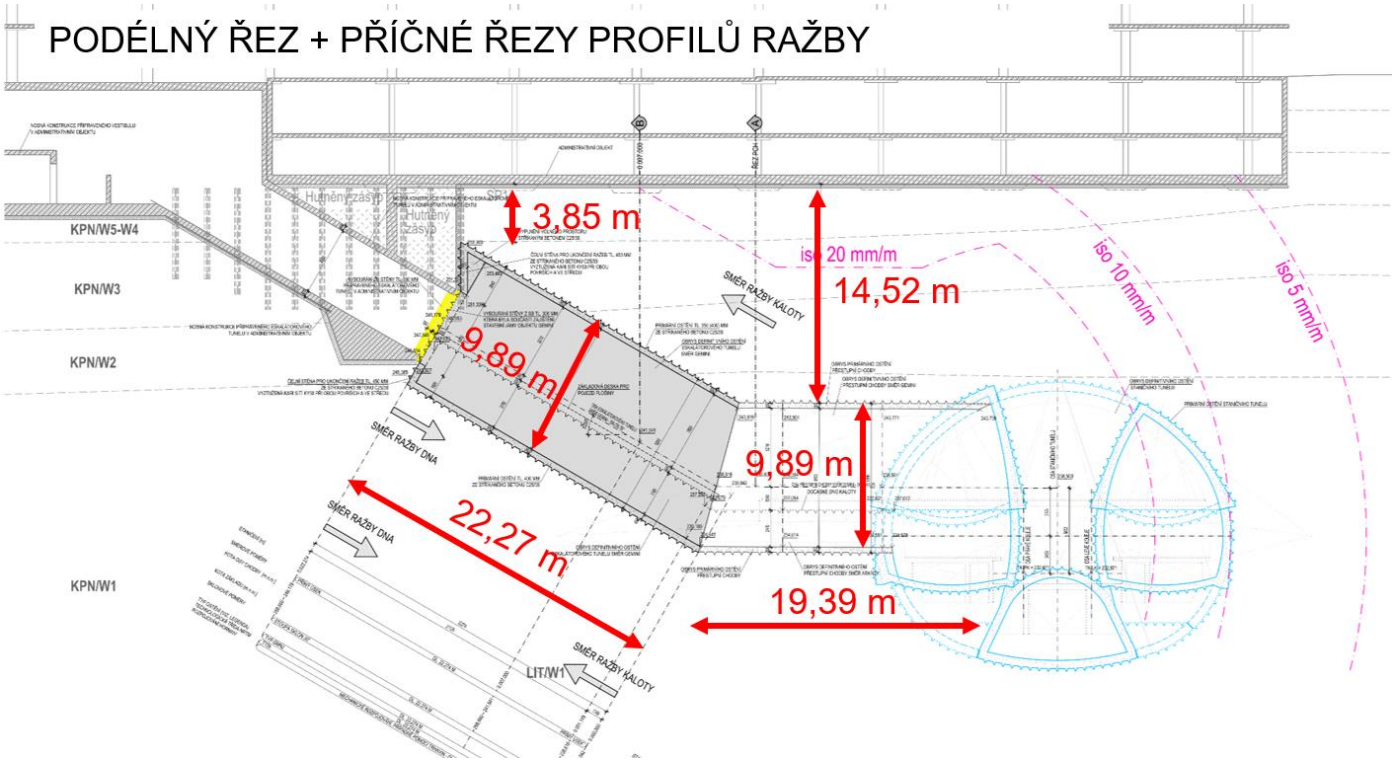
REALIZACE ESKALÁTOROVÉHO TUNELU GEMINI PŘI VÝSTAVBĚ LINKY METRA D V PRAZE

Šimon Doubek & Jiří Břichňáč.
Subterra a.s., Prague, Czech Republic

ABSTRAKT: Tento příspěvek se pokusí přiblížit postup výstavby eskalátorového tunelu Gemini, který je součástí výstavby linky D pražského metra a je jedním ze tří eskalátorových tunelů umožňujících výstup ze stanice Pankrác D. Příspěvek popíše kompletní realizaci objektu od ražby, přes instalaci hydroizolačního souvrství až po betonáž definitivního ostění spodní i horní klenby. V úvodu stručně popisuje nezbytné přípravné práce v oblasti projekčních prací ve vazbě na v geologickém průzkumu ověřené metody ražby v této oblasti. Projekční práce měli přímý vliv na zvolený způsob ražby a použitou mechanizaci. Pro šikmou dovrchní ražbu eskalátorového tunelu byl vyvinut prototyp pracovní plošiny. Příspěvek dále popisuje geologii této lokality a postup a technologii ražby eskalátorového tunelu ovlivněného možností přístupu pouze ze spodní části. V průběhu ražeb byla v prostoru tohoto objektu zjištěna kontaminace horniny a podzemní vody ropnými látkami, což mělo za následek další ztížení samotných razičských prací, změnu hydroizolačního systému včetně systému pojistných injektáží a injektáží těsnících.

1. PŘÍPRAVNÉ A PROJEKČNÍ PRÁCE

Zadávací dokumentace zakázky na výstavbu linky metra D byla zhotovena v roce 2018. Před samotným zahájením výstavby probíhal inženýrsko geologický průzkum oblasti, při níž byly ověřovány metody zlepšování horninového prostředí. Zejména se osvědčila předstihová chemická injektáž, která nejen zlepšila kvalitu horninového prostředí pro samotnou ražbu, ale zároveň zatěsnila prostor ražby proti nadměrným průsakům podzemní vody. Tyto poznatky byly následně při projektování dokumentace pro realizace stavby zapracovány a díky nim bylo možné změnit filozofii ražby objektu eskalátorového tunelu Gemini.



Obr. 1 – Podélný řez eskalátorovým tunelem a přestupní chodbou“

V původní projektová dokumentace z roku 2018 byla ražba řešena využitím Nové rakouské tunelovací metody s horizontálním členěním výrubu na kalotu, opěří a dno se svisle členěnou kalotou na levý a pravý dílčí výrub. Přístropí kaloty bylo zajištěno dvouřadými mikropilotovými deštníky z trubek Ø 127 mm s tloušťkou stěny 12 mm vrtaných na délku 10 m do postupně se zvětšujícího výrubu, tzv. kapliček. V každé kapličce bylo provedeno max. 8 záběrů ražby maximální délky 0,8 m. Překryv MP deštníků byl cca 3,5 m. Tloušťka ostění ze stříkaného betonu byla navržena na 350 mm se dvěma vrstvami svařovaných sítí 8x8/150x150 a výztužným rámem v každém kroku.

Díky zapracování poznatků z inženýrsko geologického průzkumu bylo možné při realizaci změnit členění výrubu horizontálně na kalotu s provizorní plochou rozpěrnou deskou a protiklenbu. Zajištění přístropí a zlepšení horninového prostředí bylo provedeno předstihovou chemickou injektáží, která byla prováděna vrty vystrojenými samozávrtnými svorníky délky 8,0 m v každém čtvrtém záběru (obr. 1).

Zhotovitel zahájil v předstihu 1,5 roku před začátkem razičských prací vyvíjet prototyp plošiny pro dovrchní ražbu eskalátorového tunelu. Díky úsilí mnoha odborníků z různých odvětví byl nakonec ze dvou variantních řešení zvolen jeden, který umožňoval bezpečně provádět ražbu kaloty z hydraulicky ovládané plošiny, na které se mohli vystřídat všechny stroje nutné pro provedení a zajištění výrubu v každém kroku ražby. Plošina byla navržena s nosností 25 tun se statickou rezervou na dynamické účinky případného pádu horniny na plošinu. Během vývoje plošiny bylo nutné skloubit mnoho faktorů a odborností. Zejména šlo o vývoj hydraulického posunu, elektroinstalace čidel bezpečnostních prvků, programování ovládání s přihlédnutím k eliminaci lidské chyby při posunu plošiny, návrh bezpečnostních prvků pro bezpečný pohyb personálu po plošině a při přechodu do nezajištěného výrubu, soulad stroje s legislativou pro využití při činnosti prováděné hornickým způsobem. Při řešení všech těchto požadavků docházelo často k protichůdným potřebám, takže bylo nutné volit mezi více řešeními a volit podle priorit. Samotný technický návrh trval 12 měsíců. Dalších 6 měsíců trvala výroba a zkušební provoz u výrobce.

2. GEOLOGICKÉ POMĚRY

Z geologického hlediska ražené objekty realizované ze zařízení staveniště PAD1b směrem ke stanici Pankrác D prochází přes jádro synklinály budované silurskými horninami zastoupenými kopaninským a liteňským souvrstvím. Blíže ke stanici Pankrác D nastupuje souvrství liteňské. Ražba přestupní chodby a eskalátorového tunelu byla vedena liteňským souvrstvím. Liteňské souvrství je tvořeno tmavě šedými až černými jílovitými až prachovitými břidlicemi a ve své svrchní části obsahuje časté polohy a čočky velmi pevných vápenců. Časté jsou také polohy tufitů. Celková mocnost liteňských vrstev je cca 30-80 m. Vlastní břidlice jsou tence deskovitě vrstevnaté s velmi hojnou graptolitovou faunou na vrstevních plochách. Vrstevnatost je často neznatelná a jako hlavní predisponované plochy rozpadu se uplatňují pukliny.

3. RAŽBA ESKALÁTOROVÉHO TUNELU

Samotný stavební objekt SO 11-24 Přestupní chodba a eskalátorový tunel Gemini je tvořen krátkou přestupní chodbou délky 19,39 m o profilu výrubu 94,59 m^2. Přestupní chodba je vedena v zatáčce a kolmo se napojuje na výrub jednolodní stanice Pankrác D. V podélném směru přestupní chodba od stanice stoupá ve sklonu 0,5 %. Výrub je horizontálně členěn na kalotu a dno. Samotná ražba probíhala standartní strojní sestavou pro ražbu velkých profilů, pomocí vrtacího vozu Rocket Boomer E2C, tunelbagru Liebherr 950, kolového nakladače Volvo 120, manipulátoru na stříkaný beton Meyco Potenza a vysokozdvižné plošiny DC 16/HL. Ražba přestupní chodby byla z důvodu nadzemních objektů v nadloží zařazena do vystrojovací třídy TT 5b. Vystrojovací třída předepisovala ražbu v délce kroku max 1,0 m s ostěním ze stříkaného betonu tloušťky 350 mm vyztuženého dvěma vrstvami svařovaných sítí 8x8/150x150 mm včetně příložek Ø 16 mm a výztužným příhradovým rámem v každém záběru. Zlepšení horninového prostředí bylo prováděno pomocí injektáže do předpolí ražby vrty vystrojenými samozávrtnými svorníky IBO R32 délky 8,0 m v každém čtvrtém záběru. Vrty byly tlakově injektovány organickominerální pryskyřicí. Parametry tlakové injektáže byly nastaveny na spotřebu 10 kg/m vrtu nebo dosažení tlaku 60 barů. Injektáž byla ukončena při dosažení jednoho z výše uvedených parametrů. Přístropí výrubu bylo zajištěno injektovanými jehlami ze samozávrtných svorníků IBO R32 délky 6 m

v každém druhém záběru, které byly rovněž tlakově injektovány s parametry injektáže 15 kg/m vrtu nebo dosažení tlaku 60 bar. Ražba byla zahájena 15.3.2025 a v obou výrubech dokončena k 5.4.2025 (obr. 2). Následovaly přípravy pro zahájení ražby šikmé části eskalátorového tunelu, která je dlouhá 22,27 m a má plochu výrubu 105,13 m^2. Eskalátorový tunel je ražen dovrchně ve sklonu 30°. Zhotovitel využil možnost ražby zhruba 10 m kaloty šikmé části strojní sestavou využitou při ražbě přestupní chodby. Následně byla vybetonována provizorní železobetonová rozpěrná deska dna kaloty. Tloušťka desky byla 400 mm a byla vyztužena dvěma vrstvami svařovaných sítí 8x8/150x150 s příčnými příložkami Ø 16 mm s další přídavnou smykovou výztuží v oblasti ukotvení dvou ozubených kolejnic pro posun plošiny pro šikmou ražbu eskalátorového tunelu.



„Obr. 2 – Zahájení ražby kaloty přestupní chodby“

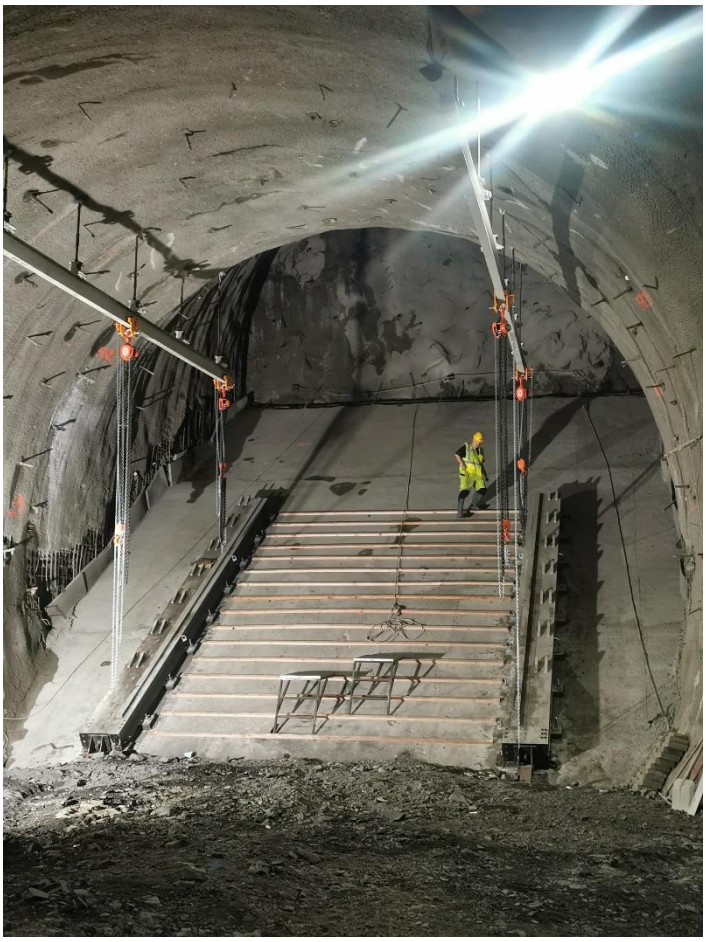
Před samotnou montáží plošiny pro ražbu šikmé části bylo nutné instalovat závěsnou drážku pod strop přestupní chodby. Závěsná drážka byla tvořena dvěma ocelovými nosníky a umožňovala posun těžkých dílů plošiny směrem k čelbě. Strojní mechanizace měla přístup k montáži pouze z přestupní chodby. Nosnost každé drážky byla max. 10,5 tuny. Následovalo osazení úvodních 8m dlouhých ozubených kolejnic pro pojezd plošiny (obr. 3). Kotvení do rozpěrné desky vyžadovalo jádrové vrty pro každý kotevní bod. Kotevní body byly tvořený závitovou tyčí M30 s minimální kotevní délkou 250 mm. Každá kolejnice byla kotvena dvěma trny po stranách kolejnice každý 1m své délky.

Samotná montáž plošiny včetně zapojení hydrauliky a elektrického ovládání trvala 21 dní. Po dokončení montáže bylo nutné zbudovat sypaný nájezd k plošině, který byl ze strany plošiny zapažen betonovými panely. Tak vznikl nejen dojezd plošiny nutný pro výměnu strojů, ale i retenční prostor pro rubaninu, která při ražbě propadávala pod plošinou až do tohoto prostoru.

Po dokončení všech těchto přípravných prací bylo možné zahájit ražbu zbylé části eskalátorového tunelu o délce 12,2 m. Zbývající délka ražby se jeví jako krátká, nicméně bez instalace plošiny pro šikmý posun by byla i takto krátká vzdálenost ražby neproveditelná.

Průběh zbylých ražeb probíhal ve vystrojovací třídě TT 5b se shodným zajištěním výrubu jako u přestupní chodby, včetně předstihové tlakové injektáže. Po dokončení dvou záběrů kaloty byla vždy betonována lamela železobetonové rozpěrné desky včetně již po zaarmování osazených kolejnic s kotevními trny pro pojezd plošiny. Tímto odpadlo zdlouhavé jádrové vrtání kotvení jednotlivých dílů

kolejnic do rozpěrné desky. Kolejnice bylo možné prodlužovat po úsecích délky 1,0 m. Ražba kaloty až na styk eskalátorového tunelu s objektem Gemini probíhala v období 8.6.- 7.7.2025. Ražba byla prováděna strojní sestavou tvořenou rypadlem Avesco TB 20 (váha stroje 20 tun), vrtací soupravou Boomer S2, manipulátorem na stříkaný beton Meyco Oruga spolu s čerpadlem betonové směsi Meyco Suprema. Zajímavostí ražby je zejména automatický pohyb plošiny v jednotlivých krocích délky 1,0 m s možností zkrátit krok na 0,5 m (obr. 4a). Pohyb plošiny zajišťovaly tři páry hydraulických válců. Dva páry zajišťovaly uchycení plošiny při pohybu vzhůru nebo dolů, jeden pár válců zajišťoval samotný posun plošiny. Uchycení plošiny na kolejnicích probíhalo právě přes jednotlivé zuby kolejnic. Posun plošiny o 1 m vyžadoval čas jedné minuty a v tomto kroku došlo postupně k aktivaci všech hydraulických válců. Po zahájení ražby bylo nutné upravit i povrch železobetonové rozpěrné desky, když se ukázalo, že rubaniny zůstává ležet na desce v oblasti čelby a samovolně se neposouvá se směrem k patě rozpěrné desky. Celý povrch rozpěrné desky byl vyložen plechem tloušťky 1 mm. Po tomto opatření rubanina samospádem sjížděla až do oblasti dojezdu plošiny, kde byla vytěžena pásovým rypadlem a vyvezena na povrch.



„Obr. 3 – Závěsná drážka pro montáž plošiny“



„Obr. 4a – Ražba kaloty eskalátorového tunelu“

Po dosažení styku s objektem Gemini bylo nejprve v rámci ražby zlikvidováno záporové pažení stavební jámy objektu Gemini a následně stěnovou pilou vyříznut obdélníkový otvor do železobetonové podzemní stěny samotného objektu. Ražba spodní klenby probíhala postupným couváním plošiny od shora dolů. Po jednotlivých krocích délky 2,0 m byla bourána rozpěrná deska, demontovány kolejnice pro pojezd plošiny a zhotoveno primární ostění spodní klenby (obr. 4b). Po zcouvání plošiny až na začátek kolejové dráhy byl nejprve odstraněn sypaný nájezd na plošinu a pomocí závěsné drážky byla plošina rozebrána a vyvezena na povrch. Zbývajících 8m dna bylo vyraženo z přestupní chodby opět mechanizací pro ražbu velkých profilů.



„Obr. 4b – Ražba spodní kelnby eskalátorového tunelu“

4. HYDROIZOLAČNÍ SOUVRSTVÍ

Hydroizolační systém je v objektu eskalátorového tunelu navržen stejně jako ve všech ostatních podzemních objektech současně nově budované linky metra, tedy typu „ponorka“. Po celém obvodu je definitivní ostění opatřeno proti působení tlakové podzemní vody uzavřeným mezilehlým hydroizolačním souvrstvím aplikovaným mezi primární ostění ze stříkaného betonu a definitivní ostění z monolitického železobetonu. Uzavřený hydroizolační systém zároveň plní funkci pasivní sekundární ochrany proti bludným proudům.

Výběr hydroizolačního materiálu byl ovlivněn faktem, že zhruba mezi lety 1955 a 1985 byla na Pankráci provozována povrchová čerpací stanice pohonných hmot s podzemními nádržemi pro jejich uložení. Z důvodu dlouhodobé netěsnosti nádrží byla při ražbě zastižena kontaminace horniny a podzemní vody ropnými látkami. Tato skutečnost nebyla při tvorbě zadávací projektové dokumentace známa a byla odhalena až při ražbách stanice Pankrác D. To mělo za následek nemožnost použití hydroizolační fólie PVC tloušťky 3 mm, která je použita u ostatních stavebních objektů. Místo toho báňský projektant zvolil materiál odolný proti působení ropných látek. Nově navržený hydroizolační systém se skládá z fóliové LDPE hydroizolace tloušťky 2 mm osazené ve dvou vrstvách. Ochrannou vrstvu na styku s primárním ostěním tvoří geotextilii (800 g/m2). V místě pracovních a dilatačních spár jsou umístěny zesilující pásy z hydroizolační LDPE fólie. Stavební práce obsahují i napojení nově budovaného systému na stávající hydroizolační PVC systém administrativního objektu Gemini formou sevření obou zmíněných fólií do nerezových přírub.

V rozsahu dna je hydroizolační fólie po instalaci shora ochráněna geotextilií (500 g/m2) a ochrannou vrstvou betonové mazaniny tloušťky 100 mm ve vodorovné části přestupní chodby respektive 280 mm v šikmé části eskalátorového tunelu.

Projektant dále navrhl dvojitý pojistný systém injektáže – plošný systematický a pojistný. První injektážní systém, který má zabránit proudění podzemní vody s potenciálním obsahem ropných látek

podél eskalátorového tunelu je umístěn mezi hydroizolační folii a primární ostění. Pro pojistný systém je uvažována chemická injektáž prostoru mezi dvěma hydroizolačními foliemi, která se předpokládá pouze v případě, že provedená hydroizolace bude vykazovat netěsnosti.

5. DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ

Stavební objekt eskalátorový tunel a přestupní chodba je rozdělen do jednoho dilatačního celku v délce 31,937 m. Dále je konstrukce oddělena dilatacemi od sousedních objektů stanice Pankrác D a stávajícího administrativního objektu Gemini. Betonáž ostění je rozdělena vodorovnými pracovními spárami na betonáž dna a betonáž klenby. Definitivní ostění je navrženo z vyztuženého betonu C30/37. Spodní klenba je armována z tradiční vázané výztuže, kdežto u horní klenby základ výztužné kostry definitivního ostění tvoří příhradové rámy, které jsou doplněny na rubové i lícové straně výztužnými kari sítěmi a příložkami z ocelových prutů.

6. POSTUP PRACÍ PŘI REALIZACI DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ

Po dokončení ražeb byly zaznamenány výrazné přítoky vody s příměsí benzinu v prostoru dna šikmé části eskalátorového tunelu. Z tohoto důvodu byla navržena a provedena systematická plošná injektáž dna pomocí krátkých vrtů hloubky cca 600 mm o Ø 14 mm v rastru 1x1 m. Celkem bylo provedeno 190 ks těchto vrtů. Každý vrt byl přes pakr pod maximálně přípustným tlakem 20 bar zainjektován dvoukomponentní organicko-minerální pryskyřicí.

V časovém sledu byl nejprve zhotovený hydroizolační systém včetně injektážních hadiček v rozsahu dna vodorovné části, následně bylo provedeno vyvázaní výztuže včetně jejího vytrnování do šikmé konstrukční části dna, zhotoveno bednění dna z obou stran a betonáž.

V dalším kroku bylo postaveno lešení v šikmé části pro zaizolování dna a osazení zámečnického výrobku pro přechod izolace do objektu Gemini. Izolace byla realizována odshora směrem dolů s postupným bouráním lešení.

Ochrannou mazaninou šikmé části bylo zajištěno jednak zabránění poškození hydroizolační fólie, dále umožnila osazení trnů pro montáž výztuže dna a také zlepšila možnost „chůze“ na jinak kluzké hydroizolační fólii. V této části byla možnost vyzkoušet v šikmém sklonu 30° speciální recepturu betonu C30/37 s přídavkem melaminu od dodavatele betonových směsí TBG Metrostav, která byla použitá i ve dně definitivního ostění šikmé části. Bylo nutné ověřit vliv transportu betonu na jeho konzistenci, kdy jediná cesta pro jeho dopravu byla svislým potrubím se zpomalovacími koleny o délce zhruba 25 m na dno stavební jámy PAD 1b do autodomíchávače, který s ním pak jel až na místo betonáže, kde se za pomoci čerpadla dopravoval potrubím do betonované konstrukce. Melamin způsobuje zachování konzistence betonu, ovšem při vibrování se rozlévá. Bohužel při delším transportu a překládání betonu může vliv melaminu klesat.

Následně proběhlo obdobné vázání výztuže dna jako u vodorovné části. Pro betonáž bylo zvoleno řešení, které se používá pro betonování skluzů bezpečnostních přelivů hrází, a sice použití válcového rotačního finišeru pro úpravu finálního povrchu. Finišer se pohyboval po vodících kolejnicích ukotvených do boků primárního ostění a jeho pohyb zajišťovaly dva vrátky za pomocí ocelových lan ukotvených do čelní stěny objektu Gemini. Použit byl opět beton s přídavkem melaminu. Ukládaný čerstvý beton tak měl takové vlastnosti, že se při ukládce udržel v požadovaném sklonu a byl i tak zpracovatelný, zhutnitelný a byla umožněna úprava jeho horního povrchu do požadovaného tvaru. Zásluhou finišeru (obr. 5) byla celá šikmá část vybetonována v jednom taktu za 30 hodin. Během této doby bylo uloženo celkem 260 m3 betonové směsi.

Pro zhotovení hydroizolačního souvrství horní klenby včetně dokončení zámečnického výrobku pro sevření hydroizolací u objektu Gemini bylo postaveno celoprostorové lešení, ze kterého se následně po malé úpravě vyvázala výztuž horní klenby šikmé části. Výztuž musela být kotvena kvůli velkému sklonu o navrtané trny ve vodorovné části (dosud nezaizolované), což kvůli dvouvrstvé izolaci v šikmé nebylo proveditelné.



„Obr. 5 – Finišer pro betonáž spodní klenby“

Samostatnou kapitolou bylo bednění horní klenby. Byl hledán systém, který by po částečné modifikaci dokázal obsáhnout jak šikmou přímou část, tak i vodorovnou část, která je částečně v oblouku a částečně v přímé. Stejným bedněním se předpokládá i bednění zlomu mezi vodorovnou a šikmou částí. Pro betonáž bloků byl vybrán ocelový bednící vůz s automatickým hydraulickým posuvem, který se pohyboval na šikmé ploše po pilových/ozubených kolejnicích. Kvůli nedostatku prostoru pro mechanizaci a zmíněné požadavky na různé modifikace bednícího vozu byl ocelový plášť rozdělen na jednotlivé svařované dílce, které byly připevněny na lehké hliníkové prvky systémového bednění. Postupně byla provedena betonáž šikmé části eskalátorového tunelu od spodu směrem vzhůru až na styk s administrativním objektem Gemini. Šikmá část obsahovala celkem 5 bloků. Pouze dva bloky byly typické délky 4,9 m. První blok na změně sklonu bylo nutné bednit pomocí samotného hydraulického bednícího vozu s přidaným trojúhelníkovým bedněním samotného zlomu (obr. 6). Bednění zlomu bylo z vozu po první betonáži odpojeno a bednění stoupalo přes dva typické bloky až k čtvrtému bloku délky 3,8 m. Na čtvrtý blok navazovala čelní včetně obdélníkového přechodu na zárodek eskalátorového tunelu v objektu Gemini. Bednění čelní stěny bylo zapřené o hydraulické bednění. Po dokončení šikmé části eskalátorového tunelu bednění sjelo po ozubených kolejích do vodorovné části. Vodorovná část se skládala celkem ze tří betonářských bloků. Nejprve byl postaveno prostorové lešení pro instalaci hydroizolačního souvrství a to včetně zámečnického prvku z nerezové oceli, který zajistí přechod izolačního souvrství eskalátorového tunelu na izolační souvrství stanice Pankrác D, které bude pravděpodobně v souladu se zadávací dokumentací z PVC folie tl. 3 mm. Po provedení hydroizolace byla namontována armatura horní klenby v célé délce vodorovné části. První blok sekundárního ostění navazující na šikmou část je veden v přímé a je délky 4,397 m. Tato délka je včetně trojúhelníkového bednění zlomu mezi šikmou a vodorovnou částí. Před betonáží zbylých dvou bloků, které jsou délky 3,0 m a jdou vedeny v oblouku došlo ke kompletní demontáži obálky bednění a byla namontována obálka

pro zatáčku. Po dokončení betonáže bloků v oblouku bylo definitivní ostění objektu přestupní chodby a eskalátorového tunelu kompletně dokončeno (obr. 7).



„Obr. 6 – Bednění prvního bloku horní klenby eskalátorového tunelu“

Začátkem roku 2026 proběhly přípravné práce pro provedení systematické injektáže a samotná injektáž prostoru mezi hydroizolačním souvrstvím a primárním ostěním. Pro tuto injektáž byly využity perforované hadičky Ø18/10 mm umístěné na podkladní geotextilii. Hadičky jsou vyvedeny do injektážních krabic umístěných v sekundárním ostění. Tyto hadičky nejsou na konci uzavřeny, aby mohlo dojít k volnému rozlití injektážní hmoty do prostoru.

7. ZÁVĚR

Realizace eskalátorového tunelu a přestupní chodby Gemini představovala mimořádně náročný projekt, který vyžadoval kombinaci standardních postupů s inovativními řešeními. Zastižení ropných látek v podzemí vedlo k úpravě hydroizolačního systému – namísto PVC fólie byla použita LDPE izolace ve dvou vrstvách, doplněná dvojitým injektážním systémem, který zajišťuje spolehlivou ochranu proti tlakové vodě s případnými ropnými látkami. Významnou výzvou byla jak samotná ražba, tak betonáž šikmé části. S využitím speciální plošiny pro šikmou ražbu, atypické receptury betonu C30/37 a finišeru se potvrdila efektivita zvoleného technologického postupu i při složité dopravě materiálu a betonových směsí na místo uložení. Projekt ukázal, že důsledná příprava, flexibilní přístup a spolupráce jednotlivých členů odborného týmu jsou klíčem k úspěchu při realizaci podzemních staveb v komplikovaných geotechnických podmínkách. Získané zkušenosti lze využít pro optimalizaci budoucích projektů metra i dalších podzemních objektů.



„Obr. 7 – Kompletně dokončené sekundární ostění“

8. PODĚKOVÁNÍ

Poděkování patří zejména celému projektovému týmu, který se na výstavbě podílel. Dále pak projektantovi podzemního díla bez jeho vstřícného přístupu při návrhu projekčního řešení by byla následná realizace mnohem náročnější a dražší. Dík patří i vývojářům strojní mechanizace z různých odvětví, kteří museli požadavky na technické řešení a bezpečnost přetavit v konkrétní opatření. Všichni zúčastnění projevili neskutečnou pracovitost, ochotu jít do neprověřených řešení, kreativitu a schopnost improvizace v situacích, které se při návrhu nepodařilo předvídat. Jen díky týmové práci se podařilo toto objemem nevelké, ale technicky náročné dílo zrealizovat v čase, kvalitě, při zachování bezpečnosti pracovníků.

LITERATURA

Ing. Šimon Doubek: Autor1
Pracoviště: Subterra a.s., Koželužská 2246/5, 180 00 Praha 8
E-mail adresa: sdoubek@subterra.cz

Ing. Jiří Břichňáč: Autor2
Pracoviště: Subterra a.s., Koželužská 2246/5, 180 00 Praha 8
E-mail adresa: jbrichnac@subterra.cz

VÝSTAVBA TRASY I.D METRA V PRAZE V ÚSEKU ID1a PANKRÁC – OLBRACHTOVA – DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ A TECHNICKÉ ZAJÍMVOSTI MEZISTANIČNÍHO ÚSEKU

Radek Kozubík
HOCHTIEF CZ, Prague, Czech Republic
Martin Špeta
HOCHTIEF CZ, Prague, Czech Republic
Štěpán Obrhel
HOCHTIEF CZ, Prague, Czech Republic
Jan Hammerbauer
HOCHTIEF CZ, Prague, Czech Republic

Abstrakt: Výstavba čtvrté linky na pražském metru byla zahájena v nejsložitější a nejdéle trvající etapě v úseku Pankrác – Olbrachtova dne 1.4.2022 a jeho výstavby je ve své polovině.

Tento příspěvek je zaměřen na seznámení se zhotovením hydroizolace a definitivního ostění tunelů mezistaničního úseku a staničních tunelů Olbrachtova ve směru stanice Pankrác. Detailněji bude představena technologie kontinuální betonáže šachty vzduchotechniky. Betonáž čelních stěn průniku čtyř tunelů od úrovně dna tunelu byla provedena najednou bez horizontálních a vertikálních spár a byla technickou výzvou pro zhotovitele. Dále bude představena neobvyklá variabilita ocelové bednící formy ve dvoukolejném tunelu, která byla vyrobena a přestavěna do pěti různých příčných profilů dvoukolejného tunelu. Pro velké betonáže (nad 350 m3) byl zřízen zhotovitelem protihlukový dokovací prostor na auto domíchávače, jehož pozitivní vliv byl pro postup výstavby tohoto úseku zásadní.

Provádění činností prováděných hornickým způsobem v intravilánu města pouze s vertikálním přístupem klade velký důraz na vhodnou technologii, logistiku a plánovaní provádění prací tak, aby nedocházelo k negativnímu ovlivnění povrchové zástavby a dodržení povolených limitů hluku v nočních hodinách.

1. OBECNÉ INFORMACE O PROJEKTU

Výstavba nové linky metra D v Praze je jednou z největších a nejsložitějších podzemních dopravních staveb situovaných v hlavním městě Praze. Celkem se jedná o výstavbu v délce 10,6 km s 10 stanicemi v úseku mezi Náměstím Míru a Písnicí. Na celé trase bude automatický provoz vlakových souprav bez strojvůdce. Na tomto složitém projektu se potkávají různé technologie výstavby (ražba NRTM, TBM, hloubení šachet a stanic).

Takto rozsáhlý dopravní projekt je rozdělen na 4 fáze výstavby. První fáze, která je již více než tři roky ve výstavbě se označuje jako I.D1a a zahrnuje výstavbu stanice Olbrachtova, Pankrác D a mezistaniční traťové tunely včetně propojení nové linky D do stávající stanice Pankrác C. V druhé fázi bude pokračovat výstavba traťových tunelů ze stanice Olbrachtova do Písnice a výstavba tří stanic (Nádraží Krč, Nemocnice Krč, Nové Dvory). Ve třetí fázi se jedná o stanice Libuš, Písnice a Depo Písnice. V poslední čtvrté fázi jde o pokračování linky do centra ze stanice Pankrác D přes náměstí Bratří Synků až na náměstí Míru.

1.1. ZÁKLADNÍ INFORMACE O PROJEKTU:

Název: Provozní sekce trasy metra I.D – úsek Pankrác – Olbrachtova – stavební část

Smluvní termín: 04/2022–09/2029

Objednatel: Dopravní podnik hl. m. Prahy a.s.

Obstaravatel: Inženýring dopravních staveb a.s.

Zhotovitel: Sdružení Metro I.D

Subterra a.s. – vedoucí člen

Hochtief CZ a.s.

Strabag a.s.

Hochtief Infrastructure

Ed.Züblin

Dokumentace pro výběrové řízení: Metroprojekt Praha a.s.

Realizační dokumentace: Metroprojekt Praha a.s.

Monitoring: Krtek D monitoring

Délka stavební části úseku realizované společností Hochtief CZ: 1941,29 m

Počet stanic: 2 ražené stanice

1.2. ROZDĚLENÍ OBJEKTŮ NA MEZISTANIČNÍM ÚSEKU:

Tabulka 1 - rozdělení objektů na mezistaničním úseku

Název stavebního objektu	Plocha výrubu (m^2)	Délka (m)
SO 12-20 - Ražený dvoukolejný tunel a rozplet do odstavu	85 až 220 m^2	394,41
SO 12-21 - Levý ražený jednokolejný tunel	37 m^2	265,60
SO 12-22 - Pravý ražený jednokolejný tunel (vč. vidlice)	37 až 122 m^2	270,90
SO 12-23 - Odstavný ražený jednokolejný tunel	41,5 m^2	157,46
SO 12-25 - Vzduchotechnická propojka mezi jednokolejnými tunely	33 m^2	15,00
SO 12-28 - Strojovna VZT	22 až 67 m^2	97,50
SO 13-20 Stanice Olbrachtova – Pravý staniční tunel	47 až 89 m^2	118,00
SO 13-20 Stanice Olbrachtova – Levý staniční tunel	47 až 61 m^2	113,30
SO 13-20 Stanice Olbrachtova – Propojka TGT sever	39 až 87 m^2	25,70
SO 71-20 - Ražený jednokolejný tunel spojky C-D	37 m^2	468,17
SO 11-29 - Staniční tunel OL	98 m^2	15,25
	CELKEM	**1941,29**

2. HYDROIZOLAČNÍ SOUVRSTVÍ A DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ

Po dokončení ražeb byla provedena reprofilace všech částí tunelů tak, aby byl podklad řádně připraven pro pokládku hydroizolačního souvrství. To je tvořeno v případě klenby ochrannou geotextílií a PVC fólií tl. 3 mm. Geotextílie o hmotnosti 800 g/m^2 je k primárnímu ostění připevněna pomocí terčíků. Poté se provádí instalace samotné PVC fólie. Spojení fólie a terčíku je provedeno pomocí horkovzdušné pistole a spojení jednotlivých izolačních pásů je provedeno svářecím automatem dvojitými sváry s přeložením. V případě dna je nejprve provedena instalace podélné drenáže, betonáž mezerovitého betonu a spádových betonů. Poté je tato vrstva ochráněna geotextílií o celkové hmotnosti 2 000 g/m^2 a případně ještě vrstvou mazaniny. Na hydroizolaci se následně navařují vnější těsnící spárové pásy s pojistným injektážním systémem svedeným do sběrných boxů. Pásy jsou doplněny dvěma dvojicemi injektážních hadiček 19/11 a 11/6 mm. První z nich je určena pro systémovou aktivační injektáž na bázi mikrocementu a druhá pro pojistnou injektáž na chemické bázi.

Na hydroizolační souvrství navazuje definitivní ostění. To je tvořeno z betonu C30/37-XC1-Cl 0,20-Dmax 16 s maximálním průsakem 50 mm, betonářské výztuže, KARI sítí a příhradových obloukových rámů. Ve dně jsou zpravidla navrženy betonážní sekce délky 24 m a dilatační úseky jsou délky 48 m. V klenbě jsou betonážní sekce délky 8 m, vyjma dvoukolejného tunelu, kde délka typické jedné sekce je 10 m. Minimální krytí výztuže je stanoveno 50 mm na vnitřní straně a 40 mm na vnější straně definitivního ostění a je zajištěno pomocí distančních prvků. Příslušné pruty výztuže jsou provařeny dle požadavku ochrany proti účinkům bludných proudů. U stavebních objektů, kde se opakují sekce stejného profilu, se zpravidla využívá plně automatická ocelová forma. V ostatních případech se používá systémové bednění. Po zabetonování dané sekce a jejím odbednění se vždy provede ochranný nátěr, který zabrání vysychání a vzniku smršťovacíh trhlin. Odbedňovací pevnost je stanovena na 11 MPa. Veškerý materiál ke zhotovení definitivního ostění je do podzemí na místo určení dopravován těžní šachtou VO-OL.

Pro velké betonáže (nad 350 m3) byl zřízen zhotovitelem protihlukový dokovací prostor na auto domíchávače. Protihluková účinnost přístřešku byla posouzena na základě několika měření. Měřilo se uvnitř přístřešku, kde byl umístěn zdroj hluku a poté vně u pláště konstrukce. Na základě rozdílu naměřených hodnot akreditovanou laboratoří lze prokazatelně potvrdit účinnost přístřešku.



Obrázek 1- Protihlukový přístřešek

Skladba přístřešku je tvořena pěnovou izolací Purteco P507 (200 mm), kari sítěmi, geotextilií (500 g/m2), nepromokavou krycí plachtou , voděodolnou překližkou Peri (10 mm) a konstrukcí z příhradových rámů. Na základě měření rozdílu hodnot byla stanovena účinnost pláště 27 dB. Vrata vykazovala účinnost 21 dB. Tato konstrukce umožnila zajisti plynulou dopravu betonu v podzemí i v kritických nočních hodinách (22:00 – 6:00).

3. KONTINUÁLNÍ BETONÁŽ VĚTRACÍ ŠACHTY NA TRASE METRA D

V rámci výstavby nové trasy pražského metra D byla realizována betonáž větrací šachty s využitím technologie kontinuální betonáže, která umožnila plynulý postup prací při zachování vysoké kvality provedení. Zvolený technologický postup představuje efektivní řešení zejména pro hluboké svislé konstrukce s vysokými nároky na přesnost, bezpečnost a organizaci výstavby.

Betonovaná větrací šachta má světlý průměr 5,6 m a její hloubka od již zabetonovaného krčku se strojovnou vzduchotechniky činí 23,44 m. Samotná betonáž byla zahájena dne 4. srpna 2025 v 8:00 hodin s plánovaným dokončením dne 8. srpna 2025 v 15:00 hodin.

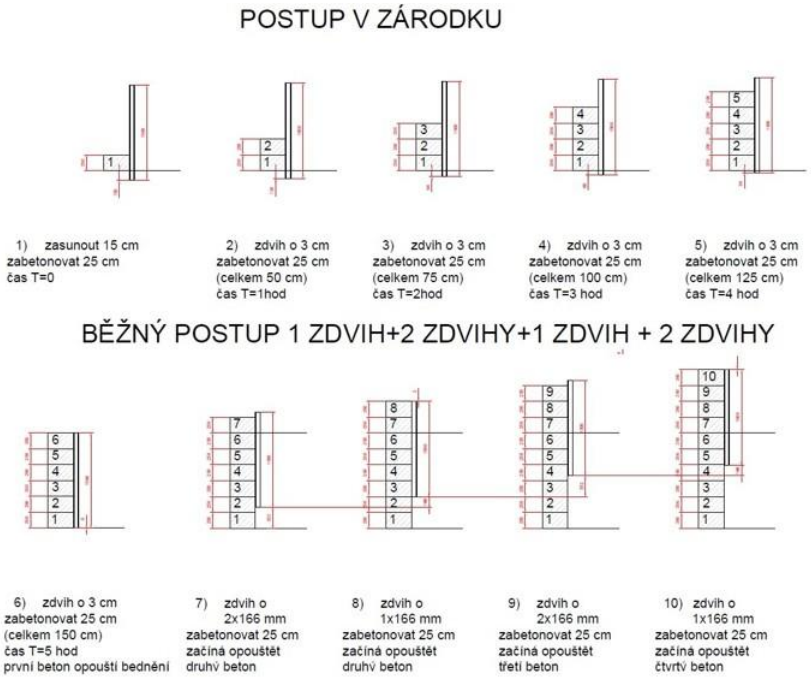
Realizace armatury i následná betonáž probíhaly s využitím čtyř podpěrných věží systému PERI UP, které byly umístěny na povrchu a stabilizovány rozepřením do betonové plochy. Na roznášecí závory těchto věží byly napojeny předmontované příhradové nosníky systému VARIOKIT, které vytvořily nosnou konstrukci pro bednění a technologické zařízení.



Obrázek 2 - Realizace větrací šachty

Posun bednění byl zajištěn hydraulickým systémem o výkonu 7,5 kW s centrálním propojením všech hydraulických válců, což umožnilo synchronizovaný a plynulý zdvih celé konstrukce. Na nosnou povrchovou konstrukci byly osazeny čtyři hydraulické válce ENERPAC RRH-606 s maximální únosností 400 kN. Maximální zdvih jednoho válce činil 166 mm a pohyb byl přenášen pomocí táhel DYWIDAG DW 15.

Zdvih bednění probíhal v pravidelných časových intervalech – každou celou lichou hodinu došlo k jednomu plnému zdvihu hydraulického válce, zatímco každou celou sudou hodinu byly provedeny dva zdvihy. Tento rytmus zajistil rovnoměrný postup betonáže a optimální podmínky pro tuhnutí betonu.

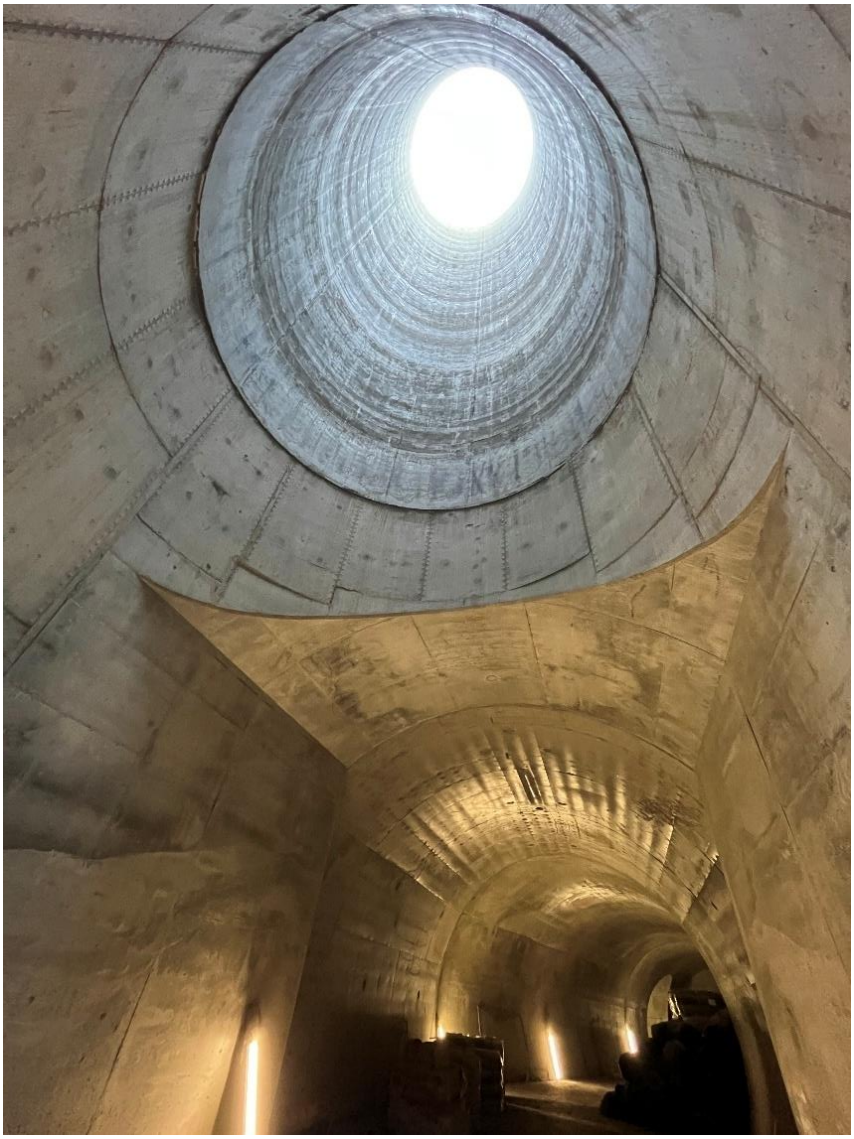


Obrázek 3 – Postup zdvihů bednění

Pro betonáž byl použit litý beton třídy C30/37 C370D3R.16, přičemž úvodní dvě dodávky byly akcelerovány urychlovačem tuhnutí RX40 s cílem zajistit stabilitu čerstvého betonu v počáteční fázi betonáže. Betonová směs byla ukládána do bednění pomocí betonářského koše o kapacitě 0,75 m^3.

Ukládka betonu byla dokončena dne 8. srpna 2025 v 7:00 hodin, přičemž samotná betonáž byla ukončena vytažením bednění o pět hodin později. Celková doba betonáže činila 100 hodin, což odpovídá průměrnému dennímu postupu 5,63 m.

Realizace větrací šachty technologií kontinuální betonáže potvrdila vhodnost tohoto postupu pro hluboké svislé konstrukce v podmínkách městské infrastruktury. Kvalita výsledného díla, plynulá logistika dopravy betonu z betonárky, vysoké pracovní tempo a bezproblémový průběh celé akce svědčí o precizním a profesionálním přístupu všech zúčastněných složek projektu v přípravě i realizaci.

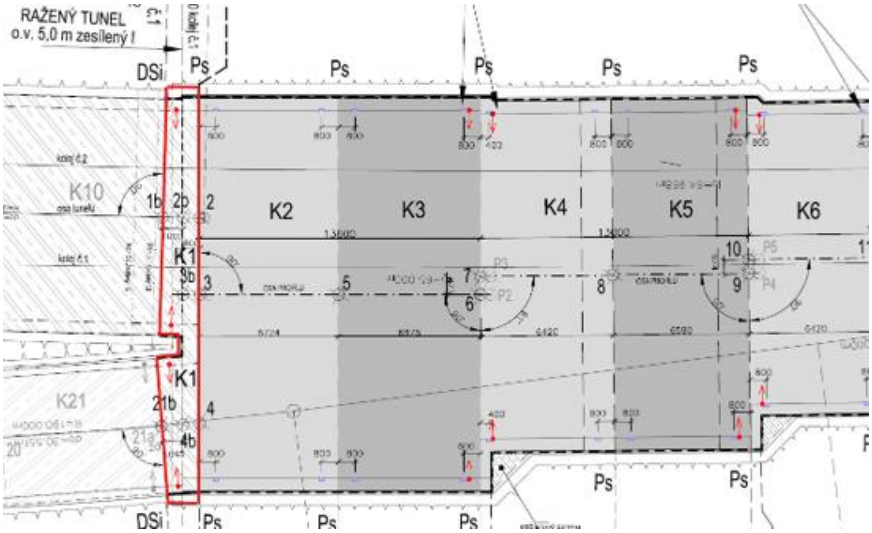


Obrázek 4 – Větrací šachta po kontinuální betonáži

4. BETONÁŽ ČELNÍCH STĚN

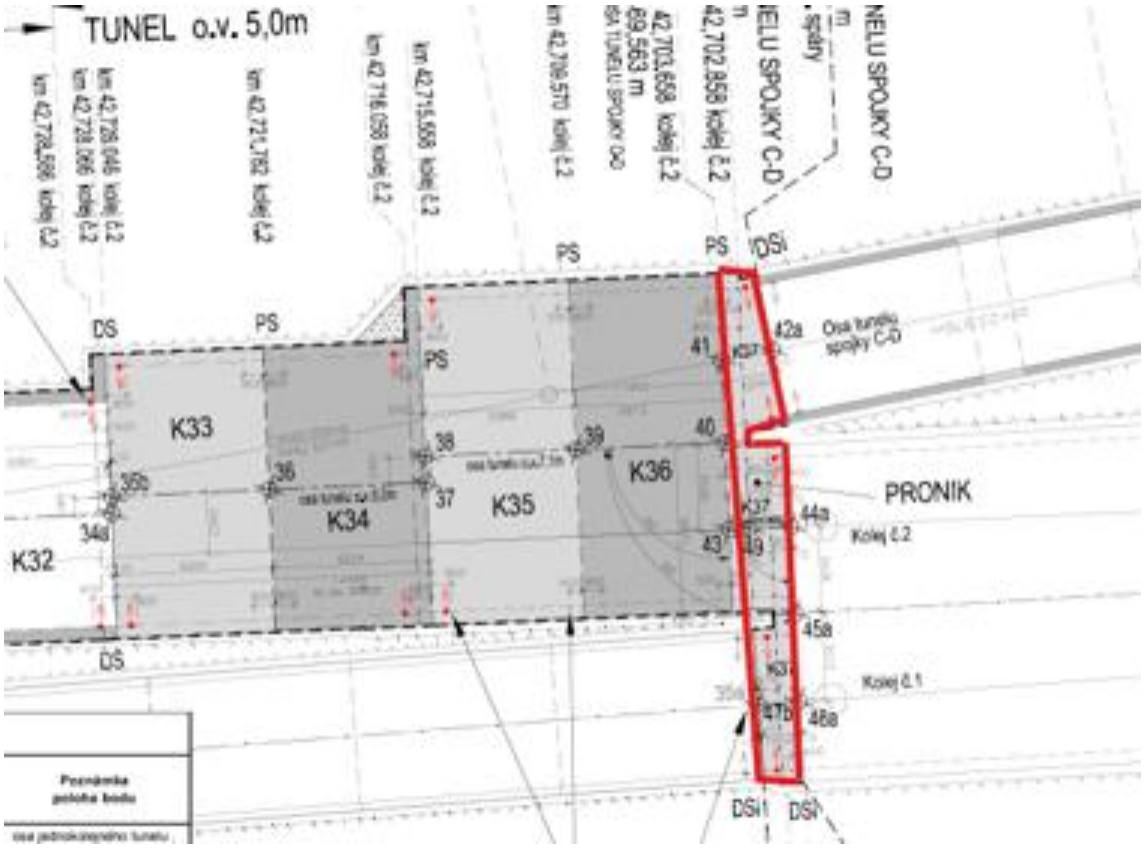
V rámci výstavby metra byly realizovány betonáže čelních stěn definitivního ostění v místech složitých prostorových průniků tunelových rozpletů. Jednalo se o dvě samostatné čelní stěny, které konstrukčně i technologicky patřily mezi nejnáročnější betonáže celé stavby, a to zejména z důvodu jejich rozměrů, výšky a komplikované geometrie v místech rozpletů.

První čelní stěna se nachází v místě dělení dvoukolejného tunelu na pokračující dvoukolejný tunel a odbočující jednokolejný odstavný tunel. Čelní stěna zde tvořila jasně definovaný konstrukční předěl mezi hlavní tunelovou troubou a odbočnou větví, přičemž bylo nutné zajistit plynulé napojení definitivního ostění všech zúčastněných profilů.



Obrázek 5 - Rozplet v místě odbočení do odstavného tunelu

Druhý případ představoval ještě složitější prostorové uspořádání, kdy se dvoukolejný tunel rozděluje na dva samostatné jednokolejné tunely, doplněné o další odbočku do spojky C–D (tunel propojující budovanou linku metra D se stávající linkou metra C). V tomto místě se souběžně stýkaly 4 tunelové osy 4 tunelů různých velikostí, což kladlo vysoké nároky na přesnost bednění, koordinaci výztuže a technologii betonáže.

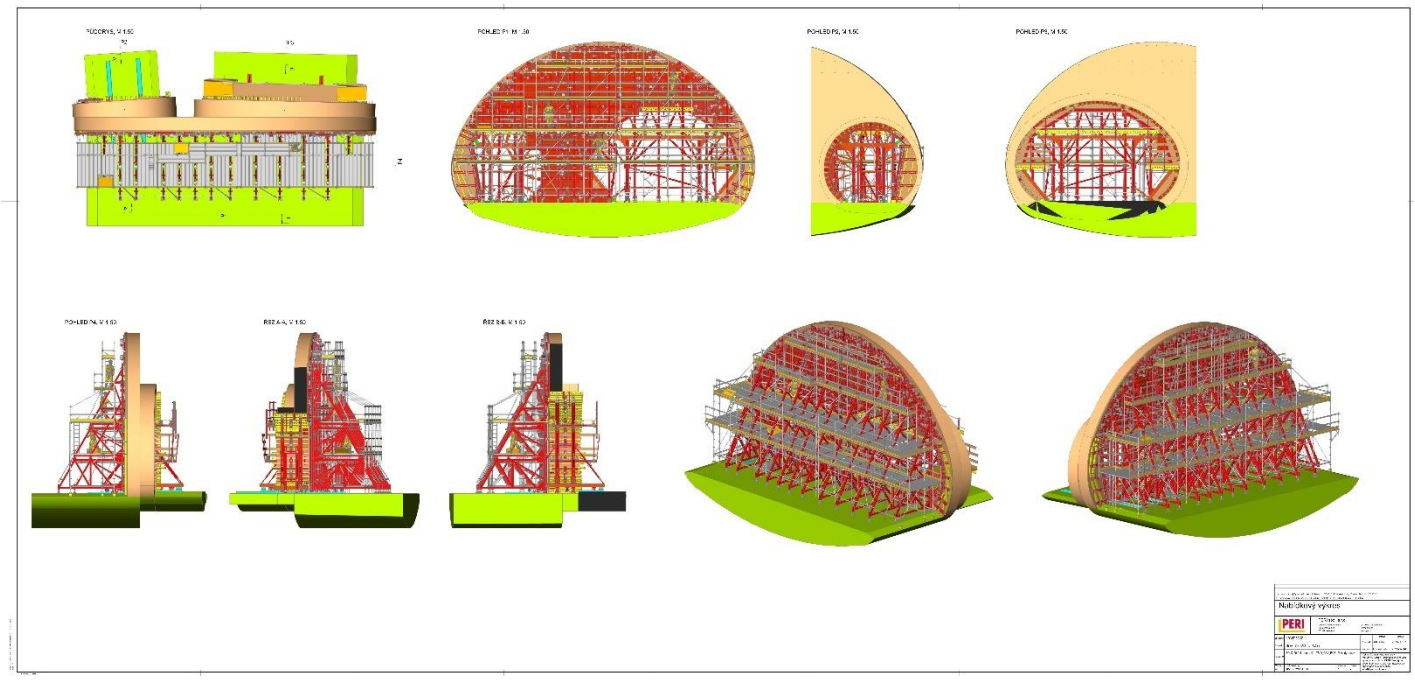


Obrázek 6 - Rozplet do spojky C-D

Každá z čelních stěn byla provedena z jednoho monolitického betonového bloku o objemu přibližně 89 m^3 betonu. Maximální výška konstrukce dosahovala 9,5 m, což významně ovlivnilo návrh bednicího systému i samotný postup betonáže.

Veškeré průniky byly z technologických i statických důvodů betonovány od úrovně podlahy jako jeden celek, bez horizontálních či vertikálních pracovních spár. Tento postup zajistil vysokou prostorovou tuhost konstrukce, eliminaci potenciálních netěsností a rovnoměrné přenesení zatížení z navazujících částí definitivního ostění.

Před zahájením betonáže bylo provedeno kompletní hydroizolační souvrství včetně natažení hadiček pro případnou pojistnou injektáž. Následovala montáž armatury.



Obrázek 7 – Výkres bednění rozpletu do odstavného tunelu

Samotná betonáž probíhala plynule, s důrazem na rovnoměrné ukládání betonové směsi po výškových vrstvách tak, aby nedocházelo k nerovnoměrnému zatěžování bednění. Zhutňování betonu bylo prováděno systematicky s ohledem na hustotu výztuže a členitost konstrukce příložnými vibrátory. Po ukončení betonáže byla zajištěna odpovídající péče o beton s cílem minimalizovat riziko vzniku smršťovacích trhlin.



Obrázek 8- Bednění čelní stěny rozpletu do spojky C-D

Realizace čelních stěn v místech průniků tunelů představovala významný milník výstavby mezistaničního úseku linky metra D v úseku Pankrác – Olbrachtova. Díky monolitickému provedení,

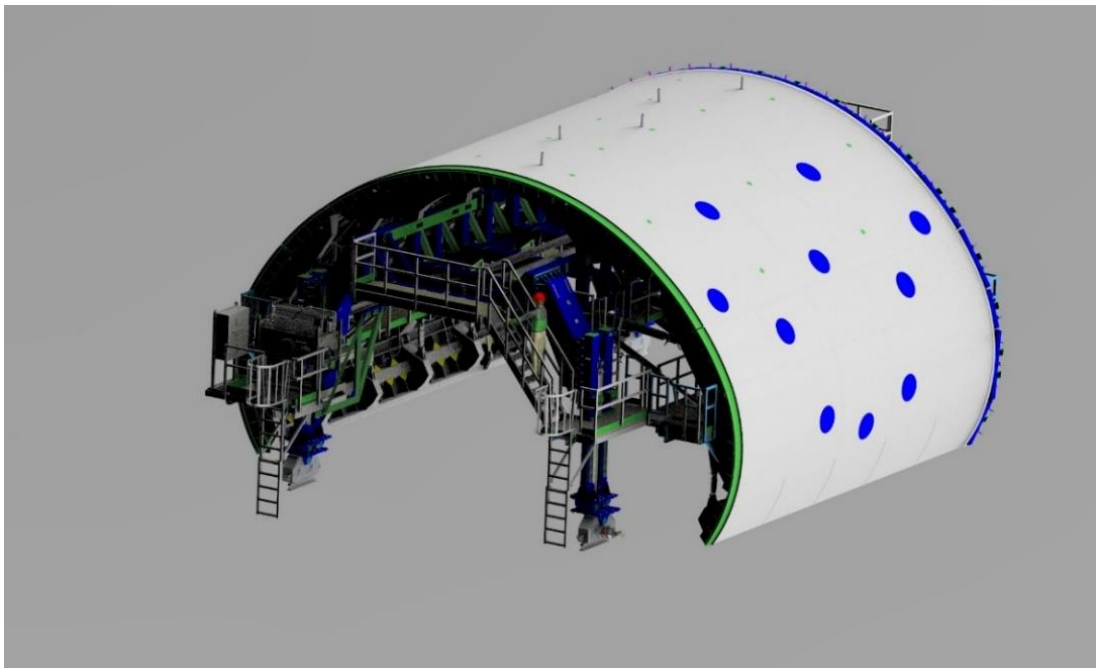
precizní přípravě a zvládnuté technologii betonáže bylo dosaženo vysoké kvality definitivního ostění i v konstrukčně mimořádně složitých rozpletech tunelového systému.



Obrázek 9 - Čelní stěna rozpletu do odstavného tunelu

5. FORMA DO DVOUKOLEJNÉHO TUNELU

Dvoukolejný tunel mezi stanicí Pankrác D a rozpletu do jednokolejných tunelů má délku 471 metrů. Na této téměř půlkilometrové délce tunelu je navrženo 9 různých příčných profilů tunelu. Pro betonáž 5 z těchto profilů byl použit modifikovatelný bednící vůz. Tento byl nasazen v profilech od 89,1 m2 až po největší profil 122,7 m2. Vystrojení a vybavení formy bylo požadováno v obvyklé koncepci, ale s velkým důrazem na jednoduchou přemontovatelnost bednící formy do dalšího profilu v co nejkratším čase a s omezeným přístupem pro montáž. Veškeré montážní práce se prováděly v podzemí s nemožností přístupu jeřábem tzv. shora a s použitím zvedacího zařízení o maximální únosnosti 5 tun. Této výzvy se zhostila opavská společnost Ostroj a.s., která zvládla složité zadaní zrealizovat.



Obrázek 10 - 3D model ocelové hydraulické formy dvoukolejného tunelu

Základní konstrukce formy je sestavena ze svařenců a tvoří nosný rám vlastního bednění. Hlavní částí formy jsou mostní konstrukce, portál, nohy, podstavec a pohon pojezdu. Forma je poháněna hydromotory pomocí hydraulického agregátu. Přejezd bednění mezi jednotlivými sekcemi je zajištěn po kolejnicích S49. Forma je složena ze 3 segmentů, které jsou mezi sebou vzájemně sešroubovány. Délka jednoho segmentu je 2 m. Jednotlivé segmenty jsou vybaveny plnícími (kontrolními) okny nebo napouštěcími ventily DN 125. Na ocelové obálce formy jsou umístěny vibrační pneumomotory, které zajišťují požadované zhutnění betonové směsi. Při základní délce formy 10 m je celková hmotnost zařízení 110 tun.

Použitím této ocelové formy vznikly další logistické výzvy na přesné plánování jednotlivých postupů, směrů betonáží, přesunů formy a v neposlední řadě přestavování na jednotlivé profily. Díky profesionální spolupráci montérů od firmy Ostroj a.s. a realizačního týmu se povedlo jednotlivé přestavby provést bez negativního vlivu na harmonogram výstavby. Průměrná doba přestavby činila 7 dní v závislosti na velikosti profilu. Samotné betonáže pak již probíhaly hladce bez větších problémů.



Obrázek 11 - Betonáž pomocí ocelové hydraulické formy dvoukolejného tunelu

6. ZÁVĚR

Po dokončení ražeb na mezistaničním úseku spojce C-D v říjnu 2024 se veškeré činnosti zaměřily na zhotovení hydroizolace a definitivní ostění. Tyto činnosti v průběhu měsíce dubna na mezistaničním úseku jsou dokončeny i v hloubené části nacházející se v těžní šachtě, kde zůstal ve stropě pouze zásobovací otvor pro dopravu technologie. Již se provádějí betonáže kolejových betonů a zahájily se přípravné práce na zhotovení kolejového svršku. Činnosti na stavbě pokračují v plánovaném tempu a podzemní prostory již nepůsobí tak monumentálně a zaprášeně, jako při ražbách. Ve vzduchu je již cítit blížící se provoz a nám nezbývá než popřát Pražanům a budoucím cestujícím, ať se jej dočkají co nejdříve.

LITERATURA

Projekt: „Výstavba trasy I.D metra v Praze – úsek ID1a Pankrác - Olbrachtova, Stavebně technologická část“ METROPROJEKT Praha a.s., Dokumentace pro provedení stavby, 2022-2026

Titul, jméno, příjmení autora: Ing. Radek Kozubík
Pracoviště: Plzeňská 16/3217, Praha 5
E-mail adresa: radek.kozubik@hochtief.cz

Titul, jméno, příjmení autora: Ing. Martin Špeta
Pracoviště: Plzeňská 16/3217, Praha 5
E-mail adresa: martin.speta@hochtief.cz

Titul, jméno, příjmení autora: Ing. Štěpán Obrhel
Pracoviště: Plzeňská 16/3217, Praha 5
E-mail adresa: stepan.obrhel@hochtief.cz

Titul, jméno, příjmení autora: Bc. Jan Hammerbauer
Pracoviště: Plzeňská 16/3217, Praha 5
E-mail adresa: jan.hammerbauer@hochtief.cz

BEZBARIÉROVÉ ZPŘÍSTUPNĚNÍ STANICE METRA JIŘÍHO Z PODĚBRAD – REALIZACE KOMPLIKOVANÉHO PODZEMNÍHO DÍLA V INTRAVILÁNU MĚSTA

J. Panuška & P. Velička
STRABAG a.s.

ABSTRAKT: Projekt bezbariérového zpřístupnění stanice metra Jiřího z Poděbrad na trase A představuje mimořádně náročnou podzemní stavbu realizovanou v hustě zastavěném městském prostředí. Nové podzemní prostory zahrnují dvojici výtahových a únikových šachet propojených přestupní chodbou o délce 72 m, která ústí do střední lodě stanice. Konstrukce jsou situovány v těsné blízkosti stávajících traťových tunelů a významného objektu – kostela Nejsvětějšího Srdce Páně. Ražba byla prováděna pomocí Nové rakouské tunelovací metody (NRTM) v ordovických břidlicích s proměnlivým stupněm zvětrání a lokálními tektonickými poruchami. Omezené prostorové podmínky a požadavek na minimalizaci vibrací vedly k využití převážně mechanizovaného rozpojování horniny s omezením trhacích prací na minimum. Rubanina byla odtěžována pomocí jeřábu a těžních nádob bez možnosti mezideponie. Primární ostění tvořil stříkaný beton s ocelovými příhradovými rámy, doplněný svorníkovou výztuží. Sekundární ostění monolitické. Návrh konstrukcí byl optimalizován na základě výpočtů metodou konečných prvků včetně 3D modelů, které umožnily posoudit interakci nových objektů s provozovanými tunely metra. Realizace probíhala pod trvalým geotechnickým monitoringem s pasportizací okolních objektů a přísnými deformačními limity. Příspěvek podrobně představí omezení na staveništi i vztah k okolním objektům. Dále pak postup ražby, řešení hydroizolace a realizaci tvarově složitého definitivního ostění. Následné propojení na provozovanou stanici, systém geotechnického monitoringu a vyhodnocení dosažených deformací v kontextu limitních hodnot stanovených projektantem.

1. ÚVOD

Bezbariérové zpřístupnění podzemních stanic metra představuje jednu z technicky nejnáročnějších forem dodatečných zásahů do stávajících podzemních staveb v městském prostředí. Tyto projekty se vyznačují kombinací nově budovaných konstrukcí s průnikem do provozovaných částí metra s nutností respektovat přísné deformační a dynamické limity a současně s požadavkem na minimalizaci vlivů výstavby na okolní zástavbu, inženýrské sítě a veřejný prostor. Zhotovitel je v takových případech vystaven nejen technickým, ale i organizačně-koordinačním výzvám.

Stanice metra Jiřího z Poděbrad na trase A pražského metra byla uvedena do provozu v roce 1980 jako hluboko uložená ražená trojlodní stanice s jediným výstupem do úrovně vestibulu. V rámci její první komplexní rekonstrukce prováděné společnostmi Strabag a.s. a AŽD Praha s.r.o. bylo investorem díla rozhodnuto o vybudování nového bezbariérového přístupu, pro propojení uliční úroveň s nástupištěm stanice pomocí systému výtahů a přestupních chodeb včetně únikového schodiště. Realizace tohoto řešení si vyžádala provedení komplikované ražby v hustě obydlené části města v blízkosti provozované stanice metra a památkově chráněného kostela Nejsvětějšího Srdce Páně, to vše v rámci rušného pražského Náměstí Jiřího z Poděbrad.

Cílem tohoto článku je podat ucelený pohled na realizaci ražených částí tohoto díla z pohledu zhotovitele. Zvláštní důraz je kladen na specifika výstavby v hustě urbanizovaném prostředí, na vliv skutečně zastižených geologických podmínek na projektové řešení a dále na zkušenosti z realizace ražené části a provedení sekundárního ostění a hydroizolací. V neposlední řadě se text věnuje i vystrojení díla vnitřními konstrukcemi a technologickým vybavením.

2. POPIS MÍSTA STAVBY

Stavba bezbariérového zpřístupnění stanice metra Jiřího z Poděbrad je situována v centrální části Prahy 3 – Vinohrad, pod parkově upravenou plochou stejnojmenného náměstí. Území je charakteristické dopravní zátěží, vysokým pohybem chodců, svou zastavěností a související vysokou koncentrací inženýrských sítí. Veřejný prostor náměstí plní kromě dopravní funkce také významnou společenskou a rekreační roli, což kladlo zvýšené nároky na organizaci stavby a především na minimalizaci omezení pro veřejnost. Tomu odpovídalo svým malým rozsahem i zařízení staveniště.

Dominantním objektem lokality je kostel Nejsvětějšího Srdce Páně - národní kulturní památka. Poloha částí raženého díla bezbariérového zpřístupnění leží v malé půdorysné vzdálenosti od základů kostela, přičemž nejkritičtější úsek se nachází přímo pod věží kostela s výškou 42 m. Nejen tato skutečnost zásadně ovlivnila návrh technologických postupů, volbu způsobů rozpojování horniny a nastavení přísných deformačních limitů.

Další významná omezení si vyžádala blízkost provozované stanice metra a samotná ražba v bezprostřední blízkosti traťových tunelů se zachovaným vlakovým provozem.

3. PASPORTIZACE A GEOTECHNICKÝ MONITORING

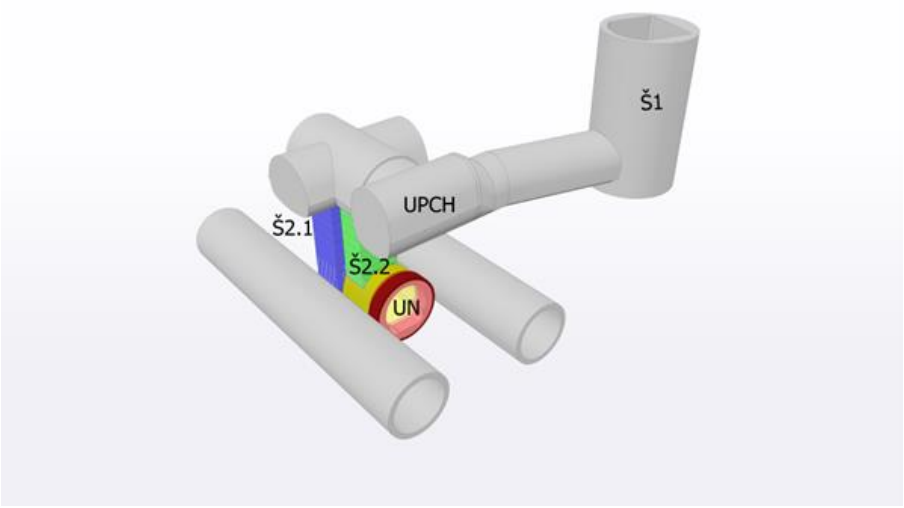
Před zahájením stavebních prací byla provedena detailní pasportizace dotčených objektů, která zahrnovala nejen kostel Nejsvětějšího Srdce Páně, ale také konstrukce stanice metra, přilehlé kanalizační stoky, povrch terénu a vybrané nadzemní objekty v zóně potenciálního ovlivnění. Na pasportizaci navazovaly znalecké posudky zaměřené na stanovení přípustných deformačních a dynamických limitů jednotlivých konstrukcí.

Geotechnický monitoring byl zahájen se stanoveným časovým předstihem před zahájením ražeb a probíhal kontinuálně po celou dobu výstavby. Monitoring zahrnoval především sledování sedání terénu, měření deformací okolních objektů, konvergence primárního ostění, měření napětí v ocelových konstrukčních rozpěrných prvcích a měření dynamických účinků trhacích prací. Veškeré naměřené hodnoty byly průběžně vyhodnocovány a porovnávány s limitními hodnotami stanovenými v projektové dokumentaci.

Výsledky monitoringu a činnost Rady monitoringu sloužily jako klíčový nástroj pro přímé řízení výstavby. V případě zaznamenání trendů blížících se k limitním hodnotám, byla operativně upravena technologie ražby, délka záběrů a jejich vystrojení, nebo byly korigovány parametry trhacích prací. Tento přístup se ukázal jako zásadní pro bezpečné zvládnutí ražeb v citlivém městském prostředí.

4. STAVEBNÍ ŘEŠENÍ BEZBARIÉROVÉHO ZPŘÍSTUPNĚNÍ

Bezbariérové zpřístupnění je navrženo jako soustava hloubené a ražené části, jenž propojují uliční úroveň s nástupištěm stanice v hloubce 45 m pod terénem.



Obrázek 1: 3D model ražené části bezbariérového zpřístupnění

Úvodní částí je otevřená stavební jáma pro podpovrchový vstupní objekt s navazující kruhovou raženou šachtou Š1. Z této vertikální šachty pokračuje horizontální přestupní chodba UPCH, která propojuje první stupeň díla s dvojicí hluboce uložených šachet Š2.1 a Š2.2. Tyto šachty umožňují překonání výškového rozdílu mezi přestupní chodbou UPCH a úrovní nástupiště stanice. Z půdorysně větší schodišťové šachty Š2.1 je ražena horizontální chodba UN, která zajišťuje napojení celého nově budovaného díla na stávající střední loď stanice metra.

5. GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Geologické poměry zájmového území jsou charakteristické provrásněnými horninami severovýchodní části ordovické barrandienské synklinály, především letenskými břidlicemi s různým stupněm zvětrání a s lokálními vložkami křemenných pískovců. Horninový masiv je výrazně tektonicky porušen, s lokálními poruchovými zónami vyplněnými jílovitým materiálem.

V průběhu výstavby byly doplňujícím geotechnickým průzkumem potvrzeny zóny zvýšeného porušení horninového masivu zejména v citlivé oblasti mezi tubusy stanice metra a v blízkosti budovy kostela. Tento stav měl přímý vliv na návrh primárního ostění jednotlivých výrubů a na volbu technologických postupů a opatření při ražbách.

Hydrogeologické poměry byly hodnoceny jako relativně příznivé, bez významných přítoků podzemní vody. Přesto bylo nutné zohlednit predikované lokální zvodnění puklinového systému. Pozitivně se pravděpodobně projevil především drenážní účinek stávajících podzemních konstrukcí metra, který ve spádu umožňuje migraci podzemní vody v jejich trase a zájmové území tak významně odvodňuje.

6. REALIZACE RAŽENÝCH ČÁSTÍ DÍLA

Ražené části bezbariérového zpřístupnění byly realizovány metodou NRTM. Postup ražby, délka jednotlivých záběrů, zajištění výrubu i způsob rozpojování horniny průběžně reagovaly na zastižené geologické podmínky a na blízkost okolních nadzemních a podzemních objektů, zejména na provozované traťové tunely metra a památkově chráněný objekt kostela.

Rozpojování horniny probíhalo převážně mechanizovaně pomocí hydraulických pásových rypadel se skalními lžícemi a sbíjecími kladivy. Použití trhacích prací bylo vzhledem k charakteristice zájmového území omezeno na nezbytné minimum a podléhalo přísným seizmickým limitům. Uvedené omezující faktory byly rozhodující pro dosaženou rychlost postupu prací. Těžba rubaniny probíhala na povrch prostřednictvím kolového jeřábu a 6 m^3 těžních nádob, ve spodní partii díla pomocí elektrického jeřábu a malé těžní nádoby.



Obrázek 2: Těžba rubaniny pomocí jeřábu a těžní nádoby

Tento způsob těžby i ostatní dopravy byl využíván po celou dobu ražby. Z povrchu byly naložené nádoby ihned odváženy na skládku bez nutnosti zřizovat mezideponii, což zásadně zlepšilo čistotu veřejných ploch a snížilo prašnost. Primární ostění bylo prováděno nástřikem betonu mokrou cestou.

Dynamické účinky ražeb byly kontinuálně sledovány, naměřené hodnoty se po celou dobu výstavby pohybovaly pod stanovenými limity, což potvrdilo správnost jejich návrhu.

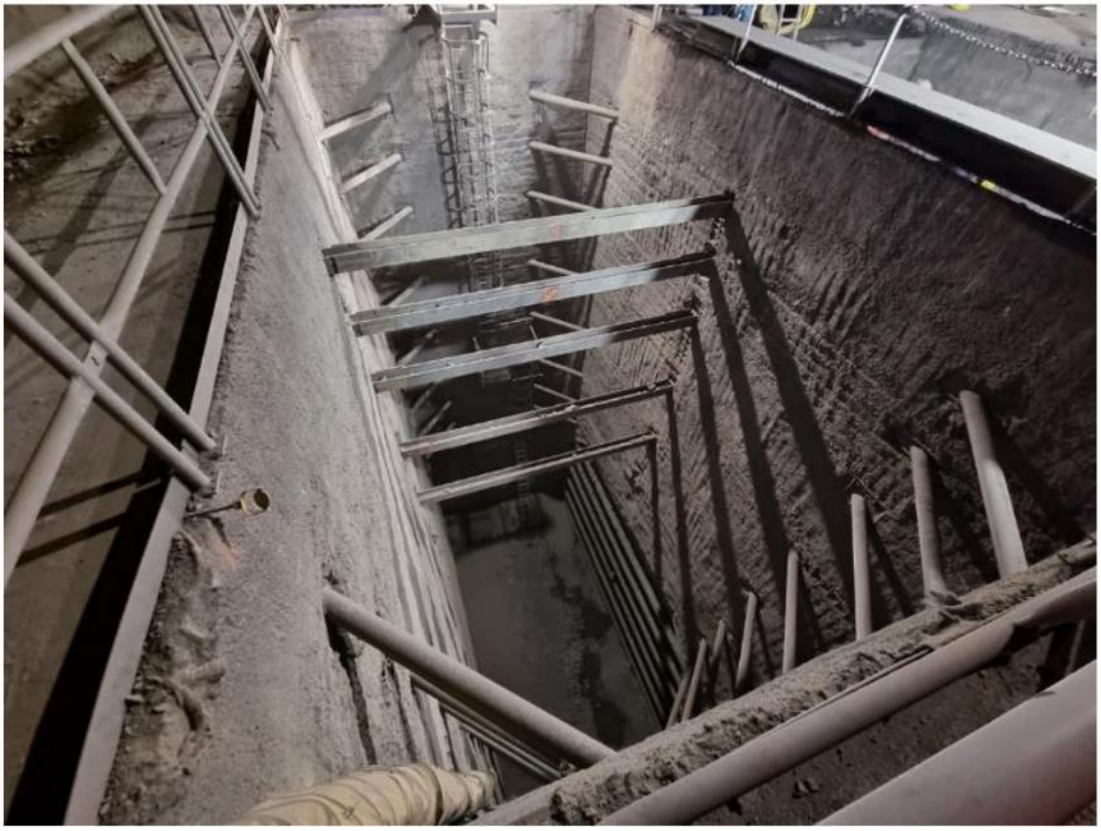
6.1 RAŽENÉ ČÁSTI DÍLA

Stavební jáma byla realizována jako dvoustupňová s celkovou hloubkou 13,9 m pod úrovní terénu. Konstrukčně byla řešena kombinací záporového pažení, dočasných pramencových lanových kotev, kotvené ve třech úrovních přes ocelové převázky. Z jejího dna pokračovala kruhová ražená šachta Š1 o průměru 12,58 m a hloubce 21,66 m, která byla hloubena kombinací strojního rozpojování horniny a trhacích prací. Zajištění šachy i ostatních následujících částí díla bylo zajištěno prostřednictvím svařovaných ocelových sítí, příhradových rámů, stříkaného betonu a radiálních svorníků.

Ze šachty Š1 byla ražena přestupní chodba UPCH, která propojovala šachtu Š1 s dvojicí hlubších obdélníkových šachet Š2.1 a Š2.2. Celková délka přestupní chodby včetně rozrážek činila 72,45 m, přičemž plocha příčných profilů se pohybovala v rozmezí od 45,6 m^2 do 63,3 m^2. Trasa chodby byla vedena s pravotočivým zalomením o 90° před napojení na šachty Š2.1 a Š2.2. Horizontální ražba probíhala obdobnou technologií jako hloubení šachty Š1, tedy kombinací mechanického rozpojování horniny a trhacích prací, které byly ale povoleny jen v předem definovaných partiích díla – především ve vztahu k zamezení možného ovlivnění stávajících konstrukcí tunelů metra (zajištěné segmentovým ostěním).

Dvojice šachet Š2.1 a Š2.2 sloužila k překonání výškového rozdílu 21,6 m mezi přestupní chodbou a úrovní nástupiště stanice. Nejprve byla hloubena větší schodišťová šachta Š2.1 s profilem 58,6 m^2, na kterou navázalo hloubení výtahové šachty Š2.2 s profilem 24,9 m^2.

S ohledem na omezenou nosnost elektrického kolového jeřábu umístěného v přestupní chodbě byl u obou šachet nejprve osazen ohlubňový rám a menší šachta byla dočasně překryta ocelovou konstrukcí. Za těchto opatření probíhalo hloubení nejprve ve větší šachtě.



Obrázek 3: Výtahová šachta Š2.2

Před zahájením závěrečné fáze ražby, která propojila prostor šachet se střední lodí stanice chodbou UN, byla z prostoru stanice provedena injektáž horninového prostředí s cílem zpevnění celé oblasti budoucí prorážky. Tento postup byl zvolen na základě výsledků provedeného doplňujícího geotechnického průzkumu, v jehož rámci byly z prostoru plánované prorážky ze strany stanice realizovány jádrové vrty. V posledním úseku ražby byla z důvodu omezené nosnosti jeřábu lokalizovaného nad šachtami Š2.1 a Š2.2 nasazena menší mechanizace, což významně snížilo postup prací.

Vlastní napojení na střední loď stanice nespočívalo v klasické prorážce horninového masivu, ale ve vybourání masivní železobetonové stěny, která původně ukončovala střední staniční tunel. S ohledem na požadavek maximálně šetrného odstranění této konstrukce, zejména vzhledem k jejímu napojení na ostění z železobetonových tybinků, byla zvolena technologie kombinující dílčí jádrové průvrty, následné rozřezání konstrukce diamantovým lanem a odtěžení vzniklých betonových bloků.



Obrázek 4: Rozřezávání železobetonové čelní stěny pomocí diamantového lana

7. ÚPRAVY PROJEKTOVÉ DOKUMENTACE NA ZÁKLADĚ GEOLOGICKÉHO DOPRŮZKUMU

V průběhu realizace byly provedeny doplňující geotechnické průzkumy, zejména v oblasti mezi tubusy stanice metra a v bezprostřední blízkosti kostela. Tyto průzkumy potvrdily existenci tektonicky porušených zón s horšími parametry RQD, než bylo původně uvažováno v projektové dokumentaci. Na základě těchto zjištění musel zpracovatel realizační projektové dokumentace Metroprojekt Praha a.s. navrhnout úpravy vstupních geotechnických parametrů ve výpočtových modelech a provést zesílení primárního ostění vybraných úseků, především v oblasti přestupní chodby UPCH, šachet Š2.1 a Š2.2 a napojení na samotnou střední loď stanice v UN. Změnil se i návrh masivních ocelových rámů a rozpěr v prostoru spodní části obou šachet a jejich přechodu na vertikální chodbu UN.

8. IZOLACE A DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ

Návrh a realizace definitivního ostění spolu s hydroizolačním systémem byly zásadní fází projektu, ve které zhotovitel musel detailně naplánovat jednotlivé kroky, jejich návaznosti a technické provedení. Musel se vyrovnat především se značnou tvarovou a dispoziční složitostí díla, tj. velkým počtem rozdílných příčných profilů a jejich propojení a dále s výškovým rozčleněním díla na dvě úrovně (UPCH a UN). Stejně jako pro práci na ražbách bylo nutné detailně řešit dopravu jednotlivých materiálů do místa realizace, především dopravu vertikální. Doprava materiálů v rámci stávající trasy metra nebyla využita. Především pro pracovní pozice ve spodních partiích díla se jednalo o soubor technicko-logistických výzev, spojených se specifickými požadavky na mechanizaci a vysokými požadavky na zajištění bezpečnosti pracovníků. Byly tak například nasazeny speciální zdvihací prostředky pro obsluhu šachet

Š2.1 a Š2.2, které vyhovovaly velikosti prostoru UPCH a splňovaly požadované nosnosti při nízkém sklopení ramena.



Obrázek 5: Rozpěry ve spodní části šachet v úrovni nástupiště, přechod na vertikální chodbu



Obrázek 6: Speciální zdvihací prostředky pro obsluhu šachet

Pro jednotlivé kroky realizace hydroizolačního souvrství i jednotlivé kroky betonáží byly realizovány podpůrné konstrukce a lešení pro pohyb pracovníků. Vzhledem k množství profilů, se většinou jednalo o jedinečné konstrukce bez opakovaného použití.

8.1 HYDROIZOLAČNÍ SYSTÉM

Konstrukce bezbariérového zpřístupnění byla navržena jako dvouplášťová, s mezilehlým hydroizolačním uzavřeným souvrstvím umístěným mezi primárním a sekundárním ostěním. Jako hydroizolační vrstva byla použita fólie z měkčeného PVC o tloušťce 3 mm, ukládaná na ochrannou a separační geotextilii (800 g/m^2). V místech aplikace hydroizolace na dno profilu byla fólie navíc shora ochráněna geotextílií (500 g/m^2) a nadbetonována ochranou vrstvou betonu C16/20 v tloušťce 100 mm. Hydroizolační systém byl doplněn pojistným systémem injektážních hadiček, umožňujícím případnou dodatečnou sanaci průsaků.



Obrázek 7: Hydroizolační systém dna s ochrannou vrstvou betonu

Zvláštní pozornost byla věnována návrhu a provedení detailů v místech technologických prostupů, dilatačních spár, napojení jednotlivých konstrukčních celků a v oblasti tlakového uzávěru, kde hrozilo zvýšené riziko porušení izolační vrstvy. Důraz na ochranu izolační vrstvy před mechanickým poškozením během montáže výztuže a bednění byl vzhledem ke složitosti armatury a bednění zcela klíčový.

8.2 DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ

V těsném závěsu za aplikací hydroizolací probíhala montáž ocelové výztuže, bednění a betonáž sekundárního ostění, přičemž celé dílo bylo rozčleněno do 31 betonážních kroků postupujících od spodní části stanice přes přestupní chodbu směrem k povrchu.

Sekundární ostění bylo zhotoveno z betonu C30/37, s navrženým krytím výztuže 50 mm na vnitřním i vnějším líci. Do klenby přestupní chodby byly instalovány injekční trubky průměru 50-80 mm na plnou tloušťku ostění v pro provedení dodatečné výplňové injektáže.

Pracovní spáry byly navrženy jak příčné, tak i podélné, a to s probíhající výztuží nebo bez ní. Dilatační spáry v díle byly navrženy v tloušťce 20 mm, osazeny byly vnějším spárovým pásem s injekčními hadičkami.

V rámci celého díla byla navržena a realizována pasivní ochrana proti bludným proudům.

V přestupní chodbě proběhla betonáž tlakového uzávěru o hmotnosti 3,6 tuny, který bude sloužit pro případy mimořádných událostí civilního nebo vojenského významu.



Obrázek 8: Vnější spárový pás s injekčními hadičkami



Obrázek 9: Příprava betonáže tlakového uzávěru

Tento velký ocelový výrobek bylo nutné dopravit na místo betonáže vcelku (rám + dveře), a takto i zabetonovat do dělící stěny v zavřené poloze pro zachování perfektní rovinnosti a dosednutí všech jeho částí. Jen tak je možné zaručit bezvadnou funkčnost a těsnost tohoto důležitého prvku ochrany metra. S tímto talkovým předělem souviselo i osazení baterie chrániček pro prostup dělící stěnou.

8.3 BEDNĚNÍ A JEHO REALIZACE

Z důvodu proměnné geometrie jednotlivých částí díla nebylo možné využít jednotný systém bednění. Zhotovitel proto kombinoval standardní systémové bednicí prvky s atypickými bednicími konstrukcemi vyráběnými na míru jednotlivým profilům



Obrázek 10: Bednicí prvky pro sekundární ostění

Návrh bednění byl ovlivněn nejen požadovaným tvarem definitivního ostění, ale i omezenými manipulačními prostory, a požadavky na provedení pracovních a dilatačních spár.

Realizace bednění v prostorově omezeném díle, ve značných hloubkách a s omezenými dopravními trasami s dopravou „na laně“ kladla mimořádné nároky na logistiku a její bezpečnost.

9. DEFINITIVNÍ VYSTROJENÍ A TECHNOLOGICKÉ VYBAVENÍ

Po dokončení betonáže definitivního ostění následovala etapa vystrojení nových prostor. Tyto stavební práce zahrnovaly provedení železobetonových vestaveb, montáž prefabrikovaných schodišťových ramen osazovaných do šachet pomocí speciálně navrženého zdvihacího zařízení, realizaci příček, osazení požárně odolných dveří, montáž všech pohledových konstrukcí pro následné podhledy, povrchové úpravy podlah a stěn.

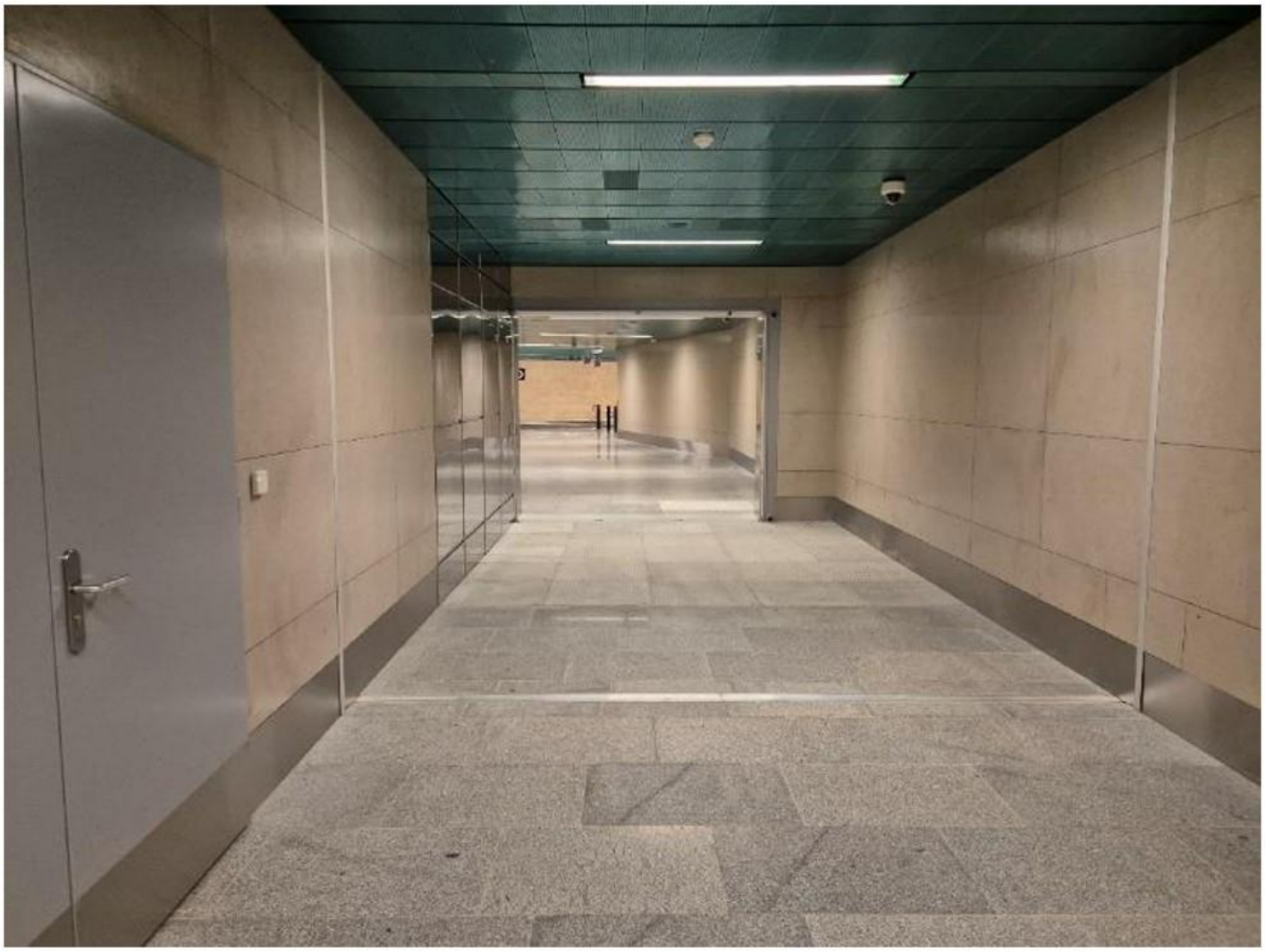
Ještě v průběhu prací na sekundárním ostění byla zahájena realizace vnitřních vestaveb schodišť od spodní části díla. Původní řešení monolitických schodišťových ramen bylo po návrhu zhotovitele a

posouzení projektantem změněno na prefabrikované dílce, které umožnily lepší koordinaci prací se snížením pracnosti oproti armování a bednění ramen na místě. Zvýšila se tak i přesnost a pohledovost dílů. Usazení ramen bylo značně komplikované, a to hlavně u spodní šachty (Š2). Pro tyto účely byla nad šachtou postavena speciální ocelová rámová konstrukce, za jejíž pomoci se ramena spouštěla do šachty průběžně s ohledem na postupující betonáž schodišťových podest. Po dokončení montáže ramen byla ocelová konstrukce demontována a až poté byly dokončeny betonáže sekundárního ostění. Po osazení jednotlivých ramen byl obetonován výše zmíněný ocelový tlakový uzávěr, který nebylo možné z logistických důvodů dopravit a osadit dříve. Souběžně s montáží schodišťových ramen a betonáží podest probíhala v šachtě Š1 betonáž vnitřní vestavby – výtahové šachty, kterou po jejím obvodu obchází únikové schodiště. Toto schodiště bylo taktéž realizováno z prefabrikovaných ramen s na místě prováděnými monolitickými podestami. Pod úrovní terénu byl v závěrečné fázi betonáží vybetonován jednopodlažní podzemní objekt s technickým zázemím, který na povrch ústí skrz únikové schodiště zakryté hydraulicky poháněným poklopem a kioskem výtahů, jakožto horní stanicí uliční úrovně pro dvojici výtahů.



Obrázek 11: Únikový poklop po osazení

Prostor celého bezbariérového zpřístupnění byl poté doplněn zděnými příčkami, dveřmi, nosnými konstrukcemi pro pohledové prvky. Současně probíhala i realizace kabelových tras a technologických prvků, které jsou skryty pod finálními pohledovými obklady.



Obrázek 12: Pohled do hotové přestupní chodby bezbariérového zpřístupnění

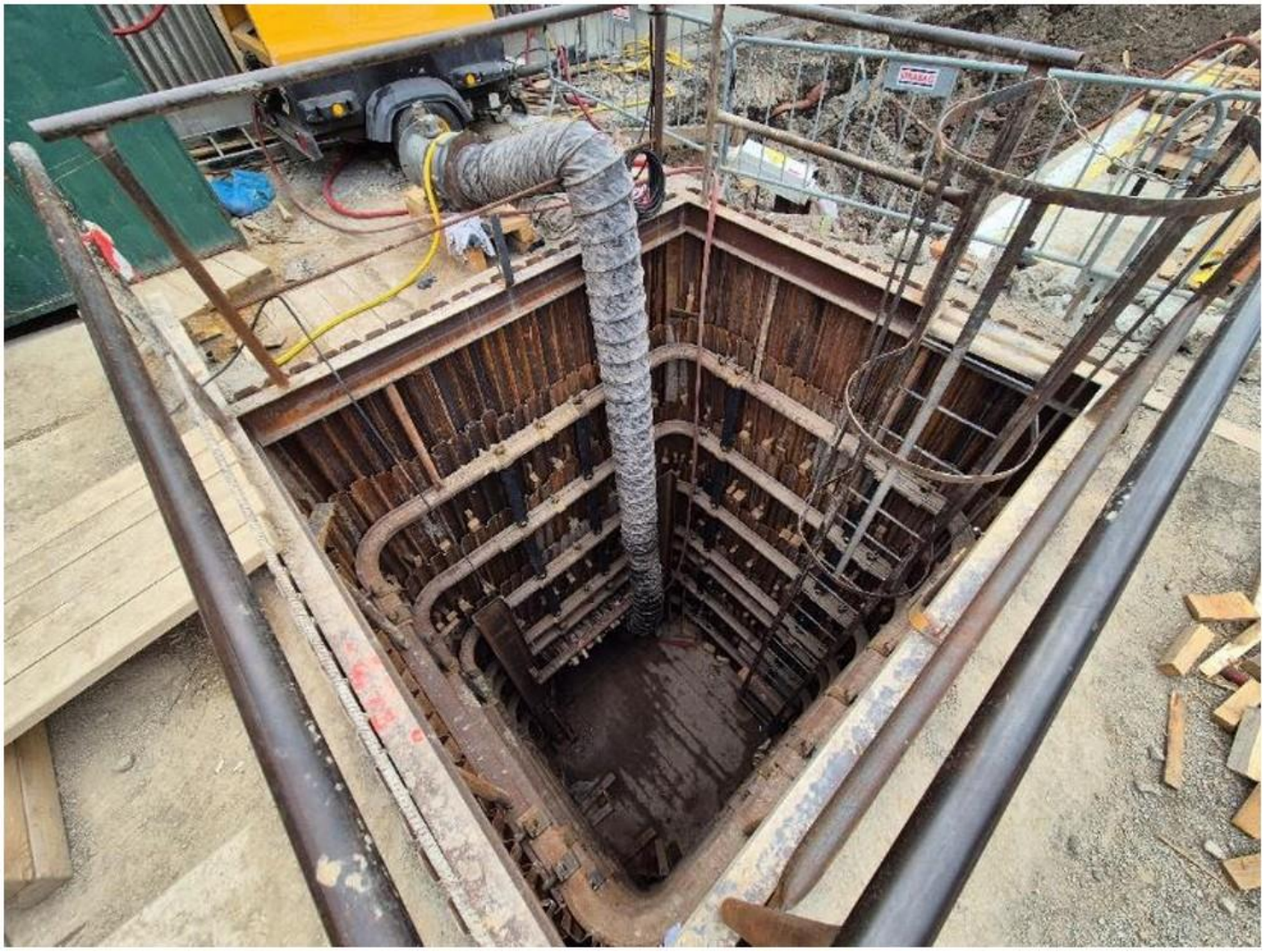
Součástí této etapy byla také instalace technologického vybavení zahrnující silnoproudé a slaboproudé rozvody, systémy osvětlení, vzduchotechniku, suchovod, elektronickou požární signalizaci a zabezpečovací zařízení. Významným technologickým prvkem byly taktéž čtyři výtahy.

10. RAŽBA KANALIZAČNÍ PŘÍPOJKY

V rámci dokončování projektu byla realizována ražená kanalizační přípojka sloužící k odvodnění prostoru před kioskem výtahů, k zachycení srážkových vod z obvodu únikového poklopu a k odvodnění podzemního objektu pod kioskem. Kanalizační přípojka byla provedena jako samostatná ražená štola napojená kolmo na hlavní kanalizační stoku vedenou pod ulicí Vinohradská s podchodem pod tramvajovou tratí. Ražená štola měla délku 22,04 m a plochu výrubu 4,1 m^2 a byla ražena z pracovní šachty hluboké 6,25 m, zajištěné ocelovými rámy důlní výztuže typu K21 v kombinaci s hnaným pažením systému Union.

Ražba probíhala v úpadnici se sklonem 1,5 % směrem k hlavní stoce, což umožňuje gravitační odvodnění napojovaných ploch.

Primární zajištění štoly bylo provedeno ocelovými rámy K21, doplněnými hnaným pažením Union a příčnými prahy z válcovaných ocelových profilů U160. Po doražení k hlavní kanalizační stoce na druhé strany ulice Vinohradská bylo provedeno napojení nové přípojky do stávající zděné stoky osazením napojovací vložky. Ražená štola byla následně vystrojena kameninovým potrubím DN200. Lomová šachta byla vystrojena prefabrikovanými železobetonovými skružemi DN1000 a opatřena litinovým poklopem odpovídající třídy zatížení. Po dokončení vystrojení byla šachta i ražená štola zaplněna betonem třídy C16/20, čímž bylo dosaženo definitivní stabilizace konstrukce a ochrany potrubí.



Obrázek 13: Pohled do šachty ražené kanalizační přípojky

11. ZÁVĚR

Výstavba bezbariérového zpřístupnění stanice metra Jiřího z Poděbrad představovala mimořádně náročnou podzemní stavbu realizovanou v centru hlavního města. Z pohledu zhotovitele byly největšími výzvami omezené prostorové podmínky, blízkost památkově chráněného objektu a nutnost provádět ražby v těsné vazbě na provozovanou dopravní infrastrukturu. Návrh technologie realizace ražeb jednotlivých profilů i provedení definitivního ostění si vyžadovaly použití specifické techniky a stavebních postupů. Naprosto klíčovou oblastí byl také návrh logistiky dopravy hmot, strojů, objemných dílců a následná realizace technologické části díla. Zhotovitel se daným tématům při přípravě realizace musel vždy pečlivě věnovat. Svou invencí, v úzké spolupráci s projektantem a zadavatelem, provedl úspěšnou realizaci, jejíž výsledek bude dlouhodobě sloužit široké veřejnosti.

Autoři:

Ing. Jan Panuška

Pracoviště: Dopravní stavitelství, Direkce TB

Kačírkova 982/4

158 00 Praha 5 – Jinonice

E-mail: jan.panuska@strabag.com

Ing. Petr Velička
Pracoviště: Dopravní stavitelství, Direkce TB
Kačírkova 982/4
158 00 Praha 5 - Jinonice
E-mail: petr.velicka@strabag.com

LITERATURA:

Podzemní stavby Praha 2023: Česká tunelářská asociace ITA-AITES, 2023 - BEZBARIÉROVÝ PŘÍSTUP DO STANICE JIŘÍHO Z PODĚBRAD – ZKUŠENOSTI Z REALIZACE RAŽENÉ ČÁSTI DÍLA, I. Gaja & J. Panuška, STRABAG a.s., Prague, Czech Republic, J. Korejčík, METROPROJEKT Praha a.s., Prague, Czech Republic

Silnice a Železnice 3/2024, Stanice Jiřího z Poděbrad má svůj bezbariérový přístup, Ing. Jan Panuška, Technický vedoucí oblasti, STRABAG a.s.

Časopis Tunel 34. ročník - č. 3/2025 - REVITALIZACE STANICE METRA JIŘÍHO Z PODĚBRAD A VÝSTAVBA BEZBARIÉROVÉHO ZPŘÍSTUPNĚNÍ – ZKUŠENOSTI ZHOTOVITELE, Petr Velička, Jan Panuška

Časopis Tunel 32. ročník - č. 2/2023 - PROJEKT BEZBARIÉROVÉHO ZPŘÍSTUPNĚNÍ STANICE METRA JIŘÍHO Z PODĚBRAD, Jan Korejčík, Zděnek Žižka, Michal Kolevski

Časopis Tunel 33. ročník - č. 4/2024 - GEOTECHNICKÝ MONITORING PŘI VÝSTAVBĚ BEZBARIÉROVÉHO ZPŘÍSTUPNĚNÍ STANICE METRA JIŘÍHO Z PODĚBRAD, Martin Čermák, Barbora Pavelková, Radek Morávek

BUDOUCÍ TUNELOVÉ STAVBY V CENTRÁLNÍ ČÁSTI ŽELEZNIČNÍHO UZLU PRAHA

Ing. Martin Vaněk, Ph.D.
Správa železnic, státní organizace, Praha, Česká republika
Ing. Petr Makásek, Ph.D.
Mott MacDonald CZ spol. s r.o., Praha, Česká republika

ABSTRAKT: Rostoucí nároky v osobní i nákladní dopravě nevyhnutelně vedou k postupnému přetížení, respektive nemožnosti naplnit všechny výhledové požadavky železniční dopravy v Praze. Stávající uspořádání má své limity, proto další rozvoj příměstské železniční dopravy spolu se zapojením Rychlých spojení v dálkové dopravě naléhavě potřebují nové řešení celého železničního uzlu Praha. Za účelem stanovení koncepce jeho dostavby byla v období mezi lety 2021 až 2025 zpracována studie proveditelnosti, která byla po svém dokončení jednomyslně schválena Centrální komisí Ministerstva dopravy. V souladu se zadáním se studie soustředila na varianty vybudování nové podzemní kolejové infrastruktury v centrální oblasti města a na modernizaci přívodních tratí ve snaze maximálně uspokojit poptávku po dopravě definovanou objednateli dopravy na základě přepravních prognóz.

1. PRAHA A ŽELEZNICE

Soužití města Prahy a železnice trvá již bezmála dvě století. Atraktivita tehdejšího zemského centra přilákala na jeho okraje privátní železniční podniky, kolem jejichž nádraží se rozvinul průmysl i celé nové městské čtvrtě, žádající pro svůj rozvoj stále více dopravy, které ale zároveň stále těsněji svíraly železniční infrastrukturu a odmítaly snášet účinky železničního provozu. Před více než sto lety zahájily zestátněné dráhy první ucelenou přestavbu uzlu vyvedením nákladní dopravy z centra do nového vršovického seřaďovacího nádraží a na tratě podél východního obvodu tehdejšího čtvrtmilionového města, které je ale přibližně o půlstoletí později opět pohltilo. Nová ucelená koncepce byla schválena v 60. letech minulého století a stala se základem současné podoby uzlu, kdy je do města zaústěno deset železničních tratí s celkovou délkou traťových kolejí cca 390 km.

Útlum těžkého průmyslu po roce 1989 vedl k opadnutí zájmu o nákladní železniční dopravu, který byl od nultých let nahrazen trvale rostoucí poptávkou po železniční dopravě osobní, regionální i dálkové. Již v minulé dekádě začalo být evidentní, že i přes významné dílčí investiční počiny nemá pražský uzel jako celek dostatečné rezervy pro další rozvoj příměstské osobní dopravy, pro stabilní provoz a opětovný růst dopravy nákladní, a především pro kvalitativní skok v dálkové dopravě v podobě vysokorychlostní železnice – přitom se zároveň na drážní pozemky čím dál intenzivněji tlačí nová městská zástavba. Schválení programu Rychlých spojení na vládní úrovni v roce 2017 bylo posledním impulsem pro pořízení nové koncepce dlouhodobého rozvoje uzlu. Správa železnic, státní organizace, proto zadala Studii proveditelnosti železničního uzlu Praha včetně Rychlých spojení.

Požadovanou náplní práce bylo prověření scénářů a možností pro eliminaci kapacitních limitů uzlu při zohlednění všech předpokládaných nároků na železniční síť v dlouhodobém časovém horizontu let 2035 až 2050 s přesahem do roku 2070, tedy po dokončení všech drážních staveb na katastru města, jejichž příprava a realizace probíhá v současnosti. Zadání práce bylo dokončeno v roce 2019 a v následujícím roce proběhla soutěž na zhotovitele.

2. ZPRACOVÁNÍ STUDIE PROVEDITELNOSTI

Zhotovitelem studie se k 7. 1. 2021 stalo sdružení projekčních organizací AFRY CZ s.r.o., EKOLA group, spol. s r.o., SAGASTA s.r.o., SMA (Deutchland) GmbH pod vedením společnosti Mott MacDonald CZ, spol. s r.o. Výběrové řízení bylo založeno na metodě Best Value Approach/Best Value Procurement (BVA/BVP), ve které zadavatel ponechává zhotoviteli prostor pro co nejširší uplatnění tvůrčí invence a omezuje tlak na nabídkovou cenu. To umožnilo zapojit zahraniční experty s praktickými zkušenostmi

v navrhování S-Bahn systémů v západní Evropě, připravit specifickou metodiku práce pro zvládnutí vysokého počtu možných variant a využít participační přístup pro zapojení zúčastněných subjektů.

Pro řízení prací a schvalování výstupů byl ustanoven „Výbor studie proveditelnosti“, jehož členy byli zástupci objednatele, Ministerstva dopravy ČR, SFDI, iniciativy JASPERS, hlavního města Prahy včetně organizací IPR Praha, TSK a ROPID, Středočeského kraje včetně organizace IDSK, sdružení železničních dopravců ŽESNAD.CZ a Hospodářské komory ČR. Na činnost výboru navázala stálá pracovní skupina odborníků zúčastněných subjektů včetně objednatele a zhotovitele, která se scházela v pravidelném dvoutýdenním režimu a nabízela dostatek prostoru k účinnému zapojení do všech fází studie, získání podnětů a okamžité zpětné vazby, hledání kompromisů různě vnímaných priorit a porozumění návrhům i výběru preferovaných řešení. Cestou workshopů byla do zpracování studie zapojena širší odborná veřejnost pomáhající formulovat odpovědi na složité nebo studii přesahující otázky.

3. ROZVOJ MĚSTA A REGIONU A VÝHLEDOVÝ ROZSAH DOPRAVY

Prognóza rozvoje regionu pro výhledové časové horizonty až k roku 2070 byla stanovena ve spolupráci s Institutem plánování a rozvoje hlavního města Prahy. Hlavní město se rozroste ze současných (2019) 1,3 mil. na 1,6 mil. obyvatel, o 21 %, tzv. pražský metropolitní region, zahrnující funkční zázemí Prahy na území Středočeského kraje, vyroste z 0,7 mil. na 1,0 mil. obyvatel, o 42 %, přičemž Středočeský kraj jako celek poroste průměrně o 34 % na 1,9 mil. obyvatel. Pracovní místa však budou vznikat především v samotném hlavním městě; přepravní vztahy uvnitř Prahy tak vzrostou o 25 %, zatímco vztahy do regionu o 85 %.

S objednateli dopravy byl sestaven a optimalizován provozní koncept výhledové dopravy. Koncept je záměrně invariantní, aby neovlivňoval porovnání variant infrastruktury; to však neznamená, že nemůže být i velmi rozsáhle modifikován.

Prahu má výhledově obsluhovat 27 linek dálkové dopravy v základním taktu 60 minut po celý den. Regionální dopravu bude tvořit 20 linek osobních a 13 linek spěšných vlaků v pásmovém provozu, propojených v co největší míře diametrálně přes centrum. Špičkový interval páteřních linek se předpokládá 15 minut, resp. 7,5 minuty ve směru Kladno – Benešov, na hlavních radiálách jsou linky proloženy do souhrnného intervalu 7,5 minuty, v city-tunelech je průměrný interval 3,75 minuty. Pro tangenciální městské železniční linky se uvažuje základní interval 15 minut.

Nákladní doprava sleduje zavedení systémových vlakových tras s intervalem 120 minut, které musí být dostupné i v době trvání špičky osobní dopravy.

Prognóza odezvy přepravní poptávky na dopravní nabídku byla zkoumána ve spolupráci s Technickou správou komunikací hl. m. Prahy, která spravuje propracovaný dopravní model Prahy a okolí, pro vzdálenější oblasti byl využit národní model Ministerstva dopravy ČR.

4. TEORETICKÉ A PŘEDBĚŽNÉ VARIANTY

Studie vychází z klíčového předpokladu, že do roku 2035 budou zprovozněny v současnosti připravované akce jako je libeňský přesmyk, tříkolejný výtoňský most nebo spojení Praha – letiště – Kladno. Nicméně ani po dokončení těchto investic uzel nezvládne uspokojit celou výše uvedenou výhledovou poptávku po dopravě. Vedle přetížení kolejišť hlavního a Masarykova nádraží a všech jejich přívodních tratí představují výrazné omezení provozu veškeré úrovňové odbočky v uzlu. Nevyhovuje trať z Prahy-Hostivaře do Prahy-Uhříněvsi a dále směrem na jihovýchod, a po zvýšení rozsahu dálkové dopravy směr Liberec ani tříkolejná trať z Vysočan.

Teoretické varianty sloužily pro shrnutí zkušeností z předešlých studií, pro „osahání“ zájmového území zpracovatelským týmem a jako zdroj nových nápadů a základna pro diskusi pracovní skupiny. Z téměř stovky dílčích dopravních a technických námětů byla sestavena šestice předběžných variant.

Jednou z nich byla varianta s vysokorychlostní dopravou v podzemí a vedením trati RS4 do Ústí n. L. přes ruzyňské letiště. Ačkoliv takové propojení vypadá atraktivně, tak tzv. leteckých cestujících je v železničním systému pouze něco přes 20 tisíc denně a využívají novou konvenční trať na letiště. Přímé vysokorychlostní spojení tuto poptávku zvedne o pouhé jednotky tisíc, zatímco efekt pro statisíce

cestujících v ostatních segmentech je slabý a náklady vysoké. Proto spojení vysokorychlostní železnice s leteckou dopravou nebylo dále sledováno, stejně jako zavedení dálkové dopravy do podzemní či vedení regionální dopravy přes Žižkov nebo podzemní bypass Negrelliho viaduktu, které rovněž ekonomicky propadly.

Podrobněji byly předběžné varianty představeny na minulé konferenci Podzemní stavby Praha 2023.

Dalším kombinováním technicky i ekonomicky nadějných výstupů předběžných variant podle preferencí pracovní skupiny byly sestaveny výsledné návrhové varianty.

5. NÁVRHOVÉ VARIANTY

Studie před schvalovacím procesem předložila následující trojici návrhových variant, jejichž společným znakem je umístění regionální dopravy do podzemí.

5.1 NÁVRHOVÁ VARIANTA N1

Varianta je zaměřená na plošnou obsluhu centra a propojení s metrem. Tvoří ji dvojice nových dvoukolejných podzemních tratí pro regionální dopravu (tzv. city-tunely) Smíchov – Karlín a Eden – Negrelliho viadukt v uspořádání „do kříže“, které se bezkolizně setkávají ve společném směrově uspořádaném čtyřkolejném úseku Václavské náměstí – Hlavní nádraží s jednou dvojlodní čtyřkolejnou stanicí šikmo pod hlavním nádražím a druhou přibližně pod palácem Lucerna. Směrové uspořádání znamená, že ve stanicích zastavují vlaky stejného směru u jednoho nástupiště a umožňují rychlý přestup cestujících, případně přechod linek z jedné tratě na druhou bez ovlivnění protisměrných vlaků. Centrální část uzlu obsahuje ještě nové zastávky Karlín, Florenc, Karlovo náměstí, Albertov a Náměstí Bratří Synků.

Stanice Václavské náměstí musí být umístěna pod linku metra A. Benešovská větev tak pod zemí pokračuje do Nuslí, kde musí podejít linku metra D a potok Botič; na povrch se tak dokáže vynořit až před zastávkou Praha-Eden.

5.2 NÁVRHOVÁ VARIANTA N2

Varianta preferuje rychlou obsluhu centrálních stanic a snížení investiční náročnosti zkrácením tunelů a omezením celkového počtu stanic. Tvoří ji dvojice nových dvoukolejných zcela oddělených podzemních tratí pro regionální dopravu Smíchov – Karlín a Vršovice – Negrelliho viadukt rovněž v uspořádání „do kříže“. Centrální část uzlu obsahuje na trati Vršovice – Negrelliho viadukt novou podzemní zastávku hlavní nádraží v úrovni -1 (v mělké poloze pod stávajícím 1. až 3. nástupištěm). Na trati Smíchov – Karlín obsahuje zastávku v úrovni -2 (šikmo pod kolejištěm jako ve variantě N1) a dále zastávky Václavské náměstí a Karlín. Mělká poloha umožňuje vést benešovskou větev nad linkou metra A, vystoupat na nuselské straně do prostoru mezi 1. a 2. vinohradským tunelem a projít stanicí Praha-Vršovice.

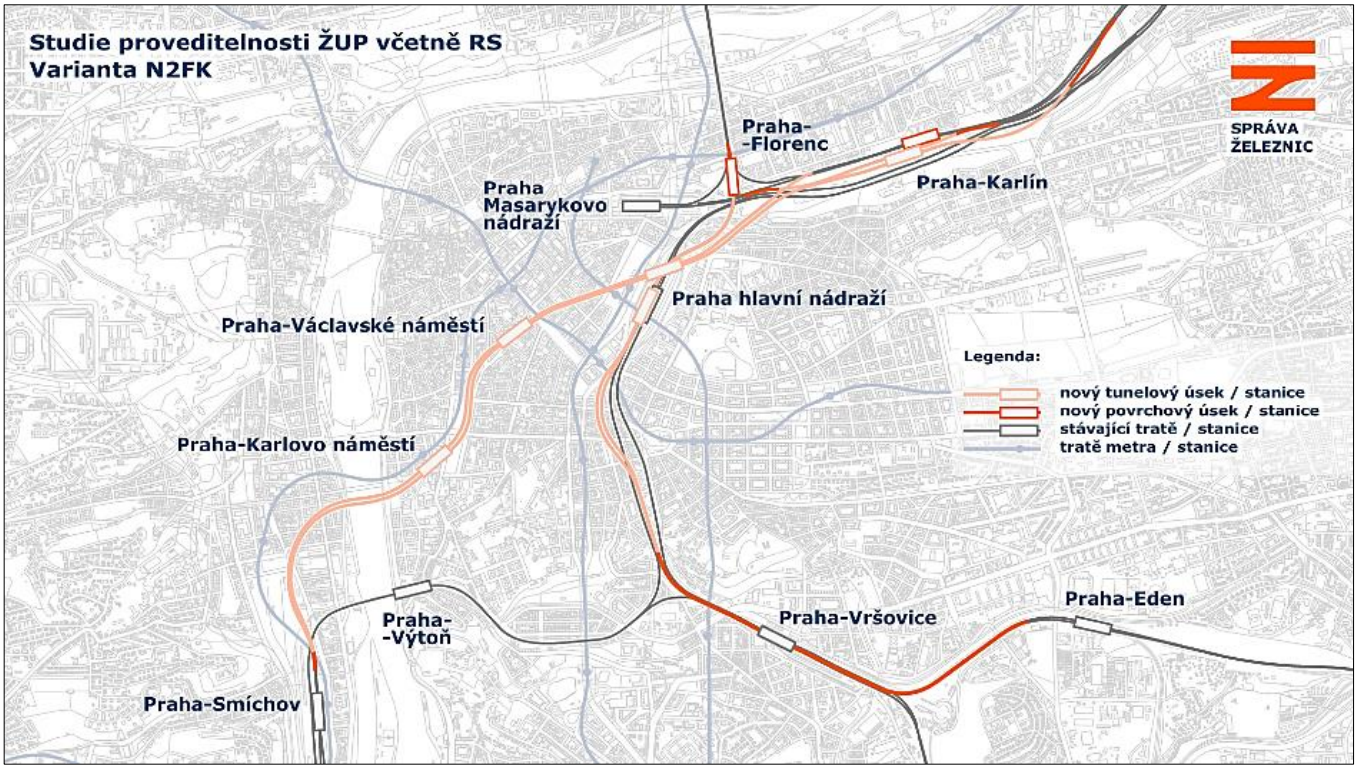
5.3 NÁVRHOVÁ VARIANTA N3

Varianta rozvíjí řešení z předchozích studií se stanicí Opera z nultých let tohoto milénia. Je opět založena na dvojici nových dvoukolejných podzemních tratí pro regionální dopravu Smíchov – Karlín a Eden – Negrelliho viadukt, které se bezkolizně setkávají ve společné čtyřkolejné dvojlodní podzemní stanici ve směrovém uspořádání v oblasti Státní opery s možným přechodem linek mezi tratěmi. Centrální část uzlu obsahuje dále nové zastávky Karlín, Florenc, Karlovo náměstí, Albertov a Náměstí Bratří Synků. Stanice Opera se sice snaží se napravit historicky slabé propojení sítě metra se železnicí navázáním na stanici Muzeum A/C, avšak přestup mezi regionálními a dálkovými vlaky, který tvoří dominantní vazbu na hlavním nádraží, se tím neúměrně prodlužuje.

6. SCHVÁLENÁ VARIANTA A KONCEPCE JEJÍHO NÁVRHU

Zpracovatelem studie byla doporučena jako výsledná varianta N2, která nabízí nejlepší možnosti propojení linek přes centrum uzlu, nejvíce zkracuje cestovní dobu cestujících a je výrazně méně finančně náročná a její ekonomické hodnocení plní požadované limity pro schválení.

Na podnět členů Výboru studie proveditelnosti byla varianta N2 v závěru zpracování studie doplněna o povrchovou zastávku Praha-Florenc a podzemní stanici Karlovo náměstí a označena jako N2FK. Tato varianta byla schválena Centrální komisí Ministerstva dopravy ČR dne 28. 1. 2025.



Obrázek 1: Grafické znázornění varianty N2FK v centrální oblasti uzlu Praha. Zdroj: Správa železnic, státní organizace.

City-tunely nabízejí vysokou kapacitu dopravní cesty 2 x 16 vlaků za hodinu a směr a v případě nepřecházení mezi tratěmi jsou schopny pojmout většinu regionálních linek ve výhledovém rozsahu. Všechny varianty počítají s provozem Masarykova nádraží, které v návrhu plní na první pohled méně důležitou roli než dnes, ale bude dávat objednatelům dopravy možnost průběžně škálovat rozsah průjezdného modelu podle aktuálních přepravních potřeb; limitem je ovšem kapacita úrovňových odbočení na obou předpolích chráněné památky Negrelliho viaduktu.

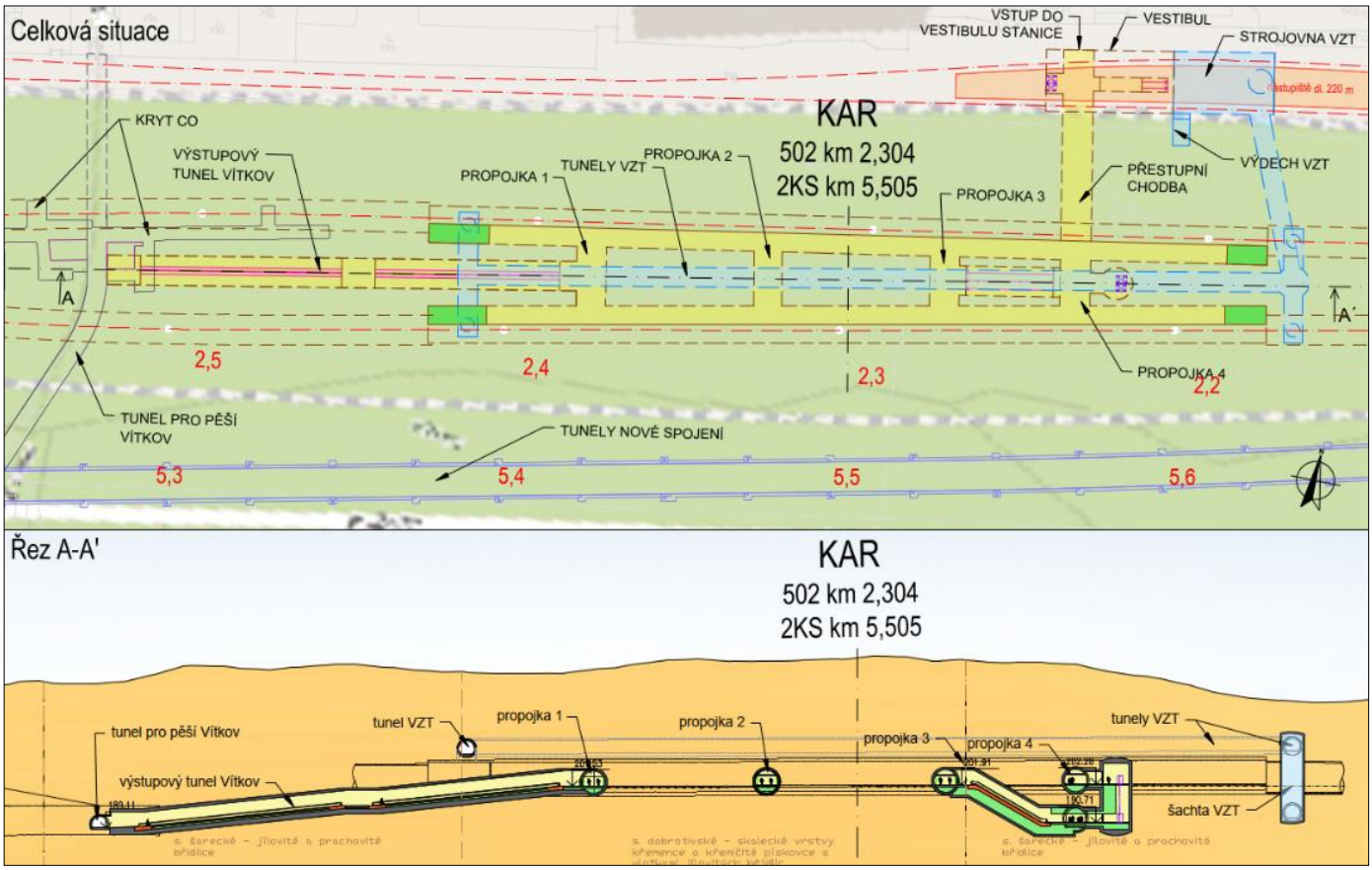
Z hlediska přepravní poptávky v regionální dopravě je nejsilnější osa ve směru Kladno a letiště s 90 tisíc cestujících za den, druhou nejsilnější je protilehlá osa ve směru na Benešov s 80 tisíc cestujících. Regionální doprava v součtu všech směrů obsluhuje téměř 400 tisíc, dálková dalších 240 tisíc cestujících za den. Počet vlaků odbavených v centrálních stanicích vzroste ze současných cca 1 100 na přibližně 2 400 za den. Doba jízdy z ruzyňského letiště na hlavní nádraží bude 25 minut.

Návrh tunelového řešení centrální oblasti je navržen pro účely relevantního ekonomického posouzení podzemních konstrukcí v podrobnosti studie proveditelnosti při porovnání jednotlivých variant. Jednotlivé stanice a traťové úseky jsou navrženy tak, aby byly proveditelné, nejedná se tedy o jediné možné technické řešení. Stejně tak nebylo pro návrh možné zohledňovat konkrétní geologickou situaci v místě budoucích podzemních konstrukcí. V následujících projektových stupních budou optimalizovány příčné řezy, např. s ohledem na typ uvažované trakce, množství koncových / přestupujících cestujících pro jednotlivé proudy, zásady požárně bezpečnostního řešení apod.

Obecně se předpokládá umístění technologie ve staničních vestibulech, prodloužených částech staničních tunelů a pod úrovní nástupiště. Je navrženo nucené větrání, strojovna vzduchotechniky a jedna centrální ventilační šachta v každé stanici, nasávací/výfukový kanál nad nástupištěm stanice a klapky na obou koncích stanice. Každá tunelová trouba bude větrána samostatně, mezi stanicemi není potřeba žádná mezistupňová větrací šachta. Bližší technický popis řešení podzemních stanic a tunelových úseků je uveden v následujících kapitolách.

6.1 STANICE KARLÍN (KAR)

Jedná se o kombinovanou stanici, kde jsou dvě koleje umístěné na povrchové zastávce a dvě koleje umístěné v podzemní stanici. Podzemní stanice je navržena jako ražená dvojlodní stanice v patě vrchu Vítkov. Staniční tunely délky 250 m mají boční nástupiště délky 220 m a šířky 4,6 m. Staniční tunely jsou propojeny čtyřmi propojkami. Z nejzápadnější propojky č.1 je do stávajícího tunelu pro pěší (Žižkovského) navržen bezbariérový výstupový tunel. Pro zrychlení pohybu cestujících obsahuje dva travelátory. Z propojky č.3 vede eskalátorový tunel do propojovací chodby, která vede do vestibulu stanice, umístěného pod povrchovou částí stanice. Z nejvýchodnější propojky č.4 je navržen výtah do přestupní chodby pro bezbariérový přístup na nástupiště podzemní stanice.



Obrázek 2: Situace a podélný řez stanicí Karlín. Zdroj: Mott Mac Donald CZ, spol. s.r.o.

Větrání stanice zajišťuje podpovrchová strojovna vzduchotechniky, která je se stanicí spojena vzduchotechnickými raženými tunely a šachtou. Výdech je umístěn za koleje povrchové zastávky do paty svahu. Umístění technologie se předpokládá v objektu vestibulu a v prodloužených částech staničních tunelů. Povrchová část stanice (zastávka) bude spolu s budovou vestibulu a strojovnou vzduchotechniky realizována ve stavební jámě v patě svahu vrcholu Vítkov. Pozemní část stanice bude vyražena metodou NRTM přes traťový tunel ze zařízení staveniště Karlín, případně ze stavební jámy pro vestibul stanice.

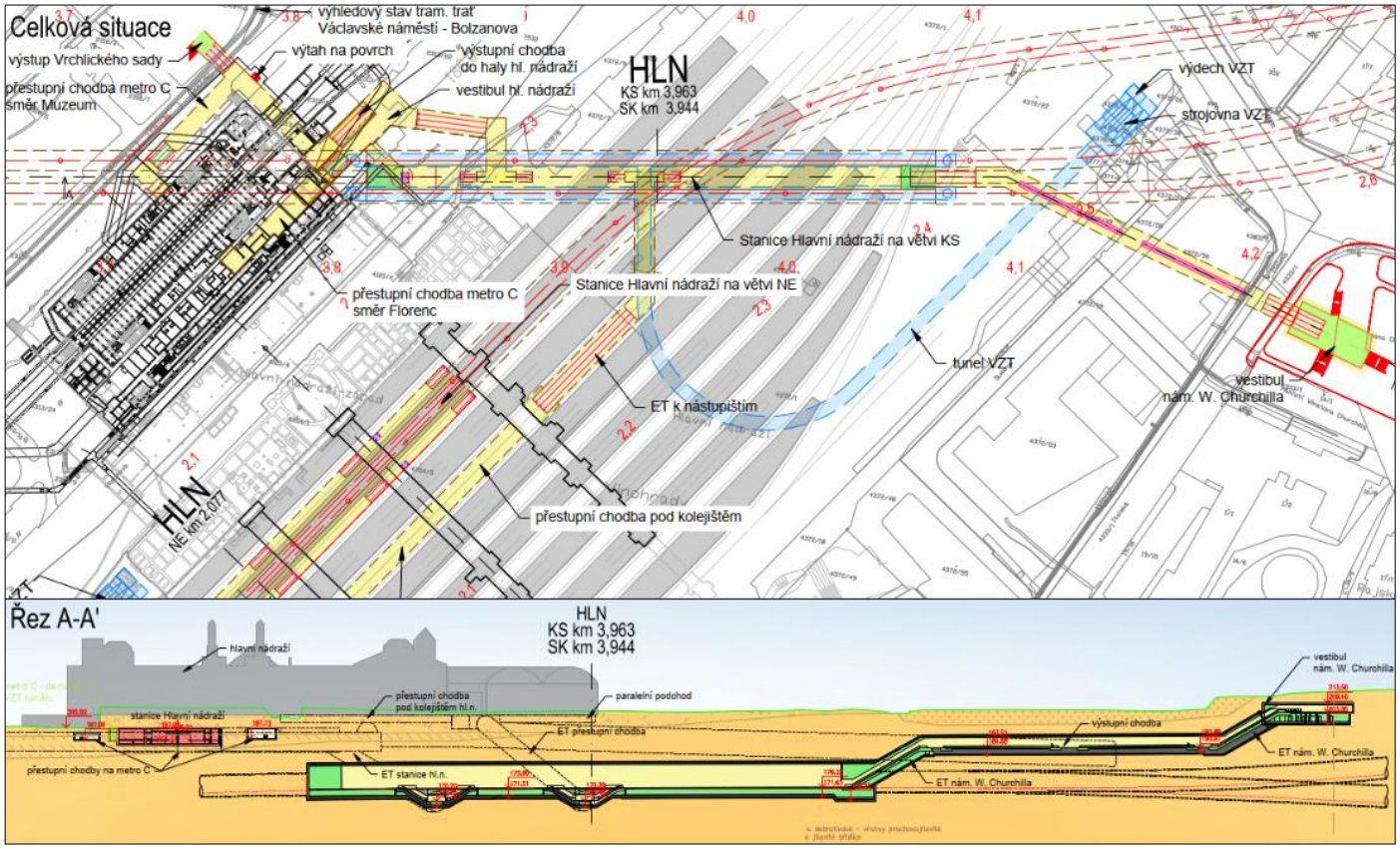
6.2 PŘESTUPNÍ HUB HLAVNÍ NÁDRAŽÍ (HLN)

Stanice Hlavní nádraží vybrané varianty je navržena ve dvou výškových úrovních. Spodní ražená stanice na větvi Karlín – Smíchov je navržena jako jednolodní, délky 250 m s ostrovním nástupištěm šířky 11 m. Z východního čela staniční lodi vede eskalátorový tunel do přestupní chodby. Tu spojuje další eskalátorový tunel s vestibulem na náměstí W. Churchilla. Pro urychlení pohybu cestujících je v přestupní chodbě navržena dvojice travelátorů.

Přibližně v polovině staniční lodi je navržena přestupní chodba pod úrovní stanice k eskalátorovému tunelu, který vede do přestupní chodby pod kolejištěm Hlavního nádraží. Tato chodba vede paralelně s kolejemi a propojuje stávající příčné podchody nádraží.

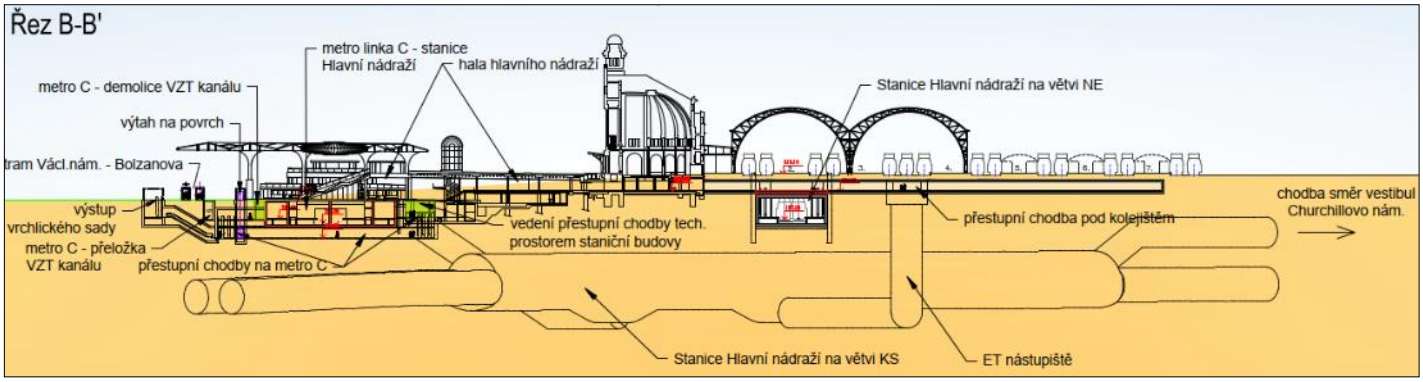
Dále je směrem na západ navržena přestupní chodba a eskalátorový tunel, který vede do nového vestibulu Hlavního nádraží. V západním čele nástupiště je umístěna výtahová šachta navazující na přestupní chodbu do nového vestibulu Hlavního nádraží. Z něj jsou navrženy dvě přestupní chodby do stanice metra C. Ze severní přestupní chodby (směr metro C – Muzeum) je navržen výstup přímo před budovu Hlavního nádraží s přestupní vazbou na budoucí tramvajovou trať Václavské náměstí – Bolzanova a výtah pro bezbariérový přístup. Jižní přestupní chodba (směr metro C – Florenc) vede v současné době podzemními technickými prostory železniční stanice Hlavní nádraží. Tyto budou muset být přemístěny. Z nového vestibulu je také navržena výstupní chodba rovnou do haly Hlavního nádraží.

Pro nezávislou výstavbu ražené stanice na ražbě traťových tunelů je navržena svážná štola délky cca 318 m ze stavební jámy pro strojovnu ventilace na zařízení staveniště u ulice Seifertova. Svážná štola bude rozražena do kaverny kolmé ke staniční lodi, která bude sloužit pro její ražbu.



Obrázek 3: Situace a podélný profil ražené stanice Hlavní nádraží. Zdroj: Mott Mac Donald CZ, spol. s.r.o.

Horní hloubená stanice na větvi Negrelliho viadukt – Eden je navržena ve stavební jámě v ose 2. nástupiště. Stanice bude mít postranní nástupiště, které budou propojeny do stávajících podchodů Hlavního nádraží šesti eskalátory a dvěma výtahy, kterými je zajištěn bezbariérový přístup.



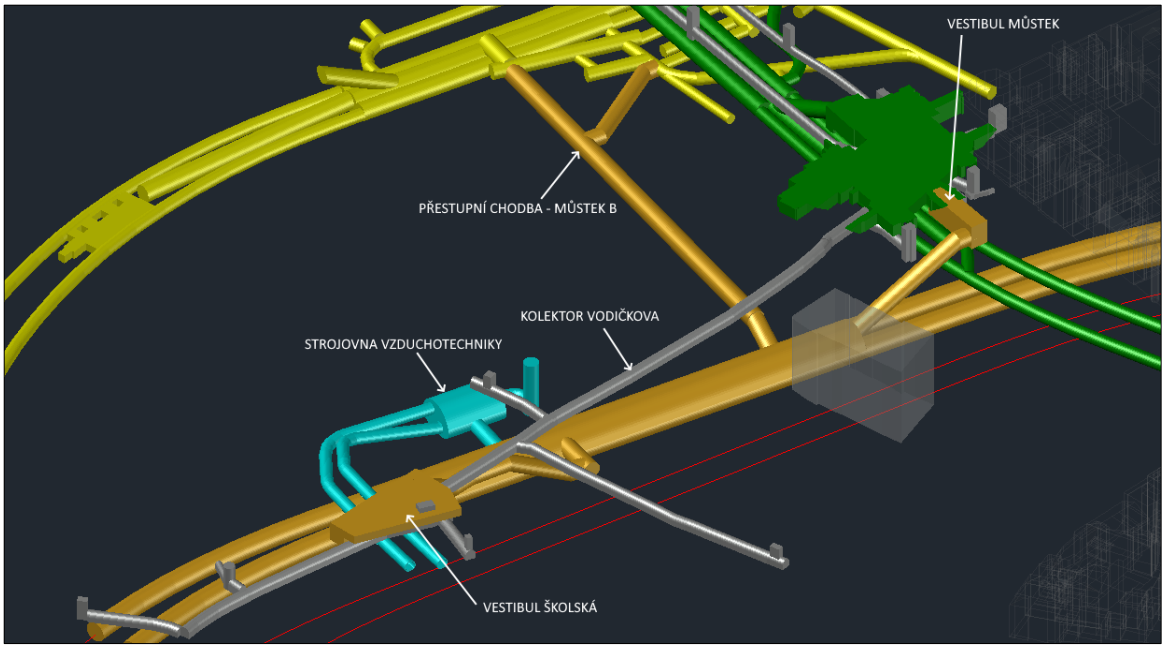
Obrázek 4: Příčný řez hloubenou stanicí Hlavní nádraží. Zdroj: Mott Mac Donald CZ, spol. s.r.o.

6.3 STANICE VÁCLAVSKÉ NÁMĚSTÍ (VAN)

Stanice je navržena jako jednolodní ražená délky 250 m s ostrovním nástupištěm šířky 11 m. Z východního čela staniční lodi vede eskalátorový tunel do vestibulu Můstek, který vznikne protažení stávajícího vestibulu směr Národní muzeum. Pro přímý přestup na linku metra B Můstek je navržena přestupní chodba, která je zaústěna do stávající přestupní chodby mezi stanicemi Můstek A a Můstek B. Z důvodu eliminace křížení cestujících je tato chodba doplněna ještě jednou přestupní větví do stávajících tunelů přestupu Můstek A-B.. Pro urychlení pohybu cestujících je v přestupní chodbě navržena trojice travelátorů.

Západně za středem stanice je navržena příčná přestupní chodba nad úrovní nástupiště. Z této chodby vede směrem na západ výstup do vestibulu Školská a směrem na východ chodba k výtahům. Z horní úrovně výtahů v šachtě vede přestupní chodba do technologického objektu Palackého 637. Zde je v přízemí objektu navržen výtahový vestibul pro bezbariérový přístup. Výstup do vestibulu Školská je navržen dvěma eskalátorovými tunely a mezilehlou přestupní chodbou.

Na kontaktu nových přestupních chodeb a těch existujících na přestupu mezi linkami metra A a B budou umístěny tlakové uzávěry.



Obrázek 5: Vizualizace stanice Václavské náměstí. Zdroj: Mott Mac Donald CZ, spol. s.r.o.

Větrání stanice zajišťuje ražená strojovna vzduchotechniky umístěná paralelně ke staniční lodi směrem do ulice Palackého. Se stanicí je spojena vzduchotechnickými tunely. Pro zavážení technologie je navržen zavážecí tunel ze staniční lodi. Výdech je umístěn v technologickém objektu na výše uvedené adrese. V objektu se předpokládá umístění další staniční technologie.

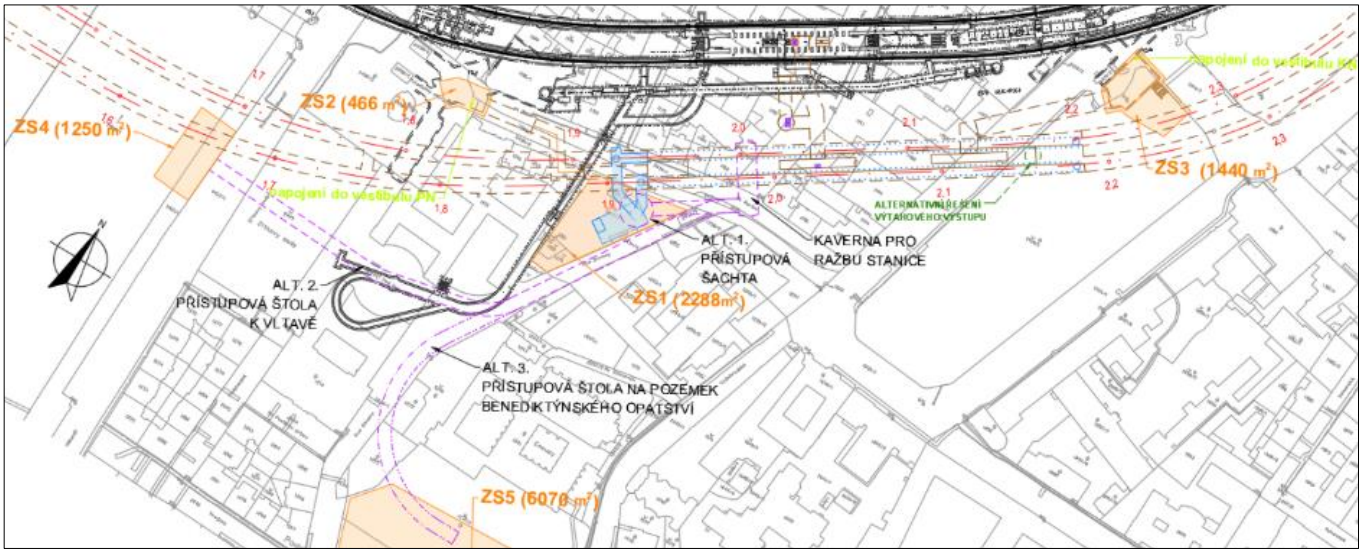
Pro nezávislou výstavbu stanice na ražbě traťových tunelů je předpokládána ražba stanice přes eskalátorové tunely ze stavební jámy pro vestibul na Václavském náměstí a minimalizovaná separátní výstavba vestibulu (případně i tunelů výstupu) v křížení ulic Vodičkova a Školská. Spolu s technologickým objektem bude z ulice Palackého případně probíhat i ražba podzemních konstrukcí vzduchotechnicky.

6.4 STANICE KARLOVO NÁMĚSTÍ (KAN)

Stanice je navržena jako jednolodní ražená délky 250 m s ostrovním nástupištěm šířky 11 m. Z východního čela staniční lodi vede eskalátorový tunel do vestibulu Karlovo náměstí, který vznikne rozšířením stávajícího vestibulu metra B. Pro přímý přestup do stanice metra B Karlovo náměstí je navržena přestupní chodba ve středu stanice. Ta je vedena pod vzduchotechnickým tunelem stanice metra B Karlovo náměstí a se stávajícím nástupištěm stanice metra je propojena eskalátory a výtahem. Z této přestupní chodby je navržen bezbariérový přístup pomocí šachty a přestupní chodby do

stávajícího bezbariérového přístupu stanice metra B z ulice Václavská. Ze západního čela stanice je navržen eskalátorový tunel do vestibulu Palackého náměstí, který vznikne rozšířením stávajícího vestibulu.

Pro nezávislou výstavbu stanice na ražbě traťových tunelů je předpokládána ražba stanice v alternativách buďto pomocí šachty ze zařízení staveniště v ulici Pod Slovany, nebo přístupovou štolou z nábřeží Vltavy, nebo přístupovou štolou z pozemku Benediktýnského opatství. Pro účely rozražení stanice je navržena příčná kaverna v západní třetině stanice.



Obrázek 6: Situace stanice Karlovo náměstí. Zdroj: Mott Mac Donald CZ, spol. s.r.o.

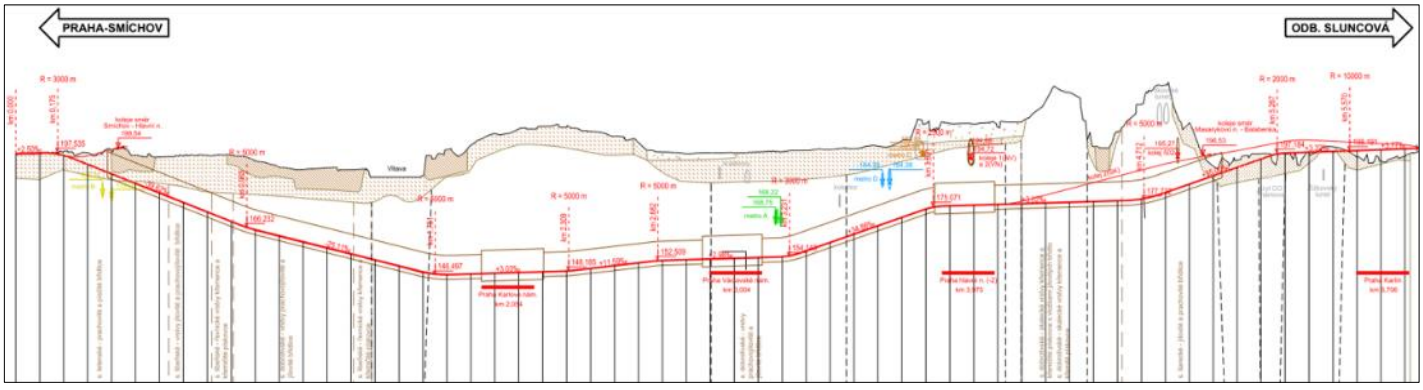
6.5 TRAŤOVÉ ÚSEKY

Jednokolejné traťové tunely budou realizovány převážně metodou TBM. Pro mechanizovanou ražbu tunelovacími stroji je zásadní otázkou umístění dostatečně velikých zařízení staveniště pro start strojů, umožňující skladování prstenců segmentového ostění a odvoz rubaniny. Pro tento účel jsou vytypovány plochy u tunelových portálů v oblastech Krejcárek, Pernerova a Vršovice.

Pro výstavbu traťových tunelů na západovýchodní větvi Karlín – Smíchov se předpokládá nasazení jednoho stroje TBM, který bude odstartován ze zařízení staveniště Krejcárek a vyrazí první traťový tunel přes stanice KAR, HLN, VAN a KAN až na zařízení staveniště Smíchov. Následně bude stroj převezen na zařízení staveniště Pernerova a vyrazí druhý traťový tunel.

Na severojižní větvi Negrelliho viadukt – Vršovice se ražba TBM uvažuje pouze mezi jižním zhlavím Hlavního nádraží a raženým rozpletem mezi Vinohradskými tunely I a II. Pro oba traťové tunely bude strojní ražba startovat z kaverny a bude ukončena v hloubené jámě u jižního zhlaví.

Celková délka strojní ražby je ve schválené variantě 10,087 km. Jednokolejné tunely, které nelze razit strojně z důvodu harmonogramu výstavby a všechny dvoukolejné traťové tunely, rozplety a výhybny budou ražené metodou NRTM.



Obrázek 7: Podélný profil koleje č.1 větve Karlín – Smíchov. Zdroj: Mott Mac Donald CZ, spol. s.r.o.

Délka tunelového úseku severojižní větve Negrelliho viadukt – Vršovice/Eden je 2,5 km, západovýchodní větve Smíchov – Karlín/Krejcárek potom 6,2 km. Celková stavební délka veškerých kolejí v tunelu je 17,430 m.

6.6 ŘEŠENÍ MIMO CENTRUM

Vedle centrální oblasti přitahující pozornost je součástí návrhu neméně rozsáhlé posílení oblasti mimo centrum, které je pro všechny varianty společné.

Zapojení vysokorychlostní tratě RS 1 Praha – Brno – Břeclav ve stopě Zahradní Město – Vršovice – Praha hl. n. (východní kolejová skupina) – Balabenka s pokračováním do vysokorychlostní tratě RS 4 Praha – Ústí nad Labem – Německo je třeba vnímat jako jeden dopravní celek a eliminovat v něm trasy vlaků přes úrovňové kolizní body. Pro dosažení vysoké kapacity hlavního nádraží musí být vlaky seřazeny do optimální polohy již před vjezdem do nádraží. Tomu slouží série mimoúrovňových křížení v prostoru Vršovice – Zahradní Město i náročné uspořádání odbočky Balabenka a mimoúrovňový odjezd z odstavných kolejí Malletova do silně zatíženého jižního vítkovského tunelu.

Zásadní posílení kapacity vyžaduje úsek Praha-Hostivař – Praha-Uhříněves – Říčany, které bylo vyřešeno zárodkem nové (konvenční) tratě ze Zahradního Města směrem na Benešov s propojením do Říčan a hostivařským přesmykem oddělujícím nákladní provoz Malešice – Uhříněves od osobní dopravy.

Městské tangenciální železniční linky změní charakter provozu nákladních vlaků, které budou muset být vedeny v pravidelných časových „oknech“ a nemohou již vyčkávat na vhodný okamžik k projetí kolizních bodů. Přestože byl návrh městských linek optimalizován, je pro hladký provoz nákladních vlaků nezbytná série opatření, z nichž nejnáročnější je tzv. malešický přesmyk na severním zhlaví této křižovatkové stanice; zavedení městských linek na nákladní tratě tak v žádném případě nebude levné.

Využití železnice pro dovoz zboží do města naráží na neexistenci strategie pro spojení moderní city-logistiky s železniční dopravou a absenci poptávky po tomto spojení na trhu. Jedinou dostatečně velkou rozvojovou plochou zůstává územní rezerva v Malešicích.

Celkový rozsah úprav v souvislosti dostavbou železničního uzlu se týká cca 72 km tratí dle staničení a technicky cca 230 km novostavby či přestavby jednotlivé koleje. Výstavba celého souboru staveb se plánuje v období 2035–2047. Z hlediska vlivů na životní prostředí a další chráněné zájmy není mezi variantami podstatných rozdílů a návrhy se jeví jako akceptovatelné.

7. ZÁVĚR

Schvalovací akt Centrální komise Ministerstva dopravy ČR z lednu 2025 učinil ze studie závazný podklad pro spuštění navazující přípravy. Technické řešení bylo zároveň v průběhu roku 2025 včleněno do návrhu Metropolitního plánu Prahy. V současné době probíhá řízená snaha o koordinaci všech známých záměrů veřejných i soukromých investorů v prostoru hlavního nádraží včetně debaty nad parametry plánovacího procesu. Zároveň bude vhodné rozpracovat schválené řešení do většího detailu v návazné doprovodné dokumentaci či technické studii, která zejména rozvine návrh podzemních stanic a tratí do širokého spektra profesí, které nebylo možné postihnout ve studii proveditelnosti. Práce předpokládá, že do roku 2035 bude v železničním uzlu Praha probíhat řada jiných investičních akcí, na které je schválené řešení navázáno. Předpokládá se, že výstavba celého souboru staveb uzlu může trvat přibližně 10-15 let, kolem roku 2045-50 by tedy mohl celý systém plně funkční. Výhledový horizont uvažovaný v přepravní prognóze je rok 2070, tedy období 20-25 let po dokončení výstavby.



Obrázek 8: Vizualizace ražené jednolodní stanice s vlaky příměstské dopravy. Zdroj: Správa železnic, státní organizace.

8. PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek vznikl v návaznosti na dokončení a jednomyslné schválení studie proveditelnosti, která je výsledkem mnohaleté činnosti na straně objednatele a zhotovitele, ale rovněž i na straně zapojených subjektů na všech úrovních. Na tomto místě se sluší všem zúčastněným poděkovat.

ZDROJE

Studie proveditelnosti železničního uzlu Praha včetně Rychlých spojení. Společnost SP ŽUP: MMD+AFRY+EKOLA+SAGASTA+SMA, 4/2025.

BABIČ, M., VANĚK, M., Studie proveditelnosti železničního uzlu Praha včetně Rychlých spojení. Stavebnictví, 10/2024.

MAKÁSEK, P., Železniční uzel Praha – centrální část v tunelech. Sborník Železniční mosty a tunely, 1/2025.

MAKÁSEK, P.; BABIČ M. Železniční uzel Praha z pohledu tunelových staveb, Sborník Podzemní stavby Praha 2023.

Ing. Martin Vaněk, Ph.D.
Správa železnic, státní organizace, Stavební správa západ, úsek technický Praha, ČR
vanekm@spravazeleznic.cz

Ing. Petr Makásek, Ph.D.
Mott MacDonald CZ, spol. s r.o., oddělení tunelů, Praha, ČR
petr.makasek@mottmac.com

Kolektor pro Letiště Václava Havla v Praze – předpoklady projektu a skutečnost

M. Baláž
Sagasta s.r.o., Prague, Czech Republic

ABSTRAKT: Předmětem příspěvku je souhrn zkušeností se zpracováním realizační dokumentace a ověřením předpokladů technického návrhu projektu při výstavbě raženého úseku kolektoru pro Letiště Václava Havla v Praze, který je součástí akce „Stavba 1 – Hangár G – kolektor".

Ražený tunel délky necelých 300 m byl prováděn podle zásad Nové rakouské tunelovací metody (NRTM). Profil kolektoru, který svou plochou 29 m^2 převyšuje například traťový tunel pražského metra, byl ražen s nadložím pouze 4 až 6 m. Provádění ražeb v daných okrajových podmínkách obnášelo celou řadu technických výzev a rizik. Mezi tyto výzvy patří zejména ražba s nízkým nadložím v zeminách pod frekventovanou hlavní komunikací a významnými inženýrskými sítěmi, zejména vysoko – a středotlakým plynovým potrubím.

Příspěvek popisuje etapu zpracování realizační dokumentace primárního a sekundárního ostění včetně optimalizace tvaru příčného řezu kolektoru, úpravu způsobu členění výrubu, zajištění stability výrubu i čelby a upřesnění detailů pro zajištění vodonepropustnosti ostění. Vlastnímu zahájení projekčních prací předcházelo pečlivé vyhodnocení dostupných informací o geotechnických podmínkách v trase kolektoru a inženýrských sítích v předpokládané zóně ovlivnění. Provedené úpravy oproti předchozímu stupni projektové dokumentace umožnily významné úspory investičních nákladů a usnadnění výstavby. Dále je příspěvek věnován získaným zkušenostem z vlastní realizace tunelu pohledem projektanta a aplikaci observační metody ve složitých geotechnických podmínkách ražby s nízkým nadložím, při které byly provedeny další optimalizace. Součástí příspěvku je i popis návrhu a provádění sekundárního ostění bez použití mezilehlé hydroizolace.

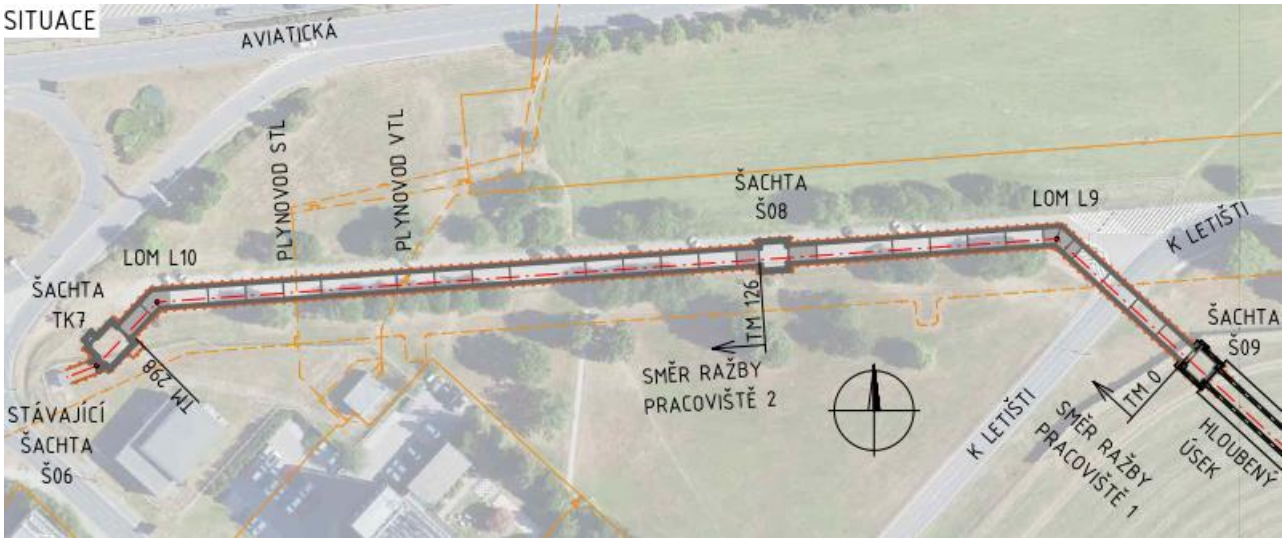
1. ÚVOD A ZÁKLADNÍ INFORMACE

Ražený úsek kolektoru pro Letiště Václava Havla v Praze je součástí akce „Stavba 1 - Hangár G – kolektor". Tato akce zahrnuje kromě raženého úseku také úsek hloubený, který není předmětem tohoto příspěvku. Aktuálně prováděná stavba navazuje na stávající a plánované kolektorové trasy letiště a bude sloužit k propojení jeho páteřních inženýrských sítí. Projekční práce na realizační dokumentaci raženého tunelu byly zahájeny v prosinci 2024. Ražba tunelu probíhala v období od května do listopadu 2025. Následně navázaly práce na sekundárním ostění, jehož dokončení je předpokládáno na konci února 2026.

Investorem akce je Letiště Praha, a.s. Ražený úsek kolektoru provádí firma Pohl CZ, a.s. pro hlavního dodavatele celé stavby Metrostav DIZ, s.r.o. Technický dozor podzemních prací (ČPHZ) na stavbě zajišťuje společnost SG Geotechnika, a.s. Hlavním projektantem celé stavby je Ingutis, spol. s.r.o., autorem realizační dokumentace raženého tunelu je projekční společnost Sagasta, s.r.o.

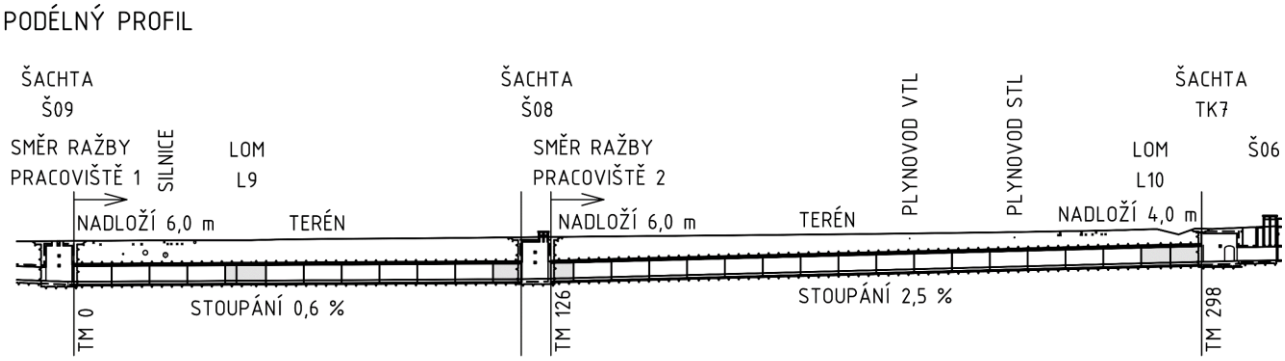
Profil raženého kolektoru je podkovovitého tvaru se spodní klenbou a svou plochou výrubu 29 m^2 převyšuje například traťový tunel pražského metra. Ražba tunelu byla prováděna členěným výrubem na kalotu a jádro podle zásad Nové rakouské tunelovací metody (NRTM). Sekundární ostění je navrženo z betonu odolného proti průsakům bez použití mezilehlé hydroizolace.

Ražený úsek kolektorové trasy s délkou 298 m navazuje na hloubené šachty Š09 a TK7, přibližně v polovině je tento úsek rozdělen šachtou Š08. Tunel je v celé délce veden v přímé se 2 lomy bez zaoblení osy (Obrázek 1).



Obrázek 1 Situace raženého úseku kolektoru

Niveleta tunelu v celém úseku stoupá s ohledem na výškové napojení na stávající šachtu Š06. Od začátku ražby (TM 0) v šachtě Š09 niveleta stoupá ve sklonu 0,6 % k šachtě Š08, v dalším úseku ražby od Š08 niveleta stoupá ve sklonu 2,5 % ke komoře TK7, výškové lomy nejsou zaobleny. Ražba tunelu probíhala na dvou nezávislých pracovištích ze šachet Š09 a Š08.



Obrázek 2 Podélný profil raženého úseku kolektoru

V nadloží tunelu, které činí pouhé 4 až 6 m, se nachází relativně velké množství objektů. Trasu křižují dva plynovody, tři kanalizace, propustek a celá řada kabelů sdělovacího a silového vedení. Paralelně s tunelem vedou dva vodovody a neprovozovaný horkovod. Z hlediska „citlivosti“ na deformační projevy ražby jsou kritické především plynovody (vysokotlaký a středotlaký). Další důležitou konstrukcí na povrchu nad raženým profilem je provozovaná silnice „K Letišti“ s frekventovanou autobusovou dopravou. Přítomnost těchto objektů, které nebylo možné přeložit, byla důvodem pro volbu technologie ražení namísto technicky jednodušší a méně rizikové metody hloubení.

2. GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY

Před zahájením projekčních prací na realizační dokumentaci měl projektant k dispozici výsledky geotechnického průzkumu, který zpracovala firma Chemcomex, a.s. v roce 2019. V oblasti raženého úseku kolektoru délky necelých 300 m bylo k dispozici celkem 5 jádrových vrtů hloubky 5 až 12 m. Geotechnické vrstvy zemin a hornin byly v rámci průzkumu dle svých zjištěných vlastností zařazeny do několika geotechnických typů (GT).

Kvartérní pokryv mocnosti přibližně 6 m tvoří navážky, sprašové hlíny třídy F6–F5 a spraše (GT3b) třídy F6, dále deluviální jíly a písčité jíly s úlomky (GT4) třídy F8 až F4.

Horniny skalního podkladu tvoří slínovce písčité různého stupně zvětrávání a rozpukání. Při povrchu skalního podloží se vyskytují silně zvětralé slínovce písčité (GT5), s intenzivním rozpukáním,

zatřídění R6-R5. Hlouběji se nacházejí slínovce písčité zvětralé (GT6), rozpukané s převážně otevřenými puklinami s jílovitou výplní, třídy R5-R4. Vrstvy slínovců s deskovitou odlučností jsou uloženy prakticky vodorovně. Mocnost těchto slínovcových desek je proměnná a pohybuje se v hodnotách prvních decimetrů.

V předmětném úseku je výška nadloží kolektoru mezi 6 m (u šachty Š09) a 4 m (u šachty TK7), počva podzemního díla zasahuje do hloubek 12 až 10 m pod terénem. Za těchto podmínek je v blízkosti šachty Š09 profil tunelu umístěn ve zvětralých slínovcích (GT6), částečně i silně zvětralých slínovcích (GT5), přitom je celá výška nadloží tvořená kvartérními pokryvy. Ve směru staničení, tj. směrem k šachtě Š08, niveleta díla stoupá a kolektor postupně zasahuje částí svého profilu do kvartérních pokryvů (GT4). Od šachty Š08 směrem k šachtě TK7 je část kaloty vedena v kvartérním pokryvu (GT4), též s výskytem spraší (GT3b). V blízkosti šachty TK7 je prakticky celá plocha kaloty ražena v kvartérních pokryvech. Pata kaloty se v celém úseku ražby nachází vždy přinejhorším v materiálech skalního podloží GT6 (R5–R4).

Spojitá hladina podzemní vody se nachází přibližně 10 až 16 m pode dnem tunelu a nijak ho tedy neovlivňuje.

Zeminám a horninám byly přisouzeny geotechnické parametry dle následující tabulky. Jedná se o hodnoty objemové tíhy (γ), modulu přetvárnosti masivu (E_{def}), Poissonovy konstanty (ν), efektivního úhlu vnitřního tření (φ) a efektivní soudržnosti (c).

Tabulka 1: Geotechnické parametry zemin a hornin

Zemina / Hornina	Geotyp	Zatřídění	γ	E_{def}	ν	φ	c
			[kN/m^3]	[MPa]	[-]	[^{o}]	[kPa]
Navážky	GT2		19,0	7,0	0,40	20	5
Sprašové hlíny, spraše - pevné	GT3b	F6 (F5)	19,0	7,0	0,40	22	20
Jílovité zeminy, tuhé až pevné	GT4	F6, F7, F8	20,0	15,0	0,35	22	14
Slínovec písčitý silně zvětralý	GT5	R6-R5	20,0	30,0	0,35	25	30
Slínovec písčitý zvětralý	GT6	R5-R4	20,0	130	0,35	28	50

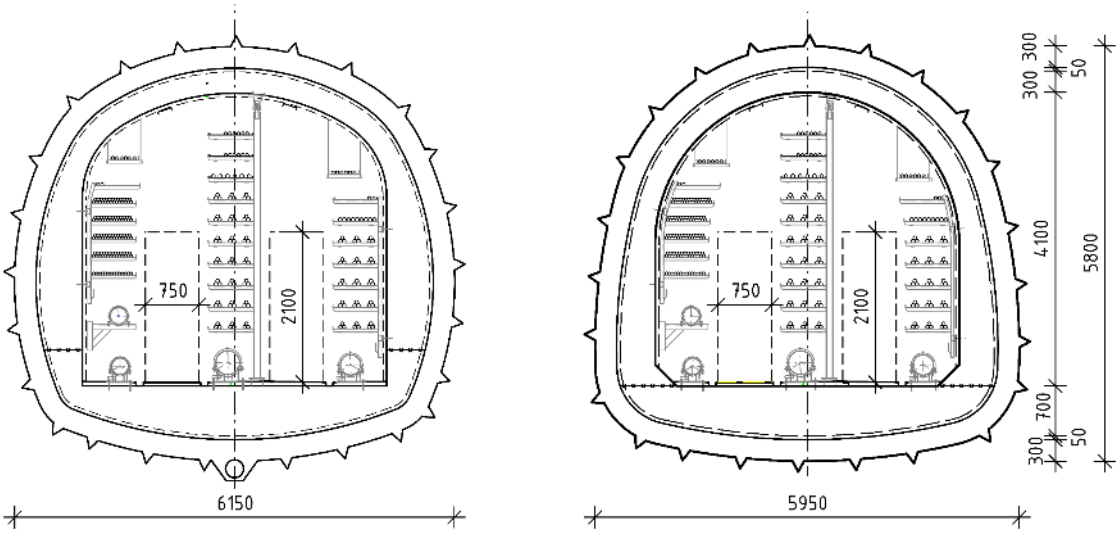
3. OPTIMALIZACE TVARU PŘÍČNÉHO ŘEZU

V prvním kroku byla v rámci realizační dokumentace navržena optimalizace tvaru příčného řezu kolektoru (Obrázek 3). Tento návrh vycházel z komplexního vyhodnocení dostupných informací o geotechnických podmínkách v trase tunelu, zvážení vlivu tvaru výrubu na zajištění stability při ražbě a zhodnocení statické funkce primárního a sekundárního ostění.

Optimalizovaný příčný řez má menší teoretickou plochu výrubu a příznivější tvar primárního ostění, který lépe vzdoruje zemnímu tlaku, zvyšuje stabilitu díla při ražbě a snižuje tak riziko vzniku mimořádné události.

V případě sekundárního ostění optimalizace souvisí s přizpůsobením dimenzí konstrukce předpokládanému zatížení. Jedná se především o plynulé zvětšení tloušťky ostění směrem od vrcholu klenby k jeho bokům. Dále je v novém návrhu zesílen průřez v místě napojení boků ostění na spodní klenbu, kde lze očekávat zvýšené namáhání ohybovými momenty a posouvající silou. Cílem optimalizace je zajištění příznivějšího namáhání konstrukce a snížení rizika vzniku trhlin v sekundárním ostění, neboť ostění kromě nosné funkce zajišťuje i vodotěsnost kolektoru. Vznik trhlin, které je možné sanovat pouze na líci ostění, může mít vzhledem k riziku koroze výztuže negativní vliv nejen na vodotěsnost, ale především na životnost nosné konstrukce, která je navrhována na životnost 100 let.

Vnitřní světlé rozměry sekundárního ostění jsou navrženy s ohledem na požadované průchozí prostory a množství vedení inženýrských sítí s kabelovými lávkami. Světlá šířka kolektoru je 4,25 m a světlá výška je 4,10 m.

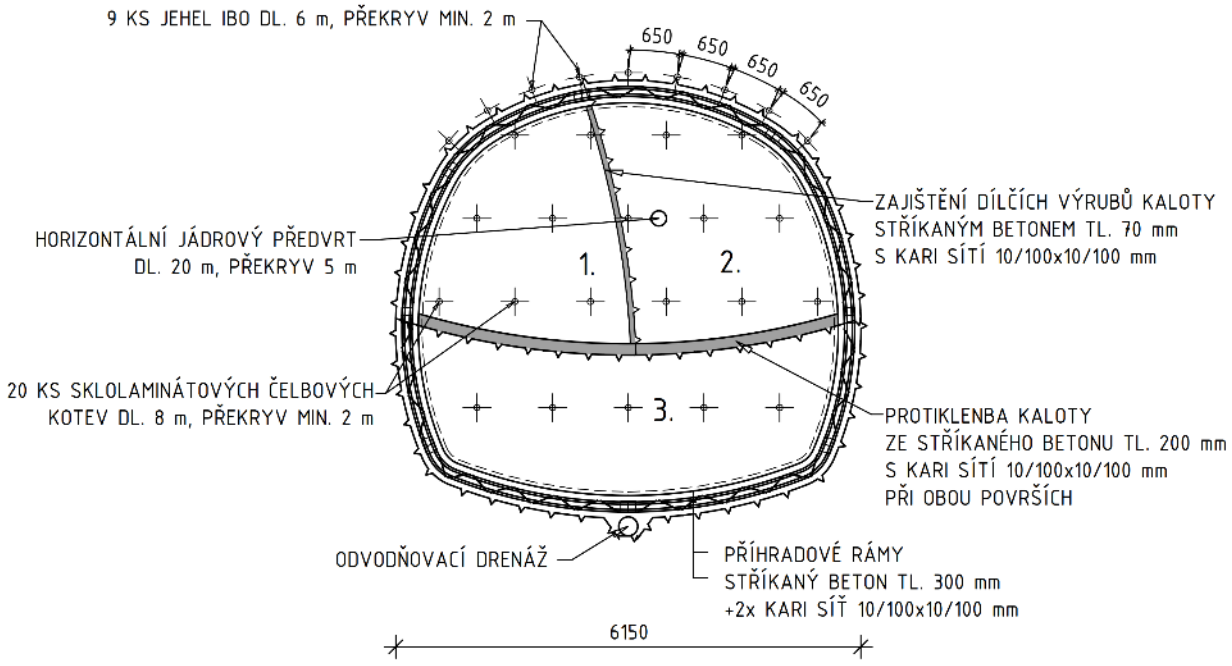


Obrázek 3: Porovnání původního a nového tvaru příčného řezu

4. RAŽBA A PRIMÁRNÍ OSTĚNÍ

4.1 PŮVODNÍ NÁVRH

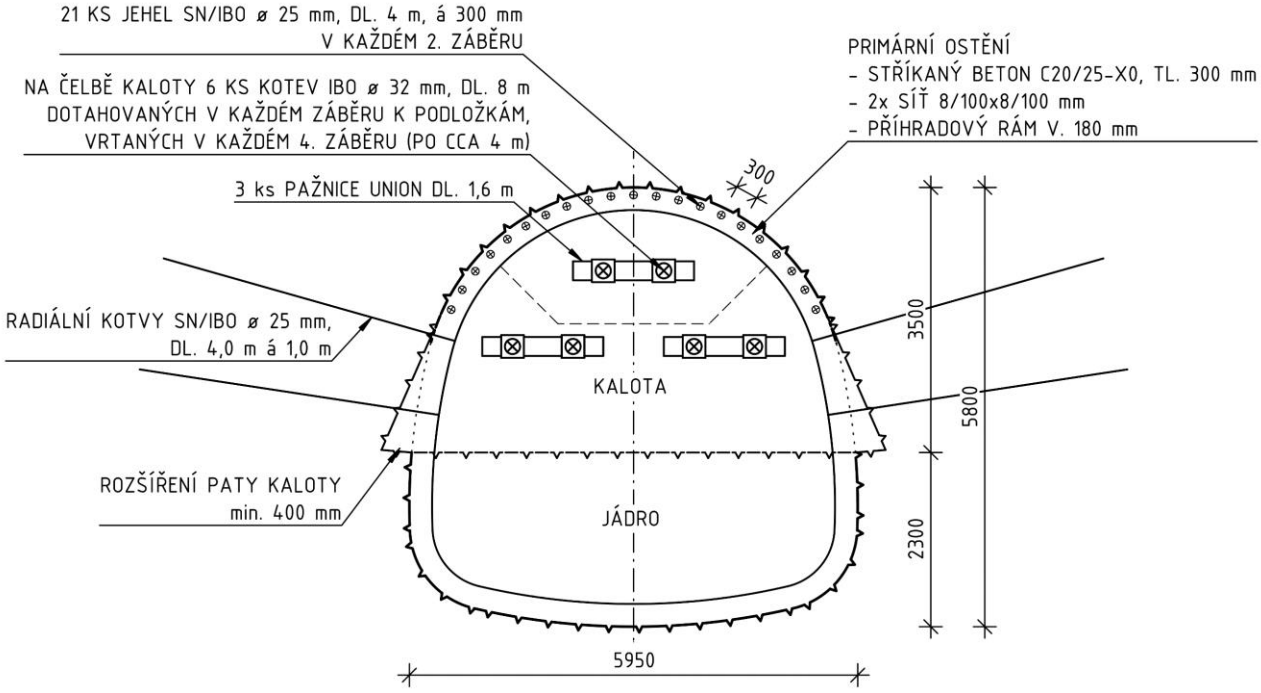
V předchozím stupni dokumentace byl výrub členěn na kalotu a jádro, přičemž výrub kaloty byl vertikálně členěn na dva dílčí výruby (Obrázek 4). Zatímco po obvodu kolektoru bylo navrženo primární ostění tloušťky 300 mm se dvěma vrstvami sítí 10/100x10/100 mm a výztužnými příhradovými rámy, dílčí výrub kaloty na boku zajišťovala v prostředí zemin pouze vrstva stříkaného betonu tloušťky 70 mm s jednou sítí 10/100x10/100 mm. V kalotě byla navržena relativně plochá protiklenba ze stříkaného betonu tloušťky 200 mm vyztužená dvěma vrstvami sítě 10/100x10/100 mm. Čelba kaloty (tj. obou dílčích výrubů) byla zajištěna 15 ks sklolaminátových kotev délky 8 m, čelba jádra 5 ks stejných typů kotev. Při požadovaném překrytí na 2 m byla v tomto úseku čelba o ploše výrubu cca 30 m^2 zajištěna celkem 40 ks sklolaminátových kotev. V prvním dílčím výrubu kaloty byly pro stabilizaci obnaženého výrubu použity 3 ks ocelových jehel o délce 6 m, po vyražení druhého dílčího výrubu kaloty bylo doplněno dalších 6 ks jehel do celkového počtu 9 ks. Požadovaný překryv jehel byl 2 m.



Obrázek 4 Původní návrh členění výrubu a zajištění jeho stability (zadávací dokumentace)

4.2 NOVÝ NÁVRH

Nový staticky příznivější tvar příčného řezu umožnil společně s dalšími úpravami návrhu zrušení vertikálního členění výrubu kaloty a spodní klenby kaloty (Obrázek 5). Odstranění těchto prvků bylo zcela zásadní pro optimalizaci technologického postupu prací, nasazení výkonných strojů pro ražbu, odvoz rubaniny a nástřik primárního ostění. Rychlost ražby má v případě nepříznivých geotechnických poměrů s nízkým nadložím zcela zásadní význam. Jedním z hlavních cílů optimalizace návrhu ražeb bylo umožnit zhotoviteli relativně rychlé zajištění stability výrubu primárním ostěním po provedení záběru. Dále ze statického hlediska není optimální ani spojování výztužných příhradových rámů v nejvíce namáhaném průřezu ve vrcholu klenby, což by původně navrhované vertikální členění výrubu vyžadovalo.



Obrázek 5 Optimalizovaný návrh technologické třídy výrubu zpracovaný v rámci realizační dokumentace

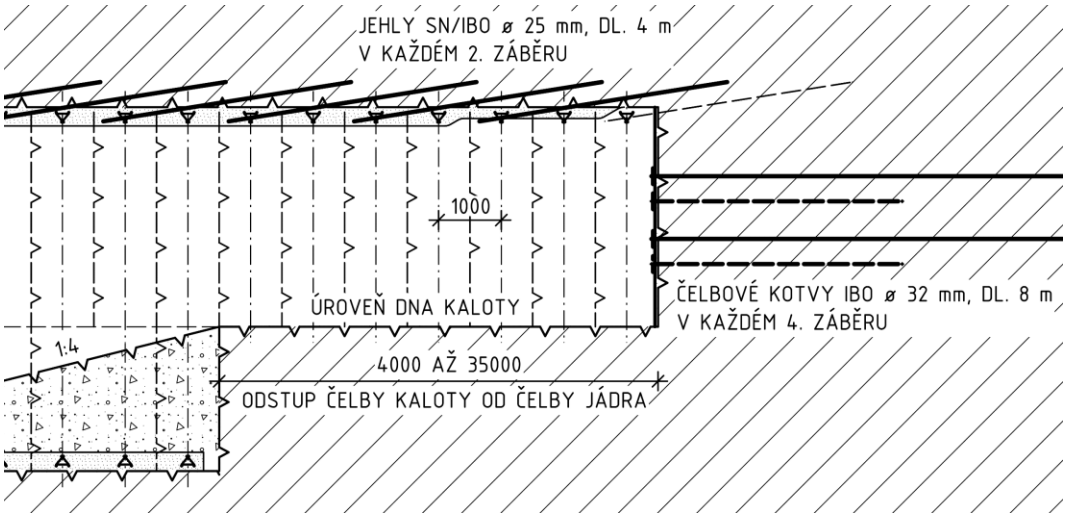
V novém návrhu byla funkce spodní klenby kaloty nahrazena kombinací kotvení boků a rozšířenou patou. Radiální kotvy SN/IBO délky 4 m v počtu 4 ks na záběr byly navrženy pro omezení vodorovných deformací. Smyslem rozšířené paty je redukovat sedání kaloty jako celku. Další výhodou rozšíření paty kaloty oproti dočasné protiklenbě je příznivější působení při následné ražbě jádra. Fáze vybourání dočasné protiklenby vnáší nové nežádoucí namáhání do zralého ostění kaloty.

Další zásadní úpravou návrhu je změna systému kotvení a pažení čelby. Toto opatření je navrženo pro omezení rizika spojeného s nestabilitou čelby. V případě ztráty stability čelby hrozí nekontrolovatelné zvětšení délky záběru a následné prolomení nadloží. Předpokládanému mechanizmu porušení stability čelby je nutné vzdorovat kotevními prvky s vysokou pevností ve střihu. Tento požadavek, lépe než sklolaminátové kotvy, splňují ocelové kotvy IBO aktivované cementovou maltou. Vnější závit kotevních tyčí IBO zároveň umožňuje dotahování pažnic UNION a jejich aktivaci po provedení každého záběru. Proto byla provedena náhrada sklolaminátových kotev v čelbě ocelovými kotvami IBO délky 8 m (min. překryv 4 m) s aktivním pažením čelby plošným zajištěním pomocí pažnic UNION. V novém návrhu jsou sklolaminátové kotvy v počtu 20 ks nahrazeny ocelovými kotvami IBO v počtu 6 ks.

Pro stabilizaci výrubu je dále navrženo předstihové opatření prostřednictvím ocelových jehel. V novém návrhu jsou nahrazeny jehly Ø 25 mm délky 6 m v počtu 9 ks stejným typem jehel o délce 4 m v počtu 21 ks. Překryv jehel v podélném směru je 2 m a oproti původnímu návrhu se nemění. Důvodem této úpravy je snaha o minimalizaci nadvýrubů s ohledem na délku záběru a úhel vrtání jehel.

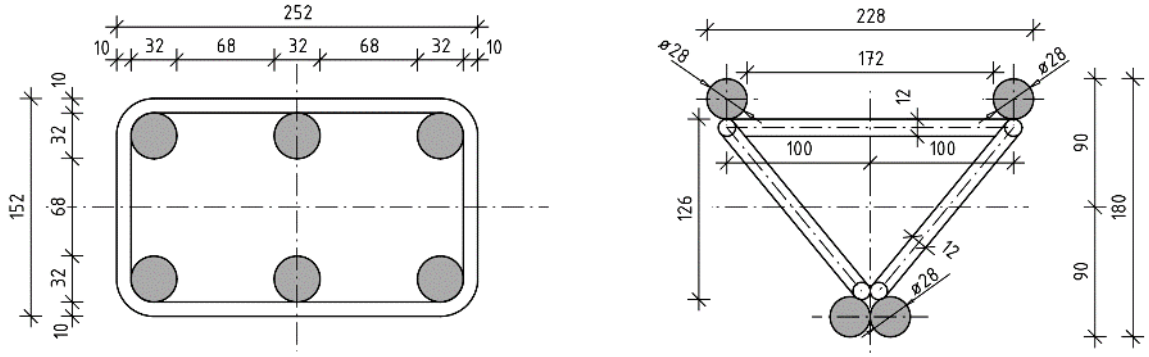
Veškeré vrtání pro kotvení v daném geotechnickém prostředí bylo prováděno se vzduchem. Použití vodního výplachu by způsobilo degradaci vlastností horninového masivu a zhoršilo podmínky pro další

ražbu. Z tohoto důvodu byly také zrušeny horizontální jádrové předvrty, základní informace o poměrech v předpolí ražby byly průběžně získávány z geotechnického sledování při vrtání čelbových kotev.



Obrázek 6 Postup ražby v podélném směru

Další významnou optimalizací byla úprava příhradových rámů a sítí. V předchozím stupni byly navrženy obdélníkové průřezy rámů se 6 pruty ø 32 mm. Na základě nového staticky příznivějšího tvaru příčného řezu tunelu a upřesnění zatížení byly navrženy subtilnější rámy se 4 pruty ø 28 mm, přičemž trojúhelníkového průřezu je dosaženo umístěním spodních prutů vedle sebe (Obrázek 7). To umožňuje snadnější přístup pro vrtání jehel s minimálním odklonem od obrysu výrubu. Výztužné sítě primárního ostění byly odlehčeny z typu 10/100x10/100 mm na typ 8/100x8/100 mm. Návrh subtilnějších rámů a sítí je vhodný také z hlediska manipulace a montáže v tunelu.



Obrázek 7 Porovnání původního a nového průřezu příhradových rámů

4.3 APLIKACE OBSERVAČNÍ METODY

Ražba tunelu probíhala dle zásad Nové rakouské tunelovací metody (NRTM). Vzhledem k nízkému nadloží, velikosti výrubu a prostředí zemin byla navržena jen jedna technologická třída výrubu, která postihovala nejnepříznivější očekávané podmínky v celém raženém úseku. Observační metodu bylo proto v daných poměrech možné využít pouze v omezeném rozsahu.

V úvodním úseku ražby byl v každém záběru výrub kaloty prováděn postupně na tři části, vždy byla odstraněna pouze jedna pažnice (Obrázek 8). Po demontáži pažnice v příslušné části čelby následovalo rozpojování tunelbagrem, stabilizační nástřik stříkaným betonem, nakonec opětovné osazení a aktivace pažnice k dvojici čelbových kotev IBO, K instalaci vnějších sítí a příhradových rámů bylo možné při tomto postupu přistoupit až po kompletním provedení všech tří částí výrubu kaloty, což bylo časově relativně náročné.

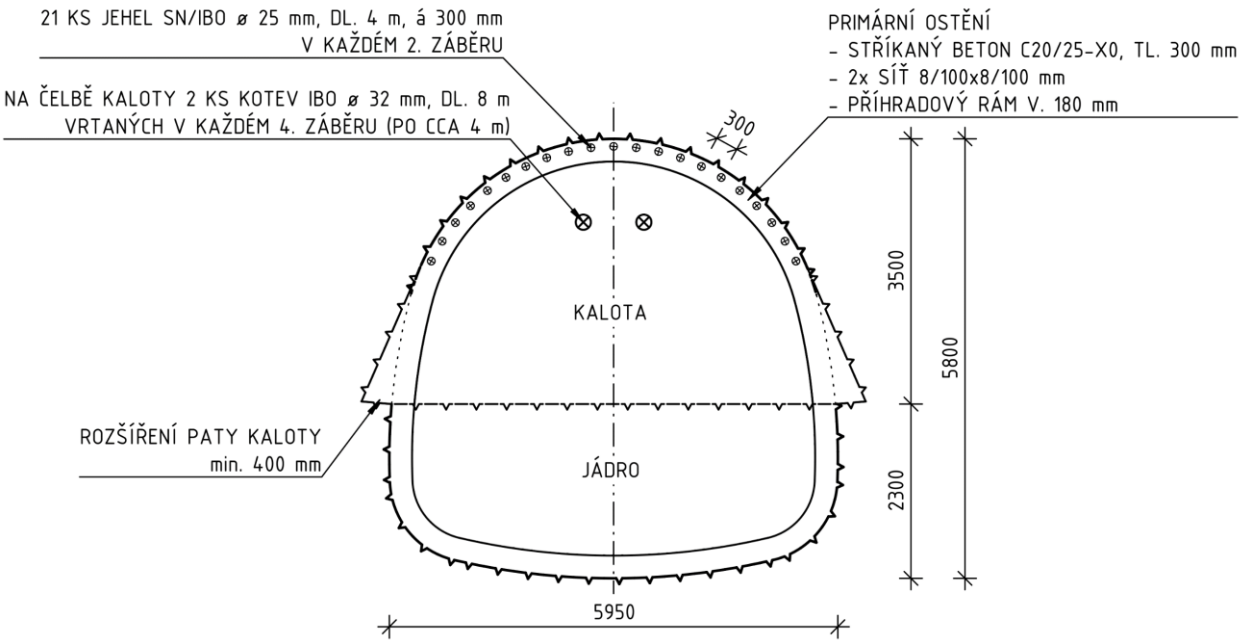


Obrázek 8 Zajištění čelby kaloty a její rozpojování po částech v úvodním úseku ražby

Během ražby probíhalo podrobné sledování horninového masivu, zejména ve fázi rozpojování kaloty pomocí tunelbagru. Toto sledování, ze kterého byly projektantem pravidelně pořizovány videozáznamy, poskytovalo společně s výsledky geotechnického monitoringu komplexní představu o stabilitních poměrech čelby, obnaženého líce výrubu a primárního ostění. Na základě získaných zkušeností s konkrétními poměry pro ražbu bylo přistoupeno k postupné redukci výztužných prvků a zjednodušení postupu provádění (Obrázek 9).

S ohledem na relativně příznivé chování horninového masivu při ražbě byl upraven postup provádění kaloty pouze na jednu fázi a odstraněn požadavek na systémové osazování pažnic. Tyto pažnice zůstaly stále připravené na stavbě a byly osazovány pouze v případě zastižení lokálních nestabilit čelby v přístropí. Dále byl zredukován počet čelbových kotev z 6 ks na 2 ks v každém čtvrtém záběru. Prováděny byly pouze dvě čelbové kotvy v přístropí, na které bylo možné v případě potřeby osadit pažnici UNION. Odstraněny byly také radiální kotvy a mírně prodloužena maximální přípustná délka záběru. Realizovaná délka záběru byla vždy přizpůsobena konkrétním podmínkám na čelbě a pohybovala se mezi 0,7 m a 1,1 m.

Jako zásadní příznivé faktory lze označit především vodorovné uložení slínovcových desek a soudržnost jílovitých zemin. Během ražby nebyly zastiženy žádné písčité čočky s vodou.



Obrázek 9 Technologická třída výrubu upravená na základě skutečného chování horninového masivu během ražby



Obrázek 10 Čelba kaloty tvořená mírně zvětralým slínovcem písčitým s deskovitou odlučností (TM 66)



Obrázek 11 Čelba kaloty tvořená jílovitou zeminou s písčitou příměsí (TM 264)



Obrázek 12 Čelba jádra (vlevo), dokončený úsek primárního ostění po profilaci (vpravo)

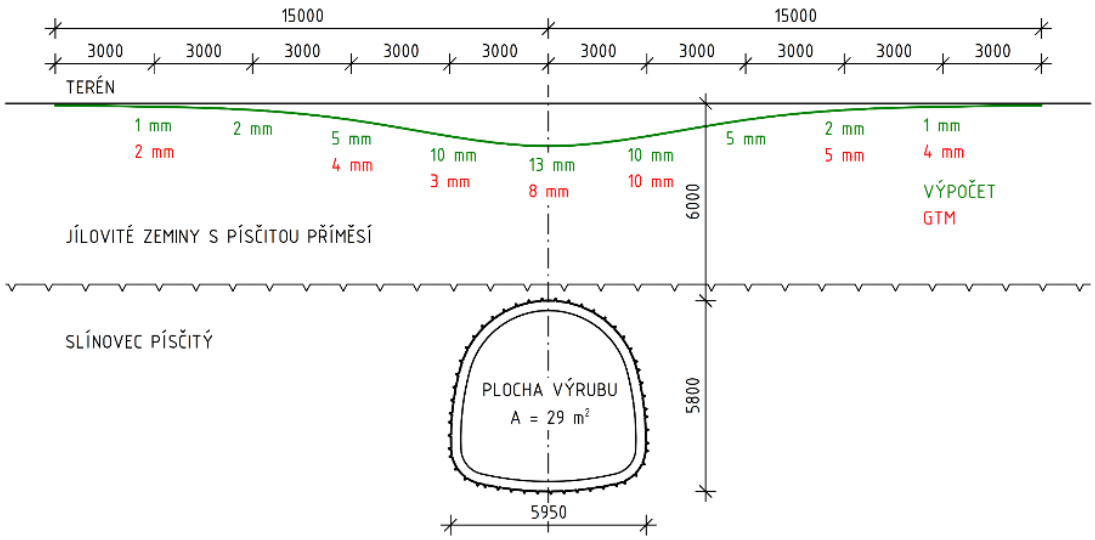
4.4 GEOTECHNICKÝ MONITORING A VYHODNOCENÍ JEHO VÝSLEDKŮ

V rámci provádění tunelu probíhal komplexní geotechnický monitoring, který zajišťovala společnost GeoTec GS, a.s. Monitoring probíhal na povrchu i v tunelu, jednalo se o geotechnickou pasportizaci čeleb v každém záběru, měření deformací primárního ostění a poklesové kotliny na povrchu.

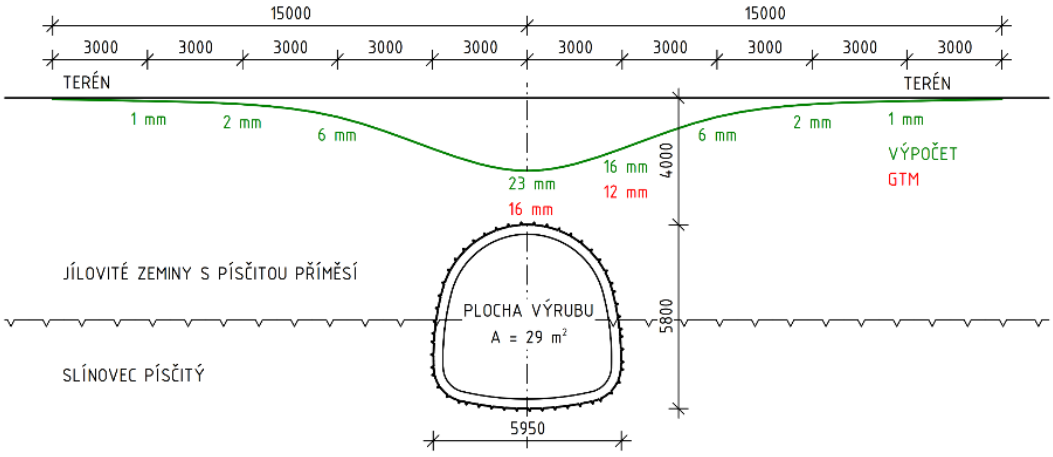
Hloubení šachet a mapování čeleb během ražby potvrdilo geologickou skladbu horninového masivu predikovanou průzkumem. Úroveň skalního podloží se nachází v hloubce přibližně 6 m pod terénem.

Měření poklesů na povrchu terénu probíhalo vzhledem k nízkému nadloží tunelu nad celým raženým úsekem. Nivelační body byly uspořádány v profilech po 20 m orientovaných kolmo na podélnou osu kolektoru. Tyto příčné profily sloužily pro stanovení šířky a tvaru poklesové kotliny. Pro získaní komplexních informací byly navíc v oblasti provozované komunikace, křížení s plynovody a závěrečnému úseku ražby s nejnižším nadložím doplněny body pro stanovení podélné poklesové kotliny.

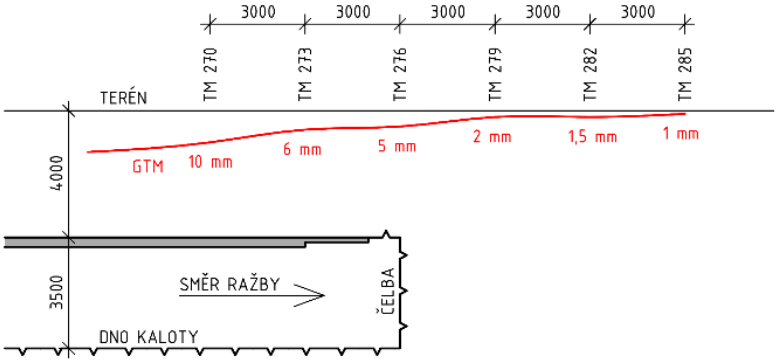
Ve vybraných profilech je provedeno porovnání výsledků statického výpočtu a změřených poklesů povrchu během ražby (Obrázek 13 a Obrázek 14). Obecně se jedná o velmi nízké hodnoty, proto je potřeba přihlédnout i k přesnosti prováděných měření, která se pohybuje v jednotkách mm. Negativním faktorem, který jistě částečně ovlivňoval výsledky měření byl frekventovaný pohyb těžké stavební mechanizace nad raženým profilem. V případě profilu s nejnižším nadložím byly s ohledem na provádění prací v okolí šachty TK 7 k dispozici pouze body přímo nad tunelem, ty je však možné s výhodou využít pro sestavení podélného profilu (Obrázek 15). Z výsledků měření na podélném profilu je vidět, že relativně velká část deformací probíhala až po průchodu čelby kaloty. Při pohledu na výsledky všech měření lze konstatovat, že dosažené poklesy terénu se v zásadě blíží předpokladům projektu. V průběhu realizace prakticky nebyl překročen žádný předem stanovený varovný stav.



Obrázek 13 Příčná poklesová kotlina v úseku s nejvyšším nadložím (NIT 7, TM 110)



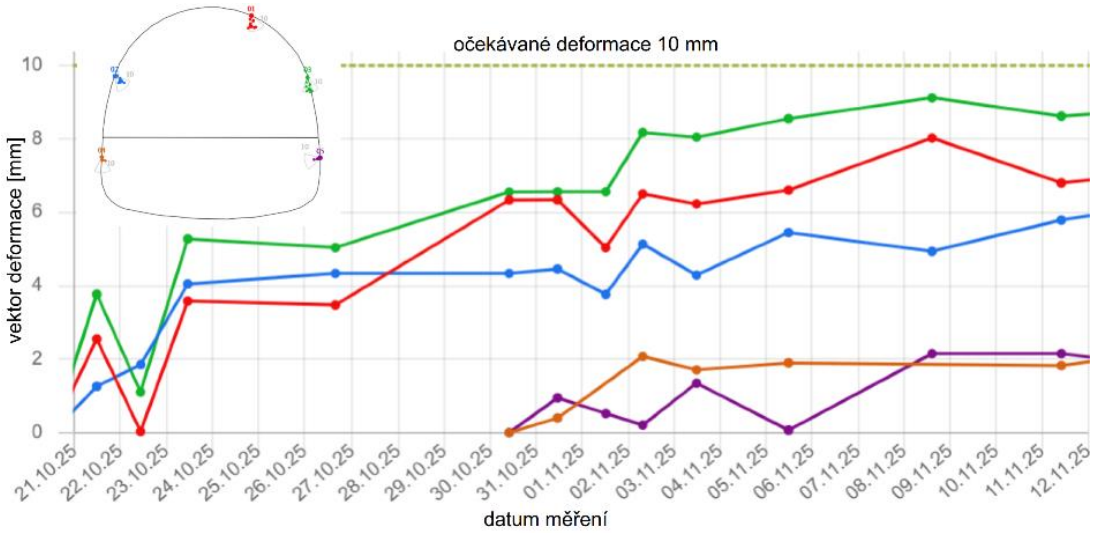
Obrázek 14 Příčná poklesová kotlina v úseku s nejnižším nadložím (NIT 17, TM 280)



Obrázek 15 Podélná poklesová kotlina v úseku s nejnižším nadložím (NIT 21)

Další sadu měření, jejichž výsledky je možné částečně porovnat s předpoklady projektu, představují deformace primárního ostění (Obrázek 16). Tato měření probíhala v tunelu v profilech po 10 m, v každém profilu byly umístěny 3 body v kalotě a 2 body v jádře. Důležitým aspektem při hodnocení těchto výsledků je okamžik osazení geodetických zrcátek. Osazení probíhá z technologických důvodů zpravidla až při montáži vnitřních sítí, což odpovídá vzdálenosti přibližně 2 až 3 m za rovinou čelby. Z tohoto důvodu tento typ měření poskytuje pouze omezenou informaci o celkových hodnotách deformací. Větší část deformací masivu probíhá před nultým měřením na osazených bodech a rozhodující je proto především trend průběhu výsledků.

Ve všech profilech spolehlivě docházelo k ustalování měřených hodnot a výsledky se pohybovaly v rozsahu očekávaných deformací stanovených projektem. Z grafu níže je také patrný relativně malý vliv jádra na deformace ostění v kalotě.



Obrázek 16 Výsledky měření deformací primárního ostění v tunelu (TM 265)

Technickou výzvou byla nepochybně ražba pod křížením s provozovanými plynovody (vysokotlaký a středotlaký). Před ražbou v daném úseku byly provedeny kopané sondy pro ověření prostorové polohy a stavu plynovodních potrubí. Na základě výsledků diagnostiky byly stanoveny hodnoty varovných stavů pro přípustné poklesy potrubí vyvolané ražbou tunelu. V rámci ochrany plynovodu před účinky ražby byla v předstihu obnažena jeho chránička, na které pak probíhalo nivelační měření každý den až do ustálení deformací. Současně byl na stavbě připraven systém závěsů na potrubí pro umožnění kompenzace případných nadměrných poklesů nadloží způsobených ražbou.



Obrázek 17 Vysokotlaký plynovod a jeho chránička (vlevo), obnažená chránička (vpravo)

5. SEKUNDÁRNÍ OSTĚNÍ

Sekundární ostění je navrženo jako monolitické, betonované do posuvného bednění. Tloušťka ostění horní klenby je min. 300 mm a směrem do boku se rozšiřuje. Vzhledem k požadované vodonepropustnosti sekundárního ostění a nemožnosti gravitačního odvedení podzemní vody drenážemi je navržen uzavřený tlakový systém, který vyžaduje konstrukční typ ostění se spodní klenbou. Vodonepropustnost ostění je zajištěna použitím betonu odolného proti průsakům s těsněním pracovních a dilatačních spár.

Návrh sekundárního ostění z betonu odolného proti průsakům bez použití mezilehlé izolace obnáší celou řadu specifik. Jedná se zejména o přísnější kritéria na přípustnou šířku trhlin a maximální povolený průsak vody betonem. Tyto požadavky se pak promítají do návrhu betonové směsi, při kterém je sledováno omezení negativních účinků hydratačního tepla a smršťování. Dále je navržen vyšší stupeň vyztužení konstrukce s ohledem na omezení šířky trhlin, současně je také důležité v návrhu dodržet dostatečnou světlou vzdálenost prutů výztuže pro umožnění kvalitního probetonování. V oblasti nad pracovní spárou mezi spodní a horní klenbou tunelu je navržena zesílená podélná výztuž pro omezení průběžných trhlin od rozdílného smršťování konstrukcí, které jsou betonovány v různém čase. Důležitým aspektem je také přísnější přípustná odchylka od teoretické tloušťky ostění, která je dle předpisů definována hodnotou max. 100 mm. Z tohoto důvodu bylo před realizací sekundárního ostění provedeno v několika fázích laserové skenování líce primárního ostění a jeho profilace.

V rámci zpracování realizační dokumentace sekundárního ostění došlo k celé řadě úprav oproti předchozímu stupni dokumentace. Maximální délka bloku betonáže byla v souladu se zahraničními předpisy prodloužena z 8 m na 10 m. Důvodem změny návrhu byla snaha o minimalizaci počtu pracovních spár mezi bloky a snížení rizika průsaků.

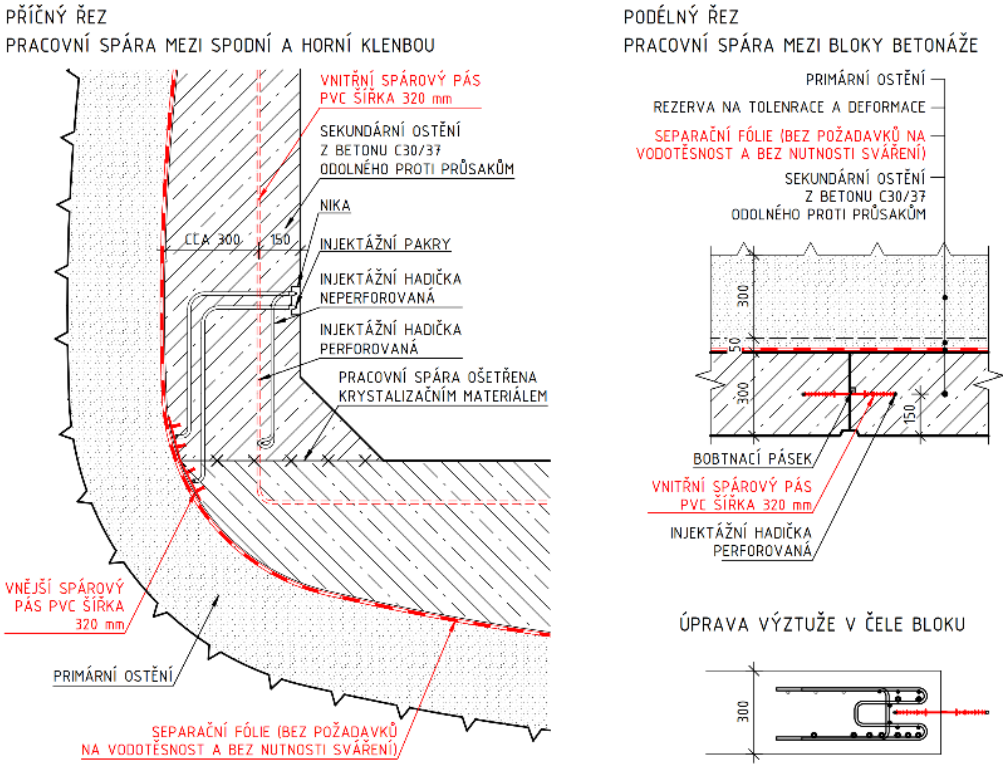
Dále byly pro zajištění vodotěsnosti spár mezi bloky betonáže z důvodu lepšího probetonování nahrazeny vnější těsnící pásy za vnitřní těsnící pásy se systémem injektážních hadiček. Tento systém umožňuje injektáž všech pracovních spár po betonáži.

Pro snížení tření mezi konstrukcemi primárního a sekundárního ostění je mezi tyto konstrukce vložena separační fólie. Aplikace této fólie významně omezuje tahová napětí v ostění od teplotních změn a

smršťování betonu, což v konečném důsledku vede ke snížení rizika vzniku trhlin. Separační fólie dále zamezuje odvádění vody z betonu sekundárního ostění do zralého stříkaného betonu primárního ostění. Tato fólie je instalována po celém obvodu ostění s překrytím mezi dílčími pásy (bez vzájemného svařování).

Výztuž sekundárního ostění byla navržena jako kombinace svařovaných sítí a příložek z prutové výztuže v nejvíce namáhaných průřezech. Výztuž je navržena jako samonosná s příhradovými rámy, k jejichž stykování jsou použité lanové spojky.

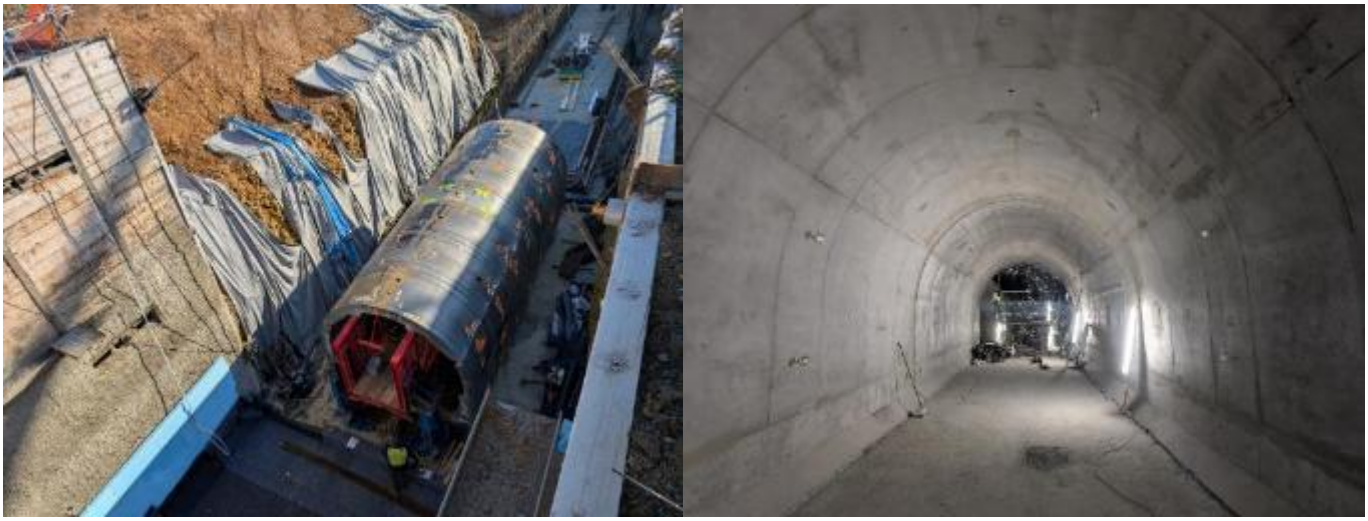
Vzhledem k tomu, že betonáže probíhají v zimním období jsou v rámci realizace zajištěny takové podmínky, aby nedocházelo k prudkému ochlazování betonu. Jedná se o opatření při dopravě betonové směsi, jejím uložením do bednícího vozu a zajištění požadované teploty při betonáži v tunelu. Portály kolektoru v šachtách jsou uzavřeny, aby bylo omezeno proudění chladného vzduchu, dále v tunelu probíhá vyhřívání. Po odbednění je prováděno ošetřování betonu rovnoměrným zavlažováním a nanášením ochranného nástřiku. Po dobu ošetřováním je sledována teplota betonu a okolního prostředí, cílem opatření je omezit teplotní rozdíl mezi povrchem a jádrem konstrukce.



Obrázek 18 Navržený systém těsnění pracovních spár sekundárního ostění



Obrázek 19 Separační fólie a výztuž sekundárního ostění



Obrázek 20 Bednící forma horní klenby (vlevo), dokončené bloky sekundárního ostění (vpravo)

6. ZÁVĚR

V průběhu zpracování realizační dokumentace raženého kolektoru pro Letiště Václava Havla v Praze došlo v porovnání s předchozím stupněm dokumentace k celé řadě optimalizací technického řešení, které mají příznivý dopad do životnosti konstrukce. Dále tyto změny umožnily významné úspory investičních nákladů a usnadnění provádění, které bylo zcela zásadní s ohledem na napnutý harmonogram celé stavby.

Výstavba kolektoru převyšující svou velikostí traťový tunel metra probíhá bez větších problémů a komplikací. Etapa provádění ražby tunelu, která v daných okrajových podmínkách představovala nejrizikovější část projektu zatíženou celou řadou nejistot, je v době přípravy příspěvku úspěšně dokončená. Mimořádně náročné poměry pro provádění představovala ražba s nízkým nadložím v zeminách, přítomnost frekventované silnice a množství inženýrských sítí nad tunelem. S ohledem na výškové vedení a dovrchní ražbu tunelu výška nadloží postupně klesala z 6 m až na pouhé 4 m. Nadloží je tvořeno jílovitými zeminami s písčitou příměsí a navážkami. V průběhu ražby se tyto zeminy objevily dokonce i na čelbě a jejich zastoupení s klesajícím nadložím postupně narůstalo. V koncové části úseku probíhala ražba kaloty pouze v prostředí zemin, skalní podloží tvořené slínovcovými deskami proměnné kvality bylo zastiženo v oblasti jádra tunelu. V těchto poměrech byl technickou výzvou z hlediska minimalizace rizik a omezení negativních účinků ražby na nadloží zejména úsek ražeb pod významnou a vysoce frekventovanou komunikací „K Letišti“. Tato hlavní silnice je důležitá především pro hromadnou dopravu mezi stanicí Nádraží Veleslavín a Letištěm Václava Havla, kterou v relativně krátkých intervalech zajišťují těžké elektrické trolejbusy s baterií. Dalším technicky náročným úsekem byla ražba pod provozovanými plynovody, které zásobují celé letiště a nacházely se necelé 3 m nad vrcholem výrubu. Trasa kolektoru s nízkým nadložím dále podcházela několik kanalizací, propustek a celou řadu dalších inženýrských sítí.

V rámci provádění tunelu probíhalo pravidelné vyhodnocování výsledků geotechnického monitoringu. Na základě skutečného chování horninového masivu během ražby bylo i v těchto komplikovaných podmínkách provedeno odlehčení zajištění stability výrubu v souladu s principy observační metody, což mělo za následek další úspory.

V době přípravy příspěvku probíhala v kolektoru realizace horních kleneb sekundárního ostění (01/2026). Jedná se o vodonepropustné tunelové ostění bez mezilehlé hydroizolace, což je v případě tuzemských ražených tunelů neobvyklé. Výhoda tohoto systému spočívá ve snadné identifikaci případných průsaků a možnosti jejich sanace. Průsaky vznikají v místě vady železobetonové konstrukce a následná sanace pak probíhá přímo v místě vodonosných trhlin. Naopak v případě použití mezilehlé hydroizolace nemusí místo jejího poškození odpovídat viditelným průsakům uvnitř tunelu, a proto je sanace těchto poruch prakticky znemožněna.

ZDROJE

MP+INGUTIS. *Zadávací dokumentace: Letiště Praha, Stavby pro energetickou infrastrukturu: Stavba 1 – Hangár G – kolektor.* Praha: 2021.

Sagasta, s.r.o. *Realizační dokumentace: Letiště Praha, Stavby pro energetickou infrastrukturu: Stavba 1 – Hangár G – kolektor.* Praha, 2025.

Ing. Martin Baláž
Sagasta s.r.o., Novodvorská 1010/14. Prague
martin.balaz@sagasta.cz

TUNEL RØLDAL: VÝSTAVBA TŘETÍHO NEJDELŠÍHO SILNIČNÍHO TUNELU V NORSKU A ZKUŠENOSTI S BEZEMISNÍ RAŽBOU

Ing. Jiří Horčička
Metrostav Norge AS, Oslo, Norsko

ABSTRAKT: Projekt E134 Røldal–Seljestad představuje výstavbu 12,4 km dlouhého tunelu Røldal, který bude po dokončení třetím nejdelším silničním tunelem v Norsku. Projekt realizovaný formou Design & Build přináší řadu technických a organizačních výzev – od náročných geologických podmínek a vysokého nadloží, přes komplexní systém větrání, až po extrémní klimatické podmínky. Klíčovým prvkem projektu je implementace přísných environmentálních požadavků, zejména nasazení bezemisní mechanizace, čištění a recyklace odpadních vod a sedimentů, znovupoužití vytěžené rubaniny a dalších opatření směřujících ke snížení uhlíkové stopy projektu. Příspěvek představí hlavní technická řešení, organizaci výstavby a zkušenosti z realizace, včetně spolupráce se zadavatelem Statens vegvesen a projekčními partnery při naplňování cílů udržitelné výstavby.

1. ÚVOD

Norsko je dlouhodobě považováno za světového lídra ve výstavbě silničních tunelů. Specifické geografické podmínky, charakterizované hlubokými fjordy, horskými masivy a extrémním klimatem, vedly k rozsáhlému využívání tunelových staveb jako klíčového prvku dopravní infrastruktury. Na norské silniční síti se nachází více než tisíc silničních tunelů různé délky a technické náročnosti. Výstavba nových tunelů se přitom stále více zaměřuje nejen na technickou efektivitu a bezpečnost, ale také na minimalizaci environmentálních dopadů stavební činnosti.

Jedním z nejvýznamnějších současných infrastrukturních projektů je úsek E134 Røldal–Seljestad, jehož součástí je výstavba tunelu Røldal o délce 12,4 km. Po dokončení se tento tunel stane třetím nejdelším silničním tunelem v Norsku a významně přispěje ke zlepšení dopravního spojení mezi východní a západní částí země. Projekt realizovaný formou Design & Build přináší řadu technických, logistických i environmentálních výzev, které jsou typické pro moderní tunelové projekty v severském prostředí.

Cílem tohoto článku je představit hlavní technické aspekty projektu, specifika organizace výstavby a zejména zkušenosti s implementací bezemisních technologií a dalších opatření směřujících ke snížení environmentální stopy výstavby.

2. CHARAKTERISTIKA PROJEKTU E134 RØLDAL-SELJESTAD

Silnice E134 představuje jednu z hlavních dopravních tepen spojujících východní a západní Norsko. Trasa prochází náročným horským terénem a v zimních měsících bývá často ovlivněna nepříznivými povětrnostními podmínkami. Projekt E134 Røldal–Seljestad je součástí dlouhodobé strategie modernizace tohoto koridoru, jejímž cílem je zvýšení bezpečnosti, spolehlivosti a kapacity dopravy.

Klíčovým prvkem projektu je výstavba tunelu Røldal o délce 12,4 km, který po dokončení výrazně zkrátí cestovní dobu a eliminuje nejexponovanější horské úseky stávající komunikace. Tunel bude navržen jako dvoupruhový silniční tunel s moderním bezpečnostním a technologickým vybavením, splňujícím aktuální norské standardy pro dlouhé silniční tunely.

Projekt je realizován metodou Design & Build, která integruje projekční a realizační fázi do jednoho smluvního rámce. Tento přístup umožňuje flexibilnější reakci na geologické podmínky a optimalizaci technických řešení během výstavby. Zadavatel projektu, norská státní správa silnic Statens vegvesen, klade zároveň důraz na vysokou úroveň spolupráce mezi investorem, projektanty a zhotoviteli.

3. GEOLOGICKÉ A KLIMATICKÉ PODMÍNKY

Jedním z hlavních faktorů ovlivňujících návrh a realizaci tunelu jsou geologické podmínky oblasti. Trasa tunelu prochází převážně horninovým prostředím tvořeným metamorfovanými horninami, zejména rulami a fylity, které vykazují značnou variabilitu mechanických vlastností. Lokálně se mohou vyskytovat tektonicky porušené zóny, zóny zvýšené puklinatosti a úseky se zvýšeným přítokem podzemních vod.

Dalším významným aspektem je velké nadloží, které v některých úsecích přesahuje několik set metrů. Tyto podmínky vyžadují pečlivý geotechnický monitoring a flexibilní přístup k návrhu primárního ostění.

Kromě geologie představují výzvu také klimatické podmínky. Oblast je charakterizována dlouhými zimami, nízkými teplotami a značným množstvím srážek, které mohou ovlivňovat logistiku stavby i provoz stavební techniky. Zvláštní pozornost je proto věnována organizaci staveniště, zimní údržbě přístupových komunikací a ochraně technologických zařízení.

4. TECHNOLOGIE RAŽBY TUNELU

Ražba tunelu Røldal je prováděna konvenční metodou Drill & Blast, která je v norských podmínkách dlouhodobě standardem pro výstavbu dlouhých silničních tunelů v horninovém prostředí. Tato metoda umožňuje efektivní postup v různorodých geologických podmínkách a zároveň poskytuje vysokou flexibilitu při přizpůsobování technologických postupů aktuálnímu stavu horninového masivu.

Cyklus ražby zahrnuje vrtání čelby, nabíjení a odstřel, odvětrání výrubu, nakládku a odvoz rubaniny, následné geotechnické zajištění a instalaci primárního ostění. V závislosti na kvalitě horniny jsou aplikovány různé typy zajištění, například stříkaný beton, svorníky nebo vyztužené oblouky ze stříkaného betonu.

Vzhledem k délce tunelu a požadavkům na bezpečný provoz je významnou součástí návrhu také systém větrání. Ten musí zajistit dostatečnou kvalitu vzduchu během výstavby i budoucího provozu tunelu. V průběhu výstavby je využíván dočasný ventilační systém s výkonnými ventilátory a lutnovým tahem o průměru až 2,8 metru. Návrh větrání byl taktéž jedním z hodnocených kritérií již ve fázi soutěže zakázky.

5. BEZEMISNÍ MECHANIZACE A ENVIRONMENTÁLNÍ OPATŘENÍ

Jedním z klíčových aspektů projektu je důraz na minimalizaci environmentálních dopadů výstavby. Zadavatel projektu stanovil přísné požadavky na snižování emisí skleníkových plynů a dalších znečišťujících látek během stavebních prací. Dalším přínosem je snížení hlukové zátěže a zlepšení pracovního prostředí v tunelu.

Významnou roli proto hraje využití bezemisní nebo mechanizace. Na stavbě jsou nasazeny elektricky poháněné stavební stroje, které nahrazují tradiční dieselové technologie. Na jedné straně tunelu probíhá veškerý transport a nakládka rubaniny výhradně elektricky – rubanina z čelby je nakládaná bateriovým nebo kabelovým nakladačem a převážená bateriovými nákladními vozidly na místo finálního uložení.

Jedním z hodnocených kritérií ve fázi soutěže projektu byl plán spotřeb energií, který v čase a prostoru mapuje spotřeby elektřiny a nafty a ve fázi výstavby je neustále vyhodnocován a sledován. Spotřeby těchto zdrojů následně vstupují do celkového výpočtu zátěže CO_2 na projektu.

Dalším důležitým opatřením je systém čištění a recyklace odpadních vod vznikajících během ražby. Voda používaná při vrtání, zkrápění rubaniny a dalších technologických procesech je zachycována a vedena do sedimentačních a čisticích zařízení, kde dochází k odstranění pevných částic a neutralizaci znečištění. Po úpravě může být část vody znovu využita v technologickém procesu.

Projekt rovněž klade důraz na efektivní nakládání s vytěženou horninou. Vytěžená rubanina je v maximální možné míře znovu využívána jako stavební materiál, například pro násypy, úpravy terénu nebo jako surovina pro výrobu kameniva do betonu. Tím se snižuje potřeba dovozu nových materiálů a zároveň se minimalizují dopravní nároky spojené s výstavbou. Všechny tyto parametry ovlivňují výslednou spotřebu CO_2 na projektu.

6. ORGANIZACE VÝSTAVBY A SPOLUPRÁCE PROJEKTOVÝCH PARTNERŮ

Realizace projektu takového rozsahu vyžaduje komplexní organizaci stavebních prací a úzkou spolupráci všech zúčastněných subjektů. Model Design & Build umožňuje efektivní koordinaci mezi projekčními týmy a realizačními složkami, což je zvláště důležité při řešení neočekávaných geologických situací.

Důležitým prvkem projektu je také aktivní spolupráce se zadavatelem Statens vegvesen, který klade důraz na transparentní komunikaci, sdílení zkušeností a kontinuální optimalizaci technických řešení. Tento přístup podporuje inovace v oblasti udržitelné výstavby a umožňuje efektivní implementaci environmentálních opatření v praxi.

Kromě technických aspektů je velká pozornost věnována také bezpečnosti práce. Tunelové stavby patří mezi technicky náročné projekty s řadou potenciálních rizik, proto jsou na stavbě implementovány přísné bezpečnostní standardy, pravidelná školení pracovníků a systematický monitoring pracovního prostředí.

7. ZÁVĚR

Projekt E134 Røldal–Seljestad a výstavba tunelu Røldal představují významný krok v modernizaci norské silniční infrastruktury. Tunel o délce 12,4 km se po dokončení zařadí mezi nejdelší silniční tunely v Norsku a významně přispěje ke zlepšení dopravního spojení mezi východní a západní částí země.

Kromě technické náročnosti projektu je jeho významným přínosem také důraz na environmentální udržitelnost. Implementace bezemisní mechanizace, efektivní hospodaření s vodou a materiály a další opatření zaměřená na snižování uhlíkové stopy představují důležitý krok směrem k udržitelnější výstavbě dopravní infrastruktury.

Zkušenosti získané při realizaci tohoto projektu mohou být cenným zdrojem poznatků pro budoucí tunelové projekty nejen v Norsku, ale i v dalších zemích. Kombinace pokročilých technologií, inovativních organizačních přístupů a důrazu na ochranu životního prostředí ukazuje směr, kterým se moderní infrastrukturní výstavba v současnosti ubírá

Ing. Jiří Horčička
Metrostav Norge AS, Strandveien 15, 1366 Lysaker, Norsko
Jiri.horcicka@metrostav-norge.no

TUNEL HOLSTEIN NA DÁLNICI A44 – RAŽBA V KOMPLIKOVANÉM GEOLOGICKÉM PROSTŘEDÍ

P. Farský & Z. Chaloupka
Subterra a.s., Praha, Česká republika
J. Mathis & B. Schmitz
BeMo Tunnelling GmbH, Innsbruck, Rakousko

ABSTRAKT: Tunel Holstein, tvořící obchvat města Sontra v Hesensku, je součástí výstavby dálnice A44 mezi německými městy Kassel a Eisenach. Stavba je součástí projektu „Verkehrsprojekt Deutsche Einheit“, jehož cílem je propojení starých a nových spolkových zemí.

Tunel Holstein je dvoutubusový konvenčně ražený tunel o délce 1 664 metrů. Stavbu realizuje sdružení ARGE Tunnel Holstein, tvořené společnostmi Bemo Tunneling GmbH a Subterra a.s.. Dalšími členy sdružení jsou společnosti Josef Rädlinger Bauunternehmen GmbH a Stutz GmbH, které realizují zemní práce a vozovky. Investorem je DEGES GmbH, projektově jej připravila společnost BUNG Gruppe s využitím metodiky BIM v úrovni LOD 300/400, včetně 4D a 5D modelování pro řízení času a nákladů.

Ražba tunelu byla zahájena v březnu 2025. Použitá technologie odpovídá zásadám NRTM s využitím zajišťování výrubu pomocí příhradových rámů a stříkaného betonu. Dokončení ražeb se předpokládá v polovině roku 2026. Již v průběhu ražeb byla zahájena betonáž definitivního ostění v obou tunelových troubách.

Hydrogeologické podmínky v trase tunelu jsou mimořádně náročné. Tunel prochází regionálně významným Sonterským příkopem, kde se vyskytují četné poruchové zóny, krasové jevy, propady, vývěry vody, projevy erozní činnosti. Horninové prostředí je klasifikováno jako velmi proměnlivé, s výskytem pískovců uložených v šikmých vrstvách při portálech, kompaktního dolomitu a vápence uprostřed tunelu a sedimentů zechsteinského souvrství na rozhraní těchto dvou zón. Z hlediska geomechaniky je prostředí zechsteinu velmi nestabilní a jeho vlastnosti se rychle mění a jsou těžko předvídatelné. Roli hraje vysoká míra nasycení vodou a silné lokální vývěry.

Ražby východní i západní tunelové trouby jsou realizovány úpadně z jižního portálu. Severní portál nedisponuje prostorem pro zařízení staveniště a příjezdová komunikace neumožňuje dopravu materiálu. Významnou roli hraje i využití výlomu, kdy materiál z ražby je přímo zpracováván pro násypy a parkovací plochy navazující na jižní portál tunelu. Projekt je příkladem moderního přístupu k výstavbě konvenčně ražených tunelů v Německu, a to jak z hlediska technického řešení, tak i projektového řízení.

1. ZÁKLADNÍ INFORMACE A KONTEXT PROJEKTU

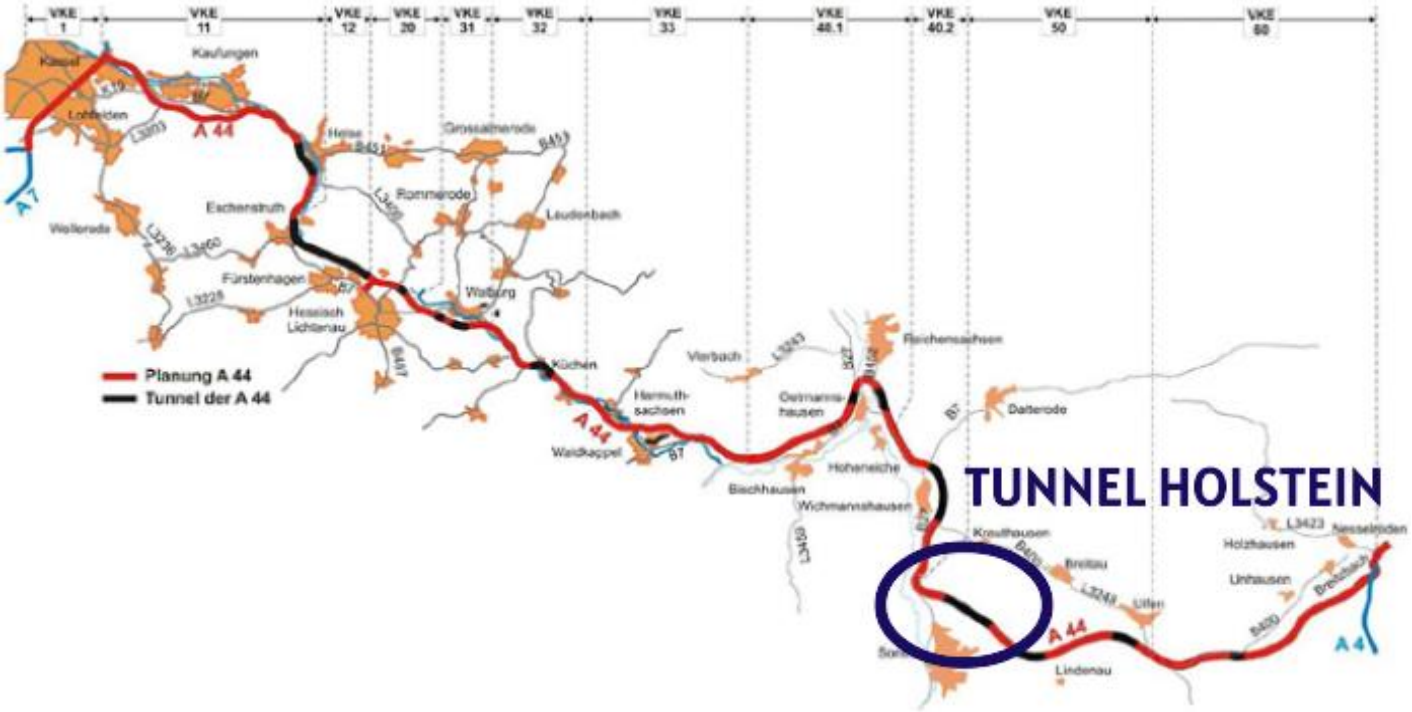
Tunel Holstein je součástí novostavby dálnice A44, tvořící propojení mezi dálnicemi A7 a A4, konkrétně mezi městy Kasel a Eisenach. Tato stavba je významným spojením mezi starými a novými spolkovými zeměmi Německa. Jejím cílem je odlehčení silniční sítě od tranzitní dopravy.

Tunel Holstein je jedním z klíčových objektů stavebního úseku BA 4.1, jenž s ostatními objekty propojuje již dokončený úsek mezi mimoúrovňovými křižovatkami AS Sontra-West a AS Sontra-Mitte směrem k navazujícímu úseku BA 4.2. Tunel je veden ve dvou jednosměrných troubách (východní a západní), každá v délce přibližně 1,65 km. Je ražen konvenční metodou NRTM.

Investorem projektu je společnost DEGES – Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs und bau GmbH, která je odpovědná za velká infrastrukturní stavby po celém Německu. Realizaci provádí sdružení ARGE A 44 Tunnel Holstein. Toto sdružení se skládá ze dvou částí. ARGE Tunel Holstein, zahrnující naši sesterskou společnost BEMO Tunnelling GmbH, NLW a Subterra a.s., zajišťuje realizaci samotného tunelu. Druhou částí je ARGE A 44 Streckenbau Holstein, kde firmy JR Bauunternehmen GmbH a Stutz GmbH zodpovídají za výstavbu zbývajících částí trasy. Projektově stavbu připravila společnost BUNG Gruppe s využitím

metodiky BIM v úrovni LOD 300/400, včetně 4D a 5D modelování pro řízení času a nákladů. Realizační dokumentaci zpracovalo technické oddělení BeMo Tunnelling GmbH v Innsbrucku.

V rámci výstavby dálnice A44 realizovala Subterra a.s. již mezi lety 2017 a 2022 výstavbu 10 km vzdáleného tunelu Spitzenberg a přilehlých dálničních úseků spolu se sesterskou společností BeMo Tunnelling GmbH a společností Stutz GmbH.



Obrázek 1: Schématický přehled celé trasy A44.

1.1 HISTORIE PROJEKTU

Projekt propojení měst Kassel a Eisenach dálniční stavbou vznikl již ve 20. letech minulého století. Některé objekty se začaly realizovat v roce 1940, avšak vlivem nedostatku financí byla výstavba zastavena. Protože tato komunikace měla spojit dvě spolkové země na opačné hranici východního a západního Německa, ztratila stavba po 2. světové válce význam a v její realizaci již nebylo pokračováno. Až po znovusjednocení Německa v roce 1990 vzrostl zásadním způsobem provoz na silnicích a tím i dopravní zatížení obcí v této oblasti. Z toho důvodu byla novostavba dálnice A44 Kassel (A7) – Herleshausen (A4) zahrnuta do prioritních staveb jako projekt VDE číslo 15. VDE (Verkehrsprojekt Deutsche Einheit) tvoří 17 velkých infrastrukturních projektů, jejichž cílem je modernizovat a dlouhodobě posílit spojení mezi bývalým východním a západním Německem. Tato stavba je také součástí transevropské dopravní sítě TEN.

V 90. letech bylo ukotveno trasování dálnice a začaly projekční práce. Od roku 2000 je postupně realizován celý úsek směrem od města Kassel k dálnici A4. V současné době je již uvedena do provozu většina úseků této dálnice, zbývající úseky jsou v realizaci. Na poslední několikakilometrový úsek trasy A44 s tunely Bubenrad a Dachsloch, navazující na naši stavbu, bude vypsána veřejná soutěž v roce 2026.

1.2 VÝSTAVBA DÁLNICE A44

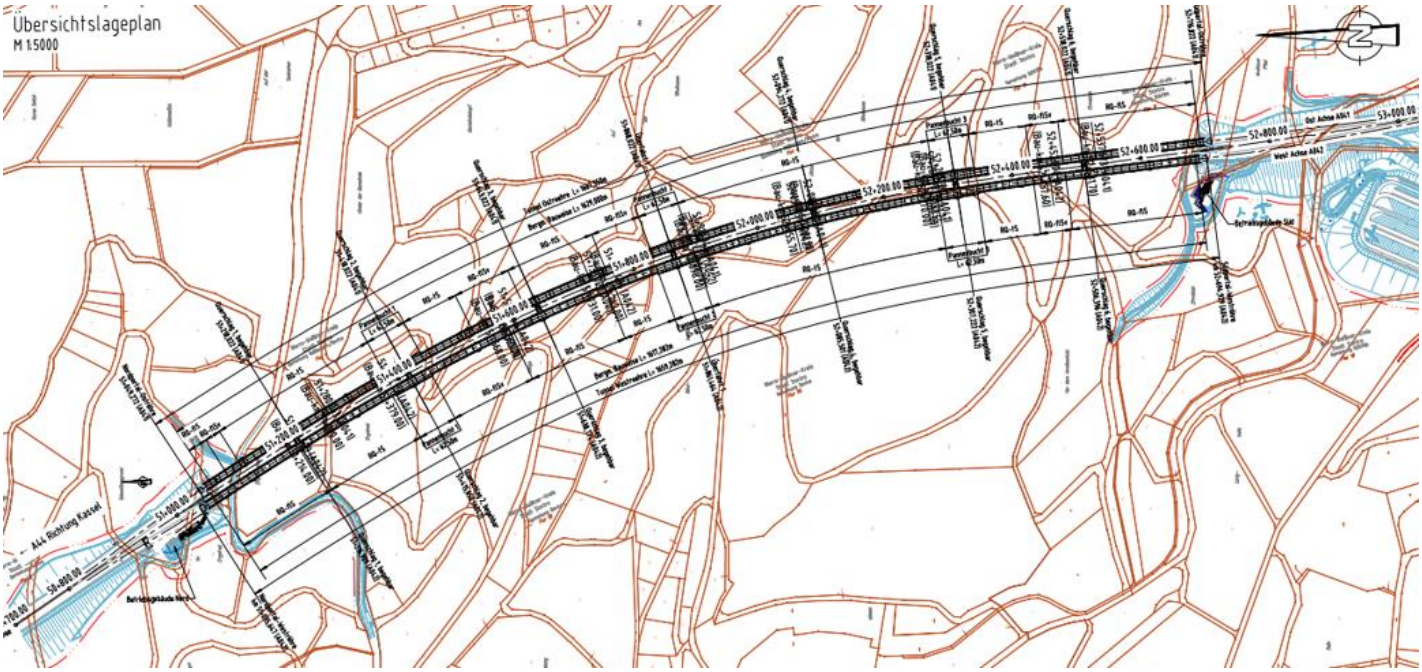
Trasa dálnice prochází pahorkatinným územím přírodního parku Meißner-Kaufunger Wald v podhůří pohoří Harz. Nejbližší okolí tunelu Holstein je součástí geoparku s názvem Frau-Holle-Land. Trasování dálnice údolím nepřicházelo v úvahu, neboť se zde nacházejí rozsáhlé obydlené oblasti. Výhledová dopravní zátěž, nároky na bezpečnost a environmentální limity chráněného území vedly k řešení trasy dálnice s vysokým počtem tunelů a mostních objektů protínajících úbočí místních kopců.

Na 64,3 km dlouhé dálnici A44 bude vybudováno celkem 15 velkých mostních objektů s celkovou délkou cca 4 km a 13 tunelových staveb s celkovou délkou přesahující 14 km. Dále zde vznikne množství dalších přemostění, propustků, opěrných a zárubních zdí, mnoho rozsáhlých zajištění svahů a četné ochranné

stěny. V kombinaci s geologickou složitostí území je tento úsek jedním z technicky nejnáročnějších dálničních projektů v Německu.

2. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O STAVBĚ

Název:	Tunnel Holstein, AS Sontra West bis TB Riedmühle VKE C231
Investor stavby:	DEGES GmbH
Zhotovitel stavby:	ARGE A 44 Tunnel Holstein
Zhotovitel tunelové části:	ARGE Tunel Holstein – BEMO Tunnelling GmbH, NLW a Subterra a.s
Umístění stavby:	A44 Kassel – Herleshausen, Sontra, severní Hesensko, Německo
Plánovaný termín výstavby:	11/2024 – 05/2027
Délka tunelu:	VTT 1667 m, ZTT 1659 m
Předpokládané náklady stavby:	219.252.043,75 EUR, tunelová část: 114.934.842,55 EUR



Obrázek 2: Situační schéma tunelu.

Stavební úsek BA 4.1 začíná stávající mimoúrovňovou křižovatkou Sonta – West severně od historického hornického města Sontra v severním Hesensku u hranic s Durynskem a Dolním Saskem. Odtud vede trasa jihovýchodním směrem k úpatí vrcholu Holstein (462 m n. m.) a pokračuje v pravotočivém oblouku 1659/1667 m dlouhým tunelem. Následně trasa míří východně k mimoúrovňové křižovatce Sontra – Mitte. Zde je dálnice A44 napojena na dopravní síť pomocí cca 1 km dlouhého dálničního přivaděče.

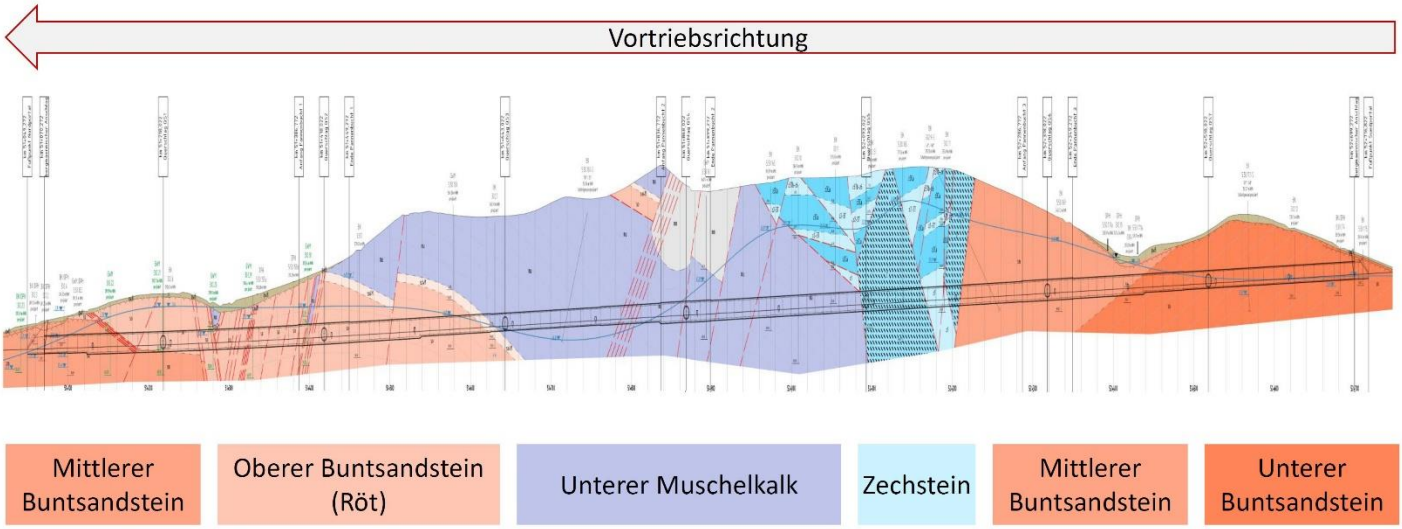
V této oblasti navíc vznikne velká jednostranná dálniční odpočívka (PWC) spolu s provozní budovou a přemostěním. Nezbytné bude taktéž provedení rozsáhlých zajištění svahů.

Konstrukční řešení tunelů tvoří dvě dvoupruhové jednosměrné tunelové trouby propojené sedmi tunelovými propojkami. Prostřední propojka je průjezdná. Ostatní propojky jsou průchozí a každá druhá je doplněna nouzovými zálivy v obou tunelových troubách.

Tunel je budován v souladu s pravidly ZTV-ING (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieutbauten) – Dodatečné technické smluvní podmínky a směrnice pro inženýrské stavby. Jedná se o v Německu obecně platné a závazné technické a kvalitativní podmínky pro výstavbu, v našem případě se uplatňuje zejména oddíl 5 – Výstavba tunelů. Realizace tunelových staveb v Německu probíhá prakticky bezvýhradně podle těchto standardů platných pro všechny investory, kteří proto dále neaplikují vlastní nebo doplňující technické a kvalitativní podmínky.

3. GEOLOGICKÉ PROSTŘEDÍ

Tunel Holstein prochází z geologického hlediska velmi pestrým a složitým územím. Jedná se o regionálně významný geomorfologický celek, tzv. Sonterský příkop, kde je sled hornin narušen v důsledku intenzivního tektonického přetvoření a porušení. Vyskytují se zde četné poruchové zóny, krasové jevy, propady, vývěry vody a silné projevy erozní činnosti. Jelikož má tunel Holstein ze všech tunelů na trase dálnice A44 ty nejnáročnější geologické podmínky, bylo od začátku zřejmé, že přinesou projektovému týmů zvláštní výzvy.



Obrázek 3: Geologický řez tunelem.

Horninové prostředí tunelu je klasifikováno jako velmi proměnlivé s výskytem Buntsandsteinových formací při portálech a oblastí kompaktních vápencových ker Muschelkalku uprostřed, na rozhraní těchto dvou zón jsou tektonicky vklíněny sekvence Zechsteinského souvrství.

Buntsandstein (v překladu pestrý nebo barevný pískovec) je sediment spodního triasu vyskytující se v oblasti Germánské pánve. V této lokalitě má výrazně červenou barvu a je uložen v relativně tenkých vrstvách. Je tvořen primárně pískovci, jílovci a prachovci. Vyskytují se v nich lokálně i tenké vrstvy vápence, anhydritu a sádrovce. V oblasti tunelu Holstein mají vrstvy mocnost od několika mm až do nižších desítek cm, a jsou často na svém styku proloženy zbytky jílů, díky kterým relativně snadno degradují. Vrstvy jsou uloženy šikmo střídavě na východ nebo na západ, ale vždy s mírným sklonem na sever. Vlastnosti této horniny extrémně kolísají, zastiženy byly velice kompaktní formace, kdy bylo nutné používat trhací práce, formace narušené, lamelovitého charakteru s velmi rozvinutým puklinovým systémem, náchylné k dalšímu rozpadu, i formace velmi zvětralé, drobivé, se soudržností odpovídající spíše charakteristice zemin. Hydrologická situace je v oblasti pevnějších pískovců poměrně příznivá, neboť puklinový systém dobře odvádí podzemní vodu. Na styku Bunsandsteinu a Zechsteinu se v této lokalitě hojně vyskytuje vrstva měděné břidlice (Kupferschiefer). V Sontře a okolí byly tyto měděné rudy intenzivně těženy od 15 století do 70. let 20. století.

Muschelkalk je karbonátový a sulfátový sediment středního triasu vyskytující se severně od Alp. Tato hornina je tvořena zejména vápencem, dolomitem, v menší míře je zde přítomen i anhydrit a sádrovec. Z hlediska ražeb se jednalo o poměrně příznivou kompaktní horninu často narušenou menšími poruchami. Pro její rozpojování bylo vždy nutné používat trhací práce. V oblasti byly rovněž vyšší přítoky vody a předpokládal se výskyt krasových jevů, proto musely být pravidelně prováděny průzkumné vrty. Na rozhraní této geologické oblasti byly do vápence vklíněny vrstvy zechsteinu na jihu a pískovcové formace na severu.

Zechstein je nehomogenní sediment permského stáří. Tvoří jej zejména hořečnaté a draselné soli v kombinaci s anhydritem, sádrovcem, vápencem, dolomitem a reziduálními jíly a jílovci. Z hlediska geomechaniky se jedná o velmi nestabilní horninové prostředí, jeho vlastnosti se rychle mění a jsou těžko předvídatelné. Hraje zde značnou roli míra nasycení vodou. V některých úsecích působil zechstein

poměrně stabilně, většinou se ale jeho vlastnosti velmi rychle měnily, a to i v rámci jedné čelby. V některých vrstvách silně nasycených vodou se jeho konzistence dala přirovnat k rozsolenému sněhu na zimní sinici. Místy se zde vyskytly i masivní lokální vývěry vody. Toto horninové prostředí je pro konvenční ražbu značně nepříznivé, rizikové s nevyzpytatelnými vlastnostmi. Klade tak vysoké nároky na technický tým i na ražbové osádky.

Ani z geomorfologického hlediska se nejedná o jednoduchou lokalitu. V celé délce tunelu se vyskytují četné tektonické poruchy. Nejvyšší mocnost nadloží je zhruba 75 m. Přibližně 250 m od jižního portálu prochází tunel kritickou oblastí prohlubně, kde výška nadloží klesá na pouhé 3-4 m. V úseku 280 - 150 m před dosažením západního portálu se rovněž vyskytuje významná poruchová zóna s další oblastí nízkého nadloží, v nejnižším místě jen 5 m.





Obrázek 4: Čelba kaloty VTT v TM 1051 TM, Obrázek 5: Čelba kaloty VTT v TM 455.

4. ZAŘÍZENÍ STAVENIŠTĚ, TUNELOVÉ PORTÁLY

Zařízení staveniště bylo investorem předáno zhotovitelům v listopadu 2024. Okamžitě byly zahájeny práce na přípravě jižního portálu a úpravách plochy zařízení staveniště. Prioritou bylo zahájení ražeb v co nejbližším termínu s kompletním potřebným zázemím pro realizaci.



Obrázek 6: Jižní portál včetně zařízení staveniště.

Výstavba jižního portálu, ze kterého se realizují ražby, probíhala souběžně s přípravou ploch pro budoucí dálniční těleso a dálniční odpočívku. Zemní práce na portálech byly v souladu s projektem prováděny po

etážích s průběžným zajišťováním svahů. Vytěžený materiál byl přímo zpracováván do násypů dálnice a do ploch potřebných pro zařízení staveniště. V okolí portálu byla provedena opatření pro odvedení srážkových vod.

Příprava severního portálu probíhala od listopadu do prosince 2024 současně s dalšími zemními pracemi pro těleso dálnice v této lokalitě. Zářez je v současnosti realizován po první kotevní úroveň, dokončení je naplánováno těsně před prorážkou. Práce v oblasti severního portálu limituje přístup po úzké místní komunikaci s velkým podélným sklonem, která prochází rozptýlenou zástavbou na okraji města Sontra. Návozy materiálu, strojů, a hlavně odvoz rubaniny je velmi omezen, zejména s ohledem na limity dopravního zatížení okolí. Z těchto důvodů není severní portál vodný pro realizaci ražeb, obě tunelové trouby se budou na tomto portále pouze prorážet.

V prostoru jižního portálu bylo nutné vybudovat objekty zařízení staveniště, které jsou umístěny částečně v dalších zářezech ve svahu, částečně na nových náspech. V bezprostřední blízkosti portálu byl zřízen sklad materiálu. Na druhé straně plochy je umístěno malé buňkoviště pro provozní směnové techniky, sociální zařízení, dílna pro opravy strojů, sklad PHM, sklad čerpaných trhavin, sklad urychlovače, heliport a v nejzazším v místě také sklad trhavin.

Přímé zpracovávání materiálu výrubu do nově budovaných náspů umožňuje průběžně rozšiřovat prostor zařízení staveniště před portálem, který je potřebný zejména pro montáž betonážních sestav a skladování výztuže pro definitivní obezdívkou.

Zařízení pro vodní hospodářství stavby je umístěno v údolí pod portálem v blízkosti místní vodoteče, do které jsou vypouštěny přečištěné vody. Jedná se o sestavu sedimentačních nádrží a kapacitní neutralizační stanici. Přestože se stavba nenachází v oblasti se zvýšenou ochranou vod, je v Německu tradičně nutné dodržovat velmi přísné limity pro znečištění vypouštěné vody.

Rozsáhlé buňkoviště pro vedení projektu, parkoviště a šatny byly zřízeny na opačné straně údolí v blízkosti přístupové komunikace (budoucího dálničního přivaděče). V tomto prostoru byly také postaveny dvě mobilní betonárny s plochou pro skladování kameniva a písku. Protože je toto území mimo oblast budoucí trasy dálnice a je nezávisle přístupné, je možné instalované zařízení ponechat v provozu až do dokončení celé stavby.

Aby bylo možné zajistit plnou dopravní obslužnost tunelu v souběhu s prováděním zemních prací v členitém terénu bez ohledu na klimatické podmínky, byly v prostoru celého zařízení staveniště zřízeny obslužné komunikace s asfaltovým povrchem, vyasfaltovány byly taktéž nezbytné parkovací plochy.

5. RAŽBY

Ražby byly zahájeny v polovině března 2025 ve východní tunelové troubě (VTT) kalotou. V západní tunelové troubě (ZTT) byly započaty zhruba o měsíc později po dosažení předstihu ve východní troubě v délce 208 m. Od tohoto okamžiku běžely ražby obou kalot paralelně. Od července byly zahájeny ražby opěří a následně i dna. Nejprve byly prováděny střídavě ve východní a západní tunelové troubě, od ledna 2026 byly zahájeny ražby i na druhém pracovišti opěří a dna. Od ledna 2026 probíhají práce na čtyřech dílčích čelbách zároveň.

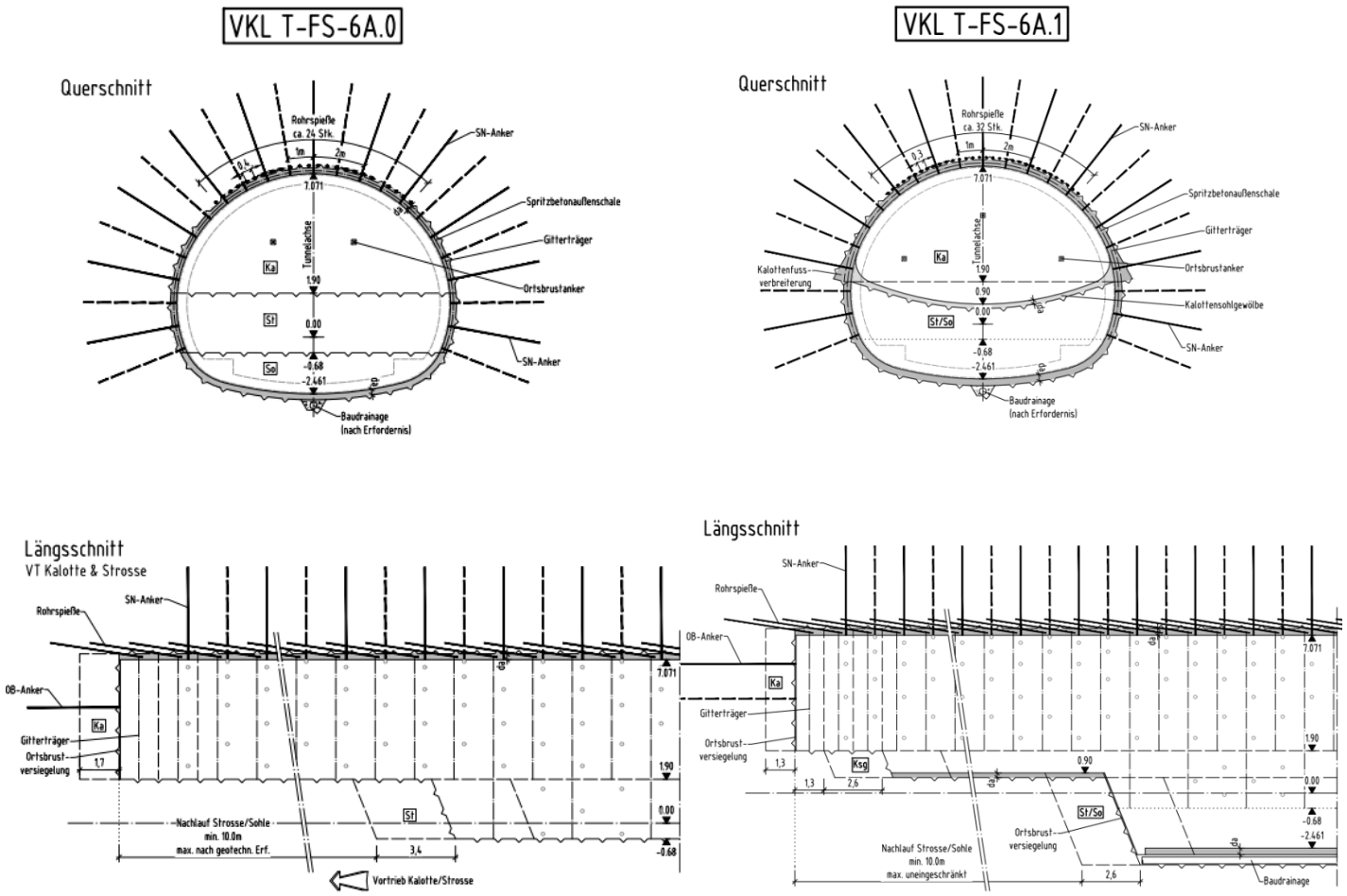
Celkové projektované délky tunelových trub jsou 1 667 m (VTT) a 1 659 m (ZTT), přičemž ražené části dosahují délek 1 629 m (VTT) a 1 617 m (ZTT); v obou troubách je navržena spodní klenba v celé délce.

Ražby probíhají dle zásad Nové rakouské tunelovací metody (NRTM) úpadně od jižního portálu ve sklonu 2,74 %. Technologie rozpojování je cca 50 % mechanické rozpojování a 50 % trhací práce. Čelba je dělena horizontálně na kalotu, opěří a dno. Plocha výrubu v typickém profilu je přibližně 95 m^2, v profilu nouzového zálivu je přibližně 120 m^2.

Prvních přibližně 450 m bylo raženo ve formacích Buntsandsteinu s velmi rozmanitou pevností a soudržností, poté následovalo asi 150 m prostředí Zechsteinu, který postupně vystřídala vápencová oblast. Po dalších 500 m vápence opět nahradily horniny Buntsansteinu lokálně s ještě horšími geomechanickými vlastnostmi než v prvním portálovém úseku.

Pro ražby byly využity zejména třídy 6A.0 s tloušťkou ostění 25 cm a délkami záběru 1 m, 1,3, m nebo 1,5 m a třída 6A.1 s tloušťkou ostění 30 cm a délkami záběru 1,3 m, v horších geologických podmínkách 1 m. Ve třídě 6A.1 se rovněž uzavírá dno kaloty s odstupem dvou záběrů na délku vždy dva záběry najednou. Zajištění výrubu je standardní, mění se dle definice dané třídy: zastříkání čelby a výrubu, příhradový rám, dvě vrstvy svařovaných sítí, radiální kotvení a jehlování. Čelbové kotvy a vetší počet jehel se realizuje na základě posouzení aktuální situace geologem. Pro jehlování jsou využívány ocelové neinjektované trubky průměru 51 mm, tloušťka stěny min. 3 mm. Trubky díky svému většímu průřezu poskytují lepší statickou podporu a jejich nižší hmotnost usnadňuje manipulaci.

Třídy s mikropilotovými deštníky nebo vertikálním členění kaloty nebyly zatím využity.



Obrázek 7: Schéma zajištění pro třídy ražeb 6A.0 a 6A.1.

V oblastech s předpokladem výskytu krasových jevů byl projektovou dokumentací předepsán jejich průzkum (Karsterkundung). Cílem je minimalizace rizik vyplývajících z dutin (otevřených nebo vyplněných vodou/bahnem) pro ražbu i budoucí provoz tunelu. Opatření prováděná v karbonátových horninách náchylných ke krasovění (Muschelkalk a částečně Zechstein) se dělí do dvou stupňů:

- 1. stupeň: Předstihové průzkumné vrty z čelby, které vějířovitě zkoumají prostor výrubu a okolního horninového masivu s dostatečným předstihem a přesahem. Typ a rozsah vrtů závisí na třídě výrubu a použitých prvcích předstihového zajištění, např. vrty pro jehlový deštník nebo mikropilotový deštník mohou částečně nahradit vrty pro průzkum krasu.
- 2. stupeň: Geofyzikální průzkum po dokončení ražeb. Zde se používá kombinace mikrogravimetrie a seismiky.

Celkově byl průzkum krasu prováděn v pěti úsecích v délce celkem 1400 m v obou troubách. Předstihové vrty 1. stupně se provádějí jako plnoprofilové bez jádrování o délce 12 m a s vnějším průměru 55–70 mm pomocí tunelové vrtací soupravy.

Standardní schéma vrtů (ražba s jehlováním, bez mikropilot, bez čelbových kotev):

- Z kaloty: celkem 11 průzkumných vrtů v různých pozicích v čelbě. 8 vrtů v čelbě je vrtáno se stoupáním cca 10–13°; 3 vrty u počvy kaloty jsou vrtány s úpadem cca 10, resp. 20°; vrty v bocích, v patách klenby a ve vrcholu se střídavě vyklánějí pro lepší pokrytí masivu.
- Z opěří (pro průzkum dna): vrtají se 3 vrty s úpadem 20°, resp. 30°.

5.1 KALOTA

Ražby kaloty probíhají se zhruba 200 m předstihem ve východní tunelové troubě, jejíž prorážka se předpokládá v dubnu 2026. Doposud nedošlo k žádnému závažnému přerušení ražeb s výjimkou dvou míst v TM 512 a 583 v oblasti Zechsteinu, kde si dočasné přítoky vody s vydatností až 50 l/s vynutily přerušení razicích prací na několik dní. Ve východním ostění kaloty bylo nutné vyvrtat odvodňovací vrty a provést další nezbytná opatření – vybudování dalšího odvodňovacího potrubí a instalace čerpacích stanic. Partnerem ve sdružení byly rovněž nasazeny vakuové cisterny pro likvidaci zachycených vod. Při dalším postupu ražeb se velmi dobře osvědčilo vrtání odlehčovacích vrtů.

V nepříznivých geologických podmínkách, zejména v oblasti Zechsteinu, byla aplikována opatření pro zajištění lepší stability: zkrácení záběru na 1 m, zvětšení tloušťky stříkaného betonu až na 40 cm a v obzvláště náročných úsecích byla kalota uzavírána protiklenbou. Lokálně na krátkých úsecích s nestabilní čelbou byla kalota otevírána na 8 dílčích ploch, v každé byla provedena čelbová kotva délky 12 m s převázkou, uprostřed byla čelba přitížena čelbovým klínem. O tomto opatření se rozhodovalo operativně dle aktuální situace na čelbě kaloty.

Ražba kaloty v západní tunelové troubě probíhá za nepatrně lepších podmínek. Prostor je již částečně odvodněn východní TT, dle geologického průzkumu navíc leží z části za hranicí tektonického zlomu a má tedy v některých úsecích příznivější horninové prostředí.





Obrázek 8 a 9: Průval vody na kalotě v oblasti Zechsteinu.

5.2 OPĚŘÍ A DNO

Ražba opěří a dna probíhá s odstupem několika set metrů od kaloty. Projektovou dokumentací je předepsán min. odstup 10 m, ten má sloužit ke stabilizaci hornového prostředí po vyražení kaloty. Opěří i dno je raženo v celém profilu vždy v úseku mezi dvěma sousedními propojkami. Standardně se razí opěří ve směru ražby kaloty a dno v protisměru, střídavě ve východní a západní TT. Od ledna 2026 bylo zřízeno druhé pracoviště pro ražbu opěří a dna, což umožňuje razit paralelně v obou TT ob jednu propojku v souběhu s ražbou obou kalot.

V oblastech s nepříznivou geologickou situací je prováděna ražba opěří a dna zároveň. Dno je za opěřím uzavíráno vždy po vyražení dvou záběru s odstupem dvou záběrů od čelby opěří.

Délka záběru opěří je oproti kalotě dvojnásobná. Délka záběru dna se řídí geologickými podmínkami, technologií provádění, obvykle je shodná s délkou záběru opěří, maximálně však 3,4 m.




Obrázek 10: Ražba opěří, Obrázek 11: Ražba dna.

Způsob zajištění je obdobný jako v kalotě, jen pro každý záběr je použit pouze 1 příhradový rám, tedy je zde podepřen každý druhý rám kaloty, radiální kotvy jsou zachovány. Ve dně jsou instalovány pouze sítě bez rámů. Čelbové kotvy nejsou při ražbě opěří a dna aplikovány vůbec. Do dna je v pravidelném rozestupu pokládána stavební drenáž se šachtami.

V projektové dokumentaci jsou vydefinovány úseky s nestabilním geologickým prostředím, ve kterých se provádí ražba hlubokého dna. Ve východní TT je to v TM 250 - TM 862 a TM 1162 - TM 1575. V západní TT je to v TM 250 - TM 932 a TM 1231 - TM 1467. Toto opatření se odráží i v konstrukci definitivního ostění.

Nezbytnou podmínkou pro ražbu opěří a dna v celém profilu je převedení dopravy do druhé tunelové trouby přes propojku a případně přes další zase zpět – při obsazení dvou pracovišť.




Obrázek 12: Ražba výklenku na rozhraní oblasti Zechstienu, Obrázek 13: Ražba opěří v oblasti propojky.

5.3 TUNELOVÉ PROPOJKY

Obě tunelové trouby jsou propojeny celkem 7 bezpečnostními propojkami. Prostřední propojka UF1 je průjezdná. Ostatní QR1 – QR6 jsou průchozí a budou částečně vybaveny technologiemi. Proti propojkám QR2, UF1, a QR5 je profil obou tunelových trub jednostranně rozšířen o nouzové zálivy.

Ražba propojek probíhá v souběhu s ražbou kalot, aby přes ně mohla být převáděna doprava materiálu a rubaniny z kaloty při paralelní ražbě opěří a dna.

Před zahájením ražby propojky musí být vyraženo opěří a uzavřeno dno v jejím bezprostředním okolí. Z kaloty jsou zbudovány sjízdné rampy. Ve východní tunelové troubě je vždy zaražen zárodek propojky, ze západní, s časovým odstupem, je propojka doražena. Také propojky jsou raženy s protilenbou.

6. DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ

Koncepce definitního ostění vychází z komplikovaného geologického prostředí. Navrženy jsou 2 hlavní typy konstrukcí. Kromě standardního ostění je pro úseky s vyššími předpokládanými přítoky podzemní vody navržen typ WUBKO = WasserUndurchlässige BetonKOnstruktion. Jedná se o konstrukční řešení s vyšší odolností proti pronikání vody, a to i tlakové až do tlaku 5 bar. WUBKO je navrženo pro 500 m dlouhý úsek v oblasti zechsteinu a přilehlých úseků. Krom toho jsou nezávisle na WUBKO navrženy různé konstrukční varianty dna pro jednotlivé třídy ražeb. Ploché dno v dobrém geologickém prostředí a v hloubených úsecích, hluboké dno ve nepříznivých geologických úsecích, v propojkových blocích a v nouzových zálivech a vyztužené ploché dno na přechodech.

V celé délce tunelu včetně hloubených úseků je ve dně i v klenbě navrženo ostění z vodonepropustného vyztuženého betonu třídy C30/37, XC3, XF2, XD2, WA, GK16 ve dně a v klenbě C30/37, XC3, XF2, XD2, WA, GK16, SB2 s polypropylenovými vlákny pro zlepšení požární odolnosti. Minimální požadované krytí výztuže je 70 mm. Ze standardu ZTV-ING vychází minimální požadovaná pevnost pro odbednění 2 MPa.

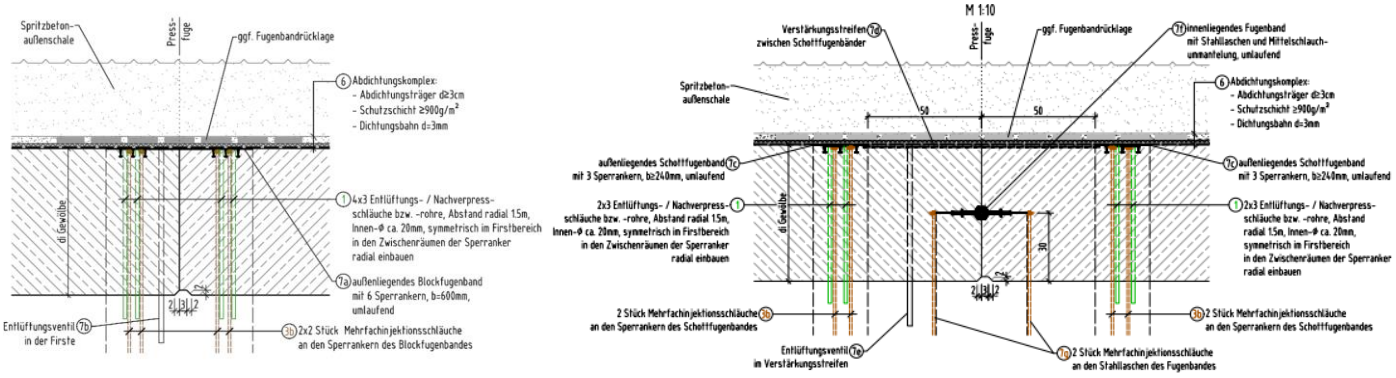
Délka standardních bloků je 12,5 m, v úseku WUBKO 10 m. Tloušťka definitivního ostění je velmi variabilní v závislosti na konstrukčním typu a razící třídě. V klenbě je to 40 cm ve standardních blocích, 60 cm v blocích s vyztuženým plochým dnem a hlubokým dnem, 80 cm v propojkových blocích a 60 cm v hloubených úsecích. Tloušťka dna je 40 cm ve standardních blocích, 60 cm v blocích s vyztuženým plochým dnem, 80 cm v blocích s hlubokým dnem, 100 cm v propojkových blocích a 60 cm v hloubených úsecích.

Pro betonáž klenby i dna se použijí betonážní sestavy dodané společností Östu Stettin. Pro spodní klenby a boční bankety byl použit bednící vůz s tzv. kráčejícím posunem. Horní klenby budou betonovány pomocí masivního ocelového pojízdného bednění s možností rozšíření na profil nouzového zálivu. Aby, dle standardů ZTV-ING, mohlo po tři první dny probíhat ošetřování betonu každého bloku, jsou součástí každé betonážní sestavy tři klimavozy, které upravují teplotu a vlhkost vybetonovaného bloku. Tím umožňují kontrolované zrání betonu v rané fázi a omezují jeho smršťování a vznik trhlin.

Pro betonáž je použita vždy jedna sestava pro každý tunel. Počítá se s paralelní betonáží dna a klenby v obou tunelech současně v jednodenním taktu v souběhu s probíhajícími ražbami.

6.1 HYDROIZOLACE A ODVODNĚNÍ

Tunel je navržen jako vodonepropustná konstrukce s tlakovým hydroizolačním systémem. Základním hydroizolačním prvkem je KDB folie z flexibilního polyolefinu tloušťky 3 mm podložená geotextilií gramáže min. 900/1000 g/m^2. Tato celoplošná izolace je doplněna systémovými těsnícími pásy, tzv. fugenbandy.

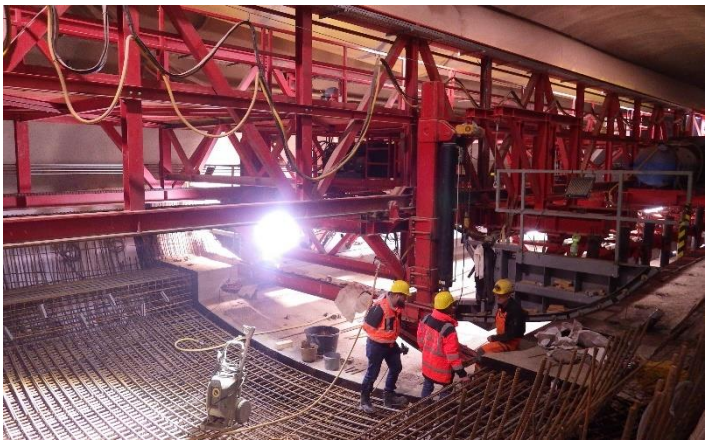


Obrázek 14: Definitivní ostění – detail – systémové prvky hydroizolace, standardní blok a WUBKO.

Ve standardních blocích je na izolační fólii na každou stranu spáry navařen jeden pás šířky 240 mm. V úseku WUBKO je prostor spáry vyztužen dalším pásem KDB folie šíře 1 m. Na každou stranu od něj je na izolační fólii navařen jeden těsnící pás šířky 600 mm. Uprostřed tloušťky ostění je doplněn třetím mezilehlým pásem šířky 350 mm. Přechod mezi raženým a hloubeným úsekem je řešen obdobně jako WUBKO. Všechny navařené fugenbandy jsou opatřeny systémem perforovaných injektážních hadiček. Pro zajištění správné funkce těsnících pásů bude do každého osazeno několik odvzdušňovacích a injektážních hadiček, které budou ihned po betonáži zainjektovány cementovou směsí podle principu „mokré do mokrého“. Ty budou ještě doplněny hadičkami pojistného systému pro následnou injektáž v případě průsaků v průběhu provozu. Mezilehlé fugenbandy mají pouze hadičky pro následnou injektáž. Spára mezi dnem a klenbou je těsněna spárovým plechem, před betonáží bude otryskána do hloubky ½ max. zrnitosti kameniva v betonové směsi.

Protože je tunel tlakově izolován, hlavním prvkem odvodnění tunelu jsou pouze štěrbinové žlaby pro odvodnění vozovky. Voda ze štěrbinových žlabů bude sváděna do centrálního odvodňovacího potrubí DN 300 a dále gravitačně k níže položenému portálu do jímky znečištěných vod. Pro odvedení vody z horninového prostředí je během výstavby používána pracovní drenáž DN300 umístěná vně primárního ostění pode dnem spodní klenby za hydroizolační fólií, a bude po dokončení betonáží zainjektována.





Obrázek 15: Těsnící pásy na rozhraní ražené a hloubené části, Obrázek 16: Betonáž dna.

7. ZÁVĚR

Stavba tunelu Holstein představuje v mnoha ohledech náročný projekt – je technicky komplexní, realizovaný v obtížné geologii a je časově a organizačně velmi napjatý. Pro dodržení harmonogramu výstavby je nutné minimalizovat čas výstavby za současného dodržení velmi přísných kvalitativních požadavků. Od velmi krátké fáze přípravy staveniště přes paralelní průběh výstavby až po zvládání změn různých horninových formací, všude se významně projevuje spolupráce všech zúčastněných stran. Pro efektivní zvládnutí těžko predikovatelných změn souvisejících zejména s geologickými podmínkami je podstatná nejen kompetentnost, ale také rychlost rozhodování. Tyto procesy a spolupráci mezi investorem, stavebním dozorem, zhotovitelem a projektantem se podařilo dobře nastavit a projektu to umožňuje postupovat dle stanoveného harmonogramu výstavby. I aktivní spolupráce s partnery ve sdružení pomáhá úspěšně zvládnout průchod ražby nejobtížnějšími úseky.

V geologicky náročném a dynamicky měnícím se prostředí ražeb se velice osvědčila trvalá přítomnost geologů zhotovitele na stavbě. Tito odborníci svým důsledným monitoringem pomáhají predikovat změny horninového prostředí a podílejí se na návrhu technických opatření v průběhu ražeb.

Klíčovým faktorem úspěšné tunelové zakázky je rychlost provedení ražeb a včasné zahájení betonáže definitivního ostění. Limity dané geologickou situací byly značné, o to důležitější je organice pracovních činností a nastavení ideálně bezkolizního souběhu prací. Postupné provádění ražeb na 4 pracovištích v souběhu betonáží rovněž na 4 pracovištích, klade na realizační tým extrémní nároky. Je třeba nejen efektivně organizovat postup prací, ale také optimalizovat nasazení lidských zdrojů a zvládnout logistické zajištění projektu. I přes náročné geologické podmínky se daří dosahovat dobrých postupů

ražeb, v dobrých podmínkách to je v kalotě až 7 záběrů délky 1,3 m denně, tedy 9,1 m/den a na opěří a dně až 8 záběrů po 3,4 m, což činí 27,2 m/den.

Podstatnou roli pro kvalitní výsledek betonáže hraje bezesporu vytvoření dostatečného časového prostoru pro její přípravu a včasné dokončení stříkaných betonů pod izolační souvrství v požadovaných parametrech a geometrické kvalitě. Zde hraje nejvýznamnější roli opět organizační faktor.

Ukládání rubaniny přímo do budoucích náspů zkrátil časy potřebné pro její dopravu a tím pomohl zefektivnit průběh těžby, zároveň umožnil, díky dobré spolupráci s partnery na zemní práce, rychlé rozšíření zařízení staveniště s dostatkem prostoru pro montáž betonážních sestav a pro skladování materiálu.

Nesporný přínos má i vyžití mobilních betonáren přímo na stavbě, které minimalizuje prostoje mezi jednotlivými pracovními operacemi. Umožňuje to velkou časovou flexibilitu v průběhu ražeb i optimalizaci betonáže sekundárního ostění. Odstranění čekacích dob na dodávku betonu pozitivně ovlivňuje kvalitu ostění. V neposlední řadě „vlastní“ betonárna umožňuje podstatně lepší řízení kvality dodávané betonové směsi.

I přes napjatý harmonogram se našel prostor pro implementaci inovací. Například ve spolupráci oddělením MTA BeMo (půjčovna mechanizace BeMo) byl do ostrého provozu nasazen automatizovaný systém stříkání betonu pomocí stroje Meyco Logica, který je dále vyvíjen, aby jeho použití bylo v běžném provozu stavby funkční a účelné.

LITERATURA

FRANZ, S., HELMANN, R. *Neubau der A 44 zwischen Eschwege und Eisenach – Tunnelbauwerke,* 20. Sympozium Felsmechanik und Tunnelbau, 2012

RAUTER, G., GEIER, M., *Tunnel Holstein, AS Sontra West bis TB Riedmühle VKE C231*, Projektová dokumentace – realizační, 2025

Busch, P., Bucher, B., *Jahresbauleitertagung 2025*, Interní prezentace projektu Holstein, 2025

Titul, jméno, příjmení autora: Ing. Pavel Farský

Pracoviště: SUBTERRA, a.s., Divize 1, Praha

E-mail adresa: pfarsky@subterra.cz

Titul, jméno, příjmení autora: Ing. Zdeněk Chaloupka

Pracoviště: SUBTERRA, a.s., Divize 1, Praha

E-mail adresa: zchaloupka@subterra.cz

Titul, jméno, příjmení autora: Dipl.-Ing. Jonas Mathis

Pracoviště: BeMo Tunnelling GmbH, Innsbruck, Rakousko

E-mail adresa: jonas.mathis@bemo.net

Titul, jméno, příjmení autora: Dipl.-Ing. Bastian Schmitz

Pracoviště: BeMo Tunnelling GmbH, Innsbruck, Rakousko

E-mail adresa: bastian.schmitz@bemo.net

BEDNÍCÍ ZAŘÍZENÍ - JEHO NÁVRH, VÝROBA, MONTÁŽ A SAMOTNÝ PROVOZ

P. Bortlík
Ostroj a.s., Opava, Czech Republic
V. Hozza
Ostroj a.s., Opava, Czech Republic

ABSTRAKT: Bednící zařízení pro tunely představuje klíčový prvek při realizaci podzemních staveb, zejména při výstavbě tunelových ostění z monolitického betonu. Jeho návrh, výroba, montáž a následná údržba vyžadují vysokou míru technické preciznosti a koordinace. Návrh bednícího zařízení vychází z geometrie tunelu, technologických požadavků a plánovaného postupu výstavby. Zohledňuje se tvar ostění, délka záběru, tlak čerstvého betonu a požadavky na povrchovou kvalitu. Konstrukce musí umožňovat snadné odformování, přesun a opětovné použití. Důležitým aspektem je i integrace pracovních plošin, bezpečnostních prvků a systémů pro vibrování betonu.

Výroba bednícího zařízení probíhá zpravidla ve specializovaných strojírenských dílnách. Používají se kvalitní ocelové profily a plechy, které jsou následně svařovány do požadovaného tvaru. Povrch bednění je opatřen speciálním nátěrem. Výroba zahrnuje i hydraulické systémy pro rozepření a odformování, transportní mechanismy a případně automatizované prvky pro zrychlení cyklu.

Montáž zařízení probíhá přímo v tunelu, často za omezených prostorových podmínek. Po složení jednotlivých segmentů se provádí kalibrace a zkušební záběr. Důležitá je přesná nivelace a kontrola geometrie. Montážní práce musí být koordinovány s ostatními činnostmi na stavbě, jako je armování, betonáž a doprava materiálu.

V provozní fázi bednící zařízení umožňuje pravidelnou betonáž jednotlivých záběrů. Obsluha zařízení musí být proškolena a dodržovat bezpečnostní předpisy. Efektivní provoz závisí na správném nastavení cyklu, kvalitě betonu a koordinaci s logistikou stavby.

Pravidelná údržba je nezbytná pro zachování funkčnosti a bezpečnosti zařízení. Zahrnuje čištění povrchů, kontrolu hydrauliky, mazání pohyblivých částí a revizi spojů. Po ukončení projektu se zařízení demontuje, případně repasuje pro další použití.

1. ÚVOD DO BEDNĚNÍ

Bednění jako takové je známé svou konstrukční podstatou již desítky až stovky let. V tomto článku se zaměřuji především na **ocelové, hydraulicky posuvné bednění**, které výrazně snižuje nutnost fyzické práce a umožňuje rychlý a efektivní postup výstavby. Díky hydraulickému ovládání lze provádět přesuny, odbednění i nastavení jednotlivých částí zařízení s minimální námahou obsluhy a s maximální přesností. Tento typ bednění tak přispívá k urychlení celé výstavby, přičemž snižuje čas, po který je zařízení nečinné, a minimalizuje náklady spojené s manipulací a obsluhou.

V současnosti existují také různé systémy **systémového bednění**, které má na podzemních stavbách nezastupitelnou roli. Tato řešení jsou však zpravidla více závislá na ruční práci a vyžadují vyšší fyzické nasazení pracovníků než hydraulicky posuvné konstrukce s dálkovým ovládáním. Ocelové posuvné bednění tak představuje moderní a efektivní alternativu tam, kde je kladen důraz na rychlost výstavby, bezpečnost obsluhy a minimalizaci manuální manipulace.

V tomto článku se věnuji celému procesu návrhu bednění a jeho specifikům. Podrobně popisuji postup od prvotního koncepčního návrhu, přes výrobu a kontrolní montáž až po zkoušky jednotlivých funkcí před odesláním zařízení na stavbu. Dále se zaměřuji na samotnou montáž bednění na stavbě, která probíhá za účasti supervizora nebo celé montážní skupiny, a na způsob jeho provozu, servisu a případné

demontáže. Samostatnou a velmi zajímavou oblastí je návrh **speciálních bednění** pro nestandardní profily či profily měnící se v průběhu několika desítek metrů. Cílem takového návrhu je vytvořit řešení, které funguje jako stavebnice s minimálními úpravami, a které neovlivňuje chod výstavby více, než je nutné. A pokud se nějaký vliv na průběh stavby projeví, měl by být co nejmenší a snadno řešitelný.

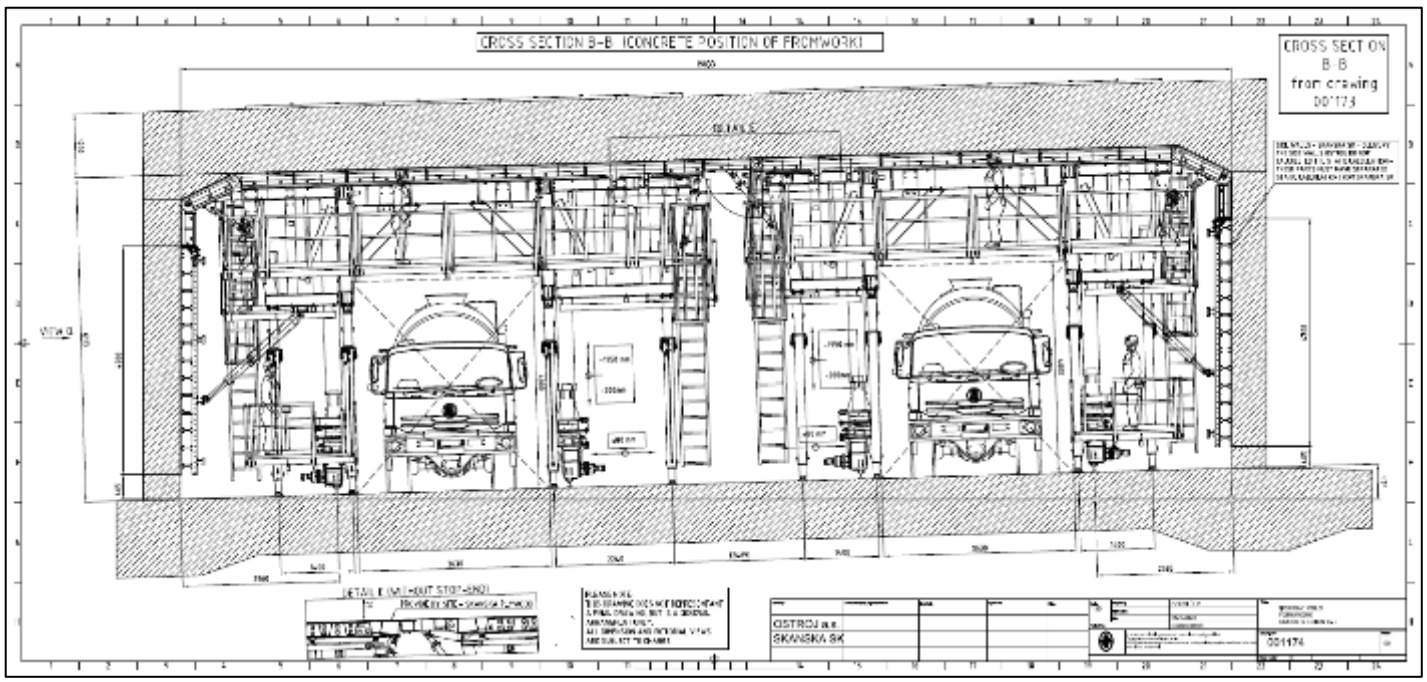
2. NÁVRH BEDNĚNÍ

Samotný návrh bednění vychází ze základního profilu sekundárního ostění tunelu a jeho tvar musí odpovídat tomuto profilu, zpravidla s mírným navýšením nominálního rozměru přibližně o 30 mm. Toto navýšení reflektuje deformace formy, ke kterým dochází při betonování, a které se obvykle pohybují pouze v jednotkách milimetrů. Celé koncepční řešení musí zároveň zohledňovat všechny konkrétní požadavky zákazníka i podmínky stavby – zejména prostorové nároky pro průjezd domíchávačů nebo jiné techniky, přístupové možnosti, bezpečnostní podmínky a provozní návaznosti. Důležitým aspektem koncepce je rovněž tvar a velikost formy ve stavu odbednění, aby bylo zajištěno snadné a bezpečné čištění a aby byly splněny všechny požadavky na průjezdnost i v této poloze.

Součástí návrhu je také pečlivé rozmístění pracovních lávek, které musí umožnit pohodlný a bezpečný přístup k plnicím oknům i samotným plničům betonu, stejně jako ergonomický přístup k začišťování formy před betonáží. Ergonomické řešení celého systému má zásadní význam, protože ovlivňuje nejen bezpečnost pracovníků, ale také rychlost a plynulost pracovních postupů. Samostatnou částí návrhu je pak rozmístění plničů a plnicích oken, které jsou navrhovány vždy v úzké spolupráci se stavbou a výrobcem betonu tak, aby bylo dosaženo optimálního průběhu betonování, rovnoměrného plnění formy a bezpečného přístupu obsluhy.

Při tvorbě koncepce je nutné brát v úvahu také transportní podmínky, zejména způsob dopravy jednotlivých dílů na stavbu. Velikosti a hmotnosti jednotlivých částí bednění musí být navrženy tak, aby byly vhodné pro běžnou kamionovou přepravu a aby umožňovaly bezpečnou manipulaci pomocí dostupné techniky. Tento požadavek ovlivňuje nejen celkové dělení konstrukce, ale i polohu montážních bodů, závěsných ok a přípojných míst.

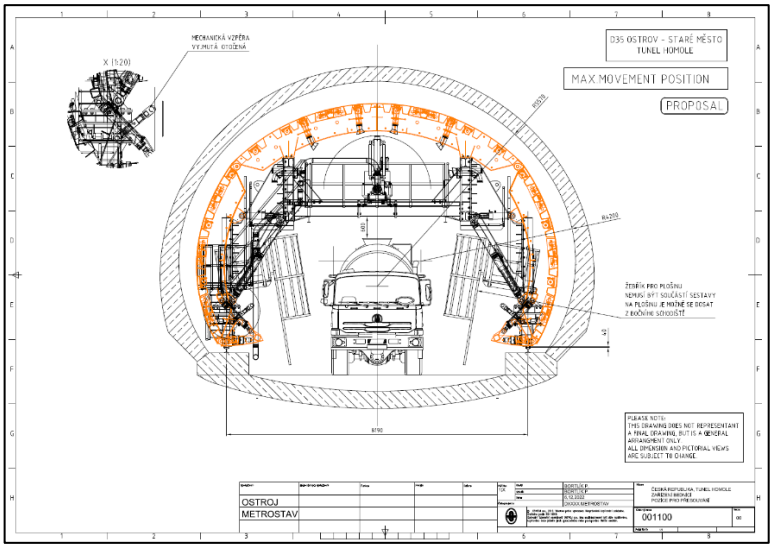
Výsledkem celého koncepčního procesu je návrhový, respektive schvalovací výkres bednění, který zahrnuje zobrazení zařízení v betonovacím stavu i ve stavu odbednění, a který slouží jako základ pro finální schválení zákazníkem a následné zpracování detailní projektové a výrobní dokumentace.



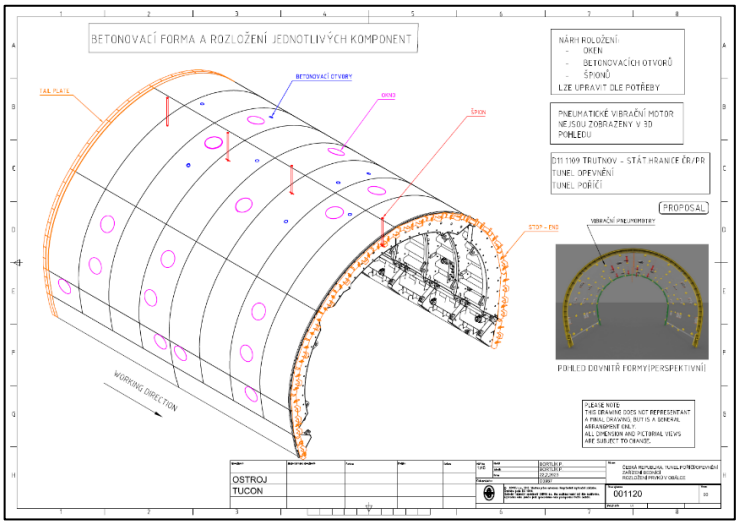
Obrázek 1: Příklad schvalovacího výkresu zařízení

Čas potřebný pro zpracování jednotlivých návrhů bednění závisí především na konkrétním typu konstrukce a tvaru profilu, který je třeba realizovat. Požadavky staveb bývají často velmi specifické, přičemž musí být vždy zachována i ekonomická smysluplnost celého řešení. U běžných profilů, typických zejména pro silniční nebo železniční tunely, bývá návrh rychlejší, protože tvarové řešení i rozmístění prvků jsou obdobné jako u již dříve navržených konstrukcí. Naopak u zcela nových nebo atypických profilů, které nebyly v minulosti nikdy zpracovány, může být návrhová fáze časově náročnější – a to zejména tehdy, jedná-li se o speciální tvar či konstrukční uspořádání, u něhož je nutné navrhnout formu prakticky „od nuly“. Příkladem může být bednění pro linku metra D, kde v jednom případě činí délka segmentu 6 metrů a v jiném 12 metrů; v takové situaci je výhodné zpracovat konstrukci jako celek, který lze následně rozdělit na dvě samostatné části podle potřeby stavby.

Nedílnou součástí návrhu je také řešení výklenků, krčků, rozšíření profilu nebo nouzových zálivů, které mají přímý dopad na celkové uspořádání konstrukce i na rozmístění jednotlivých prvků bednění. Tyto specifické prvky je nutné zohlednit již v rané fázi návrhu, aby zařízení bylo možné bez komplikací nasadit a provozovat přímo na stavbě. V samotném konstrukčním řešení je dále nezbytné zohlednit veškerá zatížení, která mohou na bednění působit. Zatížení čerstvým betonem představuje již samo o sobě největší složku celkového namáhání konstrukce. V případě zařízení umístěných ve venkovním prostoru však mohou působit i další nepříznivá zatížení, jako je vítr, sníh nebo intenzivní déšť, která mohou staticky významně ovlivnit chování celého systému. Návrh bednění proto musí být zpracován s ohledem na všechny tyto možné vlivy, aby byla zajištěna jeho bezpečnost, spolehlivost a dlouhodobá provozní životnost.



Obrázek 2: Příklad schvalovacího výkresu zařízení – příklad odbednění



Obrázek 3: Příklad schvalovacího výkresu zařízení – příklad rozložení oken

3. VÝPOČET BEDNĚNÍ

Výpočet bednění se skládá z několika navazujících fází, jejichž cílem je správně stanovit okrajové podmínky konstrukce a přesně určit všechny vlivy, které na bednění působí. Základní posouzení se zpravidla provádí pro dva hlavní provozní stavy:

1. **Stav betonování**,
2. **Stav přesouvání zařízení**.

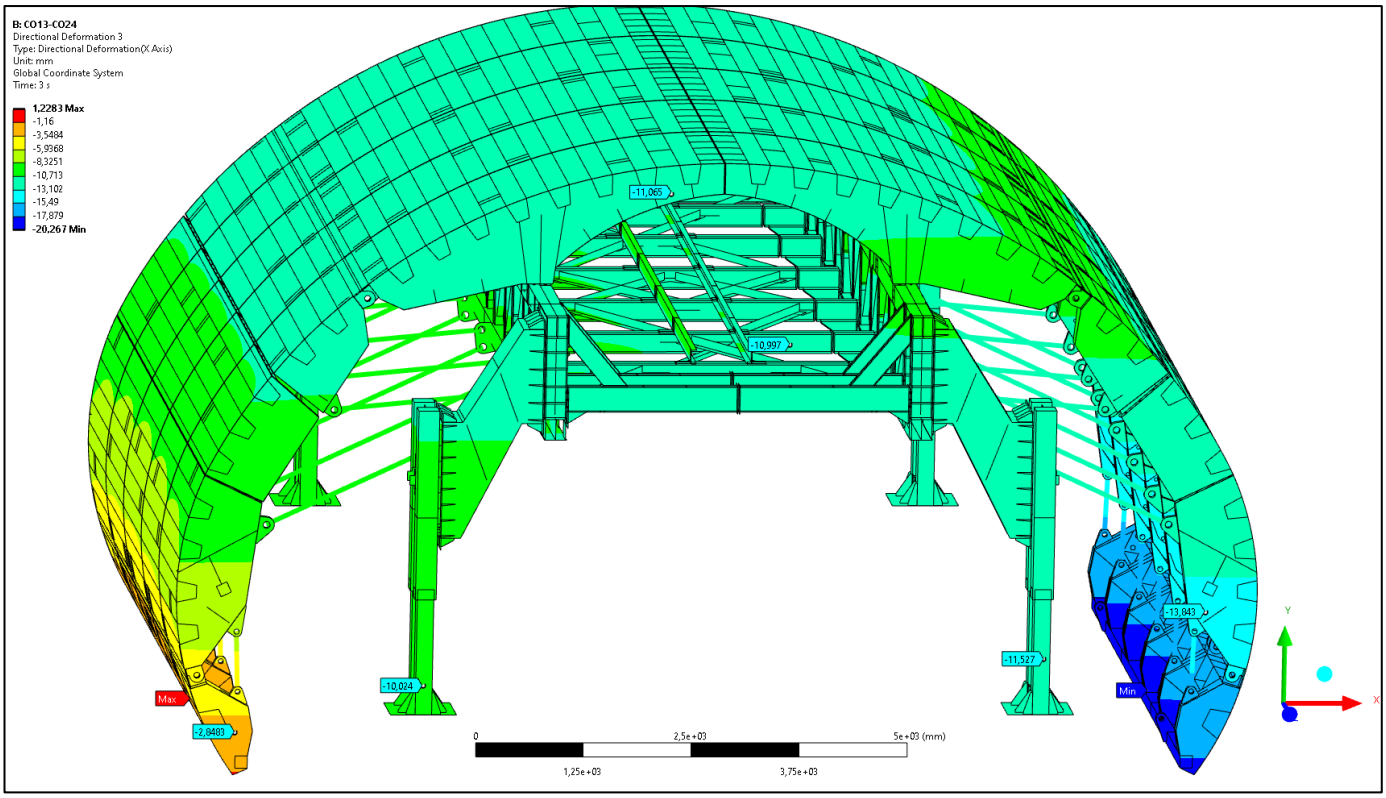
Ani jeden z těchto stavů nepředstavuje pro konstrukci výraznou výhodu – každý z nich je zatěžující jiným způsobem. U bednění určeného pro venkovní prostředí se navíc mohou uplatnit i **zvláštní zatěžovací stavy**, jako například **vliv větru nebo sněhu**, které mohou mít na konstrukci významný negativní dopad a je nutné je zohlednit v celkovém posouzení.

Do výpočtového procesu se dále zahrnuje **technologický výpočet**, jehož úkolem je ověřit funkční schopnosti zařízení. Patří sem:

- **dimenzování hydraulických válců**,
- ověření, zda hydraulika dokáže pohnout jednotlivými díly konstrukce v požadovaných směrech,
- **výpočet rozložení sil** v jednotlivých prvcích,
- **kinematický výpočet rychlostí** všech pohybů,
- stanovení potřebného výkonu **hlavního motoru hydraulického agregátu**.

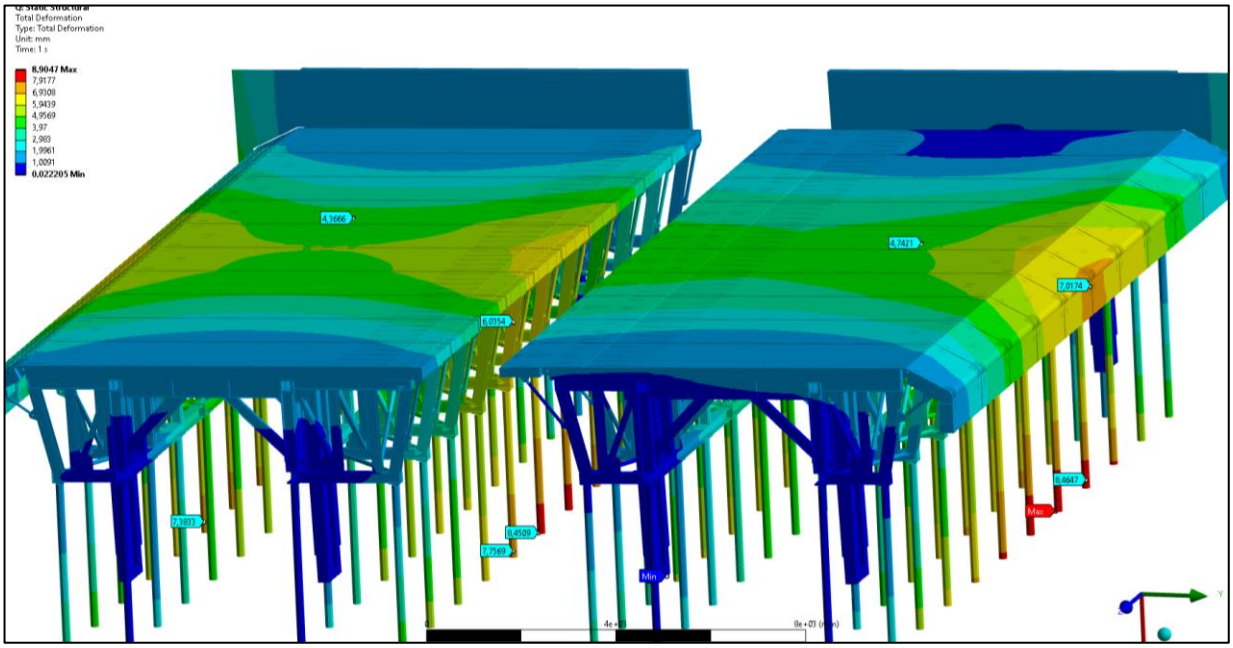
Jak bylo uvedeno výše, klíčovou část tvoří dvojice hlavních výpočtových stavů. Ve **stavu betonování** se hodnotí především:

- deformace a průhyby konstrukce,
- napětí ve všech rozhodujících prvcích,
- posouzení únosnosti obálky a nosného rámu,
- zpravidla podle analýzy **HMH (von Mises)** pro stanovení ekvivalentního napětí.



Obrázek 4: Příklad výpočtu průhybu při betonování – Praha Metro D

Druhý stav je stav přesouvání celé konstrukce, kde se taktéž hodnotí – stav deformace a průhybu.



Obrázek 5: Příklad výpočtu průhybu při přesouvání - Norsko - Oslo

Pro konstrukční výpočty bednění se používají **specializované softwarové nástroje**, které umožňují přesné stanovení napětí, deformací a celkové odezvy konstrukce podle platných či doporučených norem. Tyto programy dokáží simulovat zatěžovací stavy tak, jak reálně působí na konstrukci během betonování, přesunu nebo vlivem vnějších klimatických podmínek.

Pro **detailní analýzy**, zejména u složitých prvků nebo spojů, se využívají pokročilé systémy, jako je **ANSYS**, které umožňují:

- detailní modelování kontaktů a lokálních napětí,
- nelineární výpočty,
- posouzení kritických míst s vysokou koncentrací napětí,
- kombinaci skořepinových a objemových prvků podobně jako v klasickém strojařském výpočtu.

Ve většině případů se obálka bednění skládá z **trapézových plechů**, které tvoří hlavní pracovní plášť. U těchto prvků se hodnotí zejména:

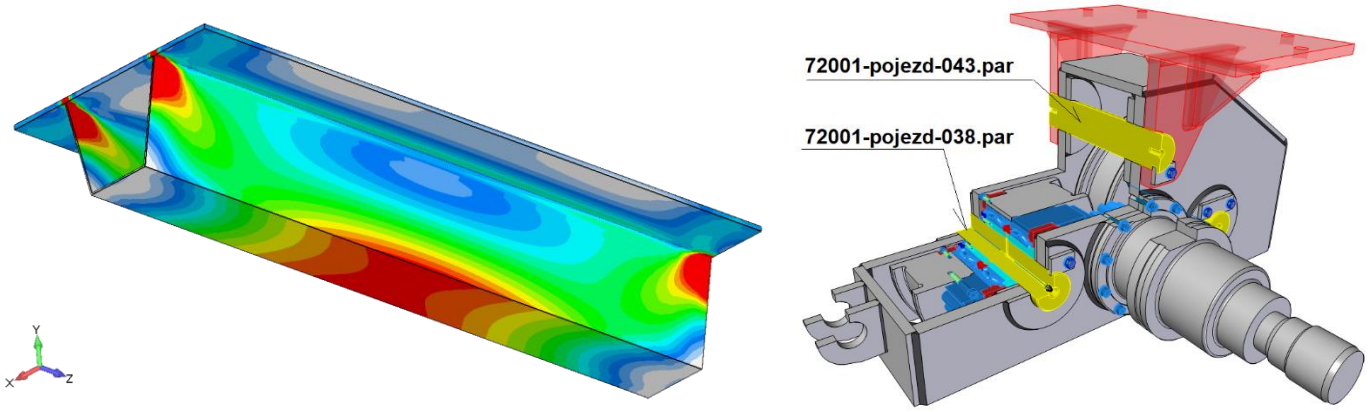
- **napětí v jednotlivých vlnách profilu**,
- celkový průhyb plochy,
- lokální stability plechu,
- únosnost a tuhost v závislosti na volbě profilu a materiálu.

Správná volba typu trapézového plechu a jeho tloušťky je klíčová, protože významně ovlivňuje výslednou tuhost obálky i její odolnost vůči zatížení čerstvým betonem.

Kromě globálních výpočtů konstrukce se provádí také řada **detailních strojírenských výpočtů**, které zahrnují:

- **výpočty čepů**,
- posouzení ložisek,
- návrh ozubení pro pojezdové mechanismy,
- kontrolu šroubových spojů,
- dimenzování svarů,
- výpočet kluzných nebo rotačních vedení,
- posouzení konstrukčních uzlů při přenosu lokálních sil.

Tyto výpočty jsou nezbytné pro ověření bezpečnosti a životnosti mechanických částí zařízení, které během provozu přenášejí značné síly a opakované zatížení.



Obrázek 6: Příklad výpočtu – speciální výpočty

V rámci posouzení může být také hodnocena **stabilita zařízení během přesunu po kolejích** se zřetelem k účinkům bočního větru. Cílem bylo ověřit, že při působení navrhovaného zatížení nedojde k **převrácení celé konstrukce**, a zároveň posoudit **namáhání kolejnice** způsobené vodorovnými silami od větru.

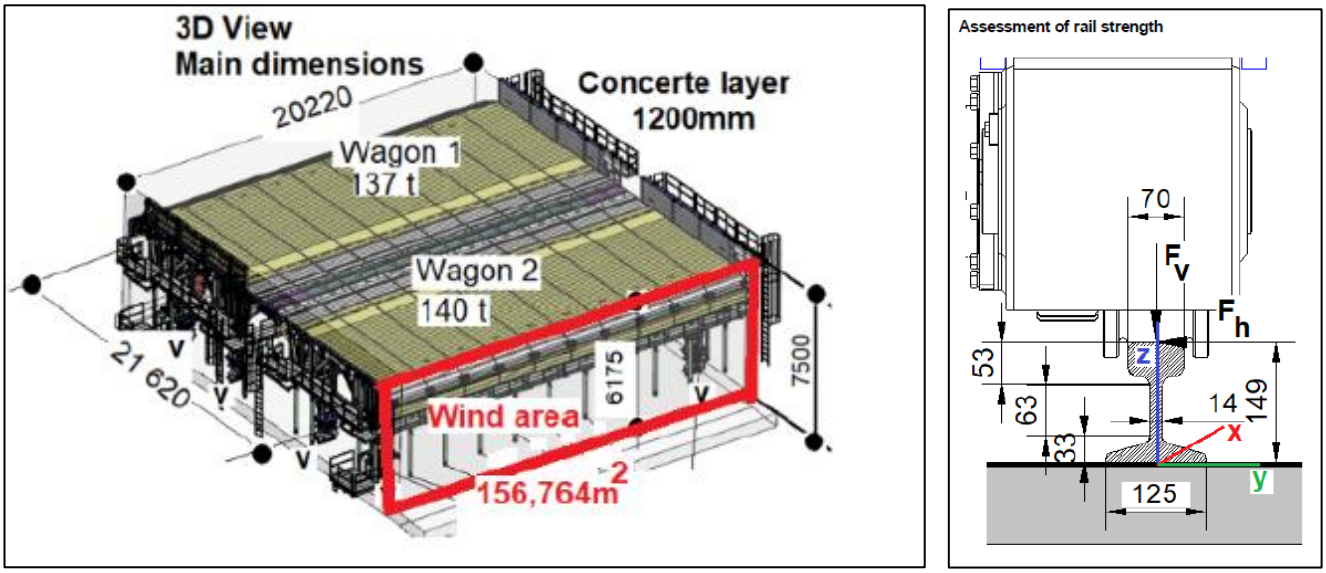
Stabilita konstrukce analyzována porovnáním:

- **překlápěcího momentu** vyvolaného větrem,
- s **momentem vratným**, který je tvořen vlastní tíhou zařízení a polohou těžiště.

Současně byly stanoveny **vnitřní síly, deformace a napětí v kolejnici**, zejména vlivem boční vodorovné síly přenášené přes pojezdová kola nebo vodicí prvky. Hodnocení proběhlo s ohledem na:

- **mezní stav únosnosti** (MSÚ) – kontrola překročení dovolených napětí,
- **mezní stav použitelnosti** (MSP) – kontrola deformací, průhybů a kontaktu s podložím.

Výsledkem posouzení je potvrzení, že konstrukce při zohlednění větrného zatížení vyhovuje jak z hlediska **celkové stability**, tak z hlediska **namáhání kolejnicového systému**.



Obrázek 7: Příklad výpočtu – speciální výpočty

4. VÝROBA BEDNĚNÍ

Samotná výroba zařízení musí probíhat v souladu s předem stanovenými normami a zároveň musí být stanovená správná třída provedení EXC1 až EXC4 podle způsobu použití zařízení a požadavků na jeho bezpečnost a spolehlivost. Třída provedení se určuje dle příslušných výrobních a konstrukčních norem (např. EN 1090).

Výroba jednotlivých dílů se předpokládá z **certifikovaných materiálů** dodaných s atestem podle **EN 10204–3.1**, tj. s potvrzením o vlastnostech materiálu nezávislou autorizovanou osobou. Materiály musí být sledovatelné a řádně označené po celou dobu výroby.

Každý svařovaný díl musí být po dokončení svařování minimálně podroben **vizuální kontrole svarů** (VT).

U svarů, které jsou namáhány vyššími napětími nebo se nacházejí v kritických uzlech konstrukce, je nezbytné provést **nedestruktivní zkoušení (NDT)** – například kapilární (PT), magnetickou (MT), ultrazvukovou (UT) či radiografickou (RT) kontrolu podle požadované úrovně zkoušení a třídy EXC.

Svařence, zejména **hlavní obálka zařízení**, se vyrábějí v přesných přípravcích, které usnadňují kompletaci a zajišťují dodržení správné geometrie profilu. Přípravky musí být navrženy tak, aby minimalizovaly deformace při svařování a zaručily reprodukovatelnost rozměrů jednotlivých kusů.

U velkých svarů je také využívána **vizuální 3D kontrola** pomocí tabletu nebo skenovacího zařízení, které umožňuje rychle identifikovat případné odchylky od nominálních rozměrů a porovnat skutečný stav s CAD modelem.

Všechny díly, které se dále opracovávají (vrtání, frézování, soustružení apod.), podléhají **rozměrové kontrole**, zejména u připojovacích a dosedacích ploch. Účelem je ověřit, že po montáži budou splněny předepsané rozměry dle výkresové dokumentace a že nedojde k nepřesnostem ovlivňujícím funkci celku.



Obrázek 8: Výroba bednění

5. KONTROLNÍ MONTÁŽ BEDNĚNÍ

Kontrolní montáž bednění představuje klíčový krok v procesu ověřování smontovatelnost zařízení a stanovení reálné rychlosti montáže jednotlivých celků. Tento postup se zpravidla provádí u nově vyvíjených typů bednění, u nichž vzniká kompletně nová výkresová dokumentace.

Kontrolní montáž probíhá na základě připravené **3D dokumentace**, která tvoří hlavní montážní podklad. Výhodou tohoto přístupu je možnost **okamžité dostupnosti dokumentace odkudkoliv**, což umožňuje efektivní řešení případných problémů ještě v průběhu montáže.

Během montáže se provádí následující ověření:

- funkce hydraulického agregátu,
- funkce všech prvků bednění,
- ověření mezních stavů:
    - maximální vysunutí,
    - sevření obálky,
    - kontrola kolizí mezi jednotlivými částmi zařízení.

Kontroluje se geometrie obálky ve dvou provozních režimech:

- **stav betonování**,
- **stav přesunu (transportní poloha)**.

Geometrické parametry se porovnávají s hodnotami ve 3D modelu a montážních výkresech.

Součástí kontrolní montáže je ověření všech provozních funkcí, zejména:

- **pohybu po kolejnicích**,
- **bočních korekcí**, které jsou zásadní pro přesné vedení zařízení v provozu.

O všech testech je vypracován **protokol o kontrole funkcí**, který slouží jako oficiální záznam o shodě montáže se specifikací.

Po dokončení kontrolní montáže a ověření funkčnosti jsou sestavené celky **rozebrány na jednotlivé podcelky**, které jsou dimenzovány tak, aby byly přepravitelné běžným silničním kamionem.

Tento postup zajišťuje **rychlou a bezproblémovou montáž přímo na místě instalace**.



Obrázek 9: Kontrolní montáž zařízení



Obrázek 10: Kontrolní montáž zařízení

6. MONTÁŽ BEDNĚNÍ NA MÍSTĚ NASAZENÍ

Po dokončení kontrolní montáže v závodě následuje **montáž zařízení přímo v místě jeho budoucího provozu**. Časová náročnost montáže závisí na konkrétním typu bednění, avšak při správné organizaci prací obvykle trvá pouze několik dní. Cílem je minimalizovat zatížení manipulační techniky stavby a zajistit plynulý průběh návazných prací.

Montáž probíhá po jednotlivých celcích podle **předem stanoveného harmonogramu**, který je úzce koordinován s **logistikou příjezdu kamionů** s díly bednění. Tato koordinace je zásadní pro:

- minimalizaci skladovacích ploch na stavbě,
- efektivní využití jeřábové a manipulační techniky,
- zajištění montáže bez zbytečných prostojů.

Po smontování základní nosné konstrukce se přechází k **montáži obálky zařízení**, která tvoří funkční pracovní plášť.

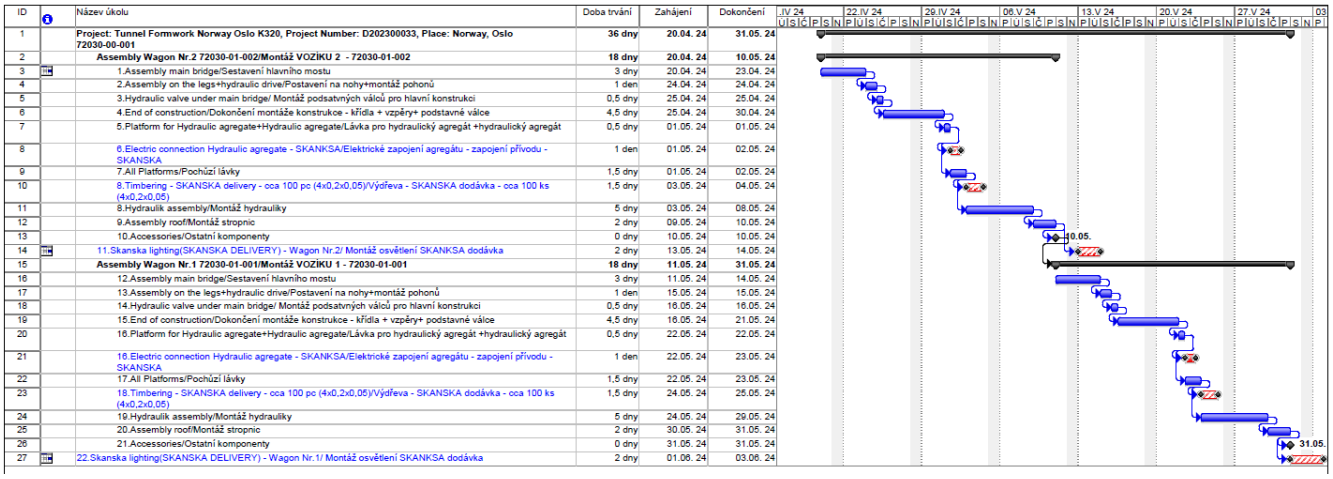
V případě potřeby lze některé typy zařízení montovat **mimo prostor tunelu**. Konstrukce umožňuje natočení pohonů až o **90°**, což poskytuje dostatek místa pro průjezd ostatní stavební techniky nebo pro paralelní práce v tunelu. Tato vlastnost výrazně usnadňuje organizaci staveniště a minimalizuje stavební prostoje.

Po úplném dokončení montáže na stavbě probíhá opětovná **kontrola všech funkcí**, obdobně jako při kontrolní montáži v závodě. Ověřuje se zejména:

- činnost hydraulických systémů,
- funkčnost všech pohonů a mechanismů,
- přesnost pohybů (pojezd, boční korekce, sevření, vysouvání),
- kolizní stavy,
- geometrie obálky ve stavu betonování i přesunu.

Z provedené kontroly je vypracován **protokol o uvedení zařízení do provozuschopného stavu**.

Po úspěšném dokončení montáže a funkčních zkoušek je zařízení **oficiálně předáno zákazníkovi**, pokud není ve smlouvě sjednáno jiné předávací schéma (např. postupné předání, zkušební provoz, nebo předání v jiném režimu).



ID	Název úkolu	Doba trvání	Zahájení	Dokončení
1	**Project: Tunnel Formwork Norway Oslo K320, Project Number: D202300033, Place: Norway, Oslo 72030-00-001**	**36 dny**	**20.04. 24**	**31.05. 24**
2	**Assembly Wagon Nr.2 72030-01-002/Montáž VOZÍKU 2 - 72030-01-002**	**18 dny**	**20.04. 24**	**10.05. 24**
3	1.Assembly main bridge/Sestavení hlavního mostu	3 dny	20.04. 24	23.04. 24
4	2.Assembly on the legs+hydraulic drive/Postavení na nohy+montáž pohonů	1 den	24.04. 24	24.04. 24
5	3.Hydraulic valve under main bridge/ Montáž podsatvných válců pro hlavní konstrukci	0,5 dny	25.04. 24	25.04. 24
6	4.End of construction/Dokončení montáže konstrukce - křídla + vzpěry+ podstavné válce	4,5 dny	25.04. 24	30.04. 24
7	5.Platform for Hydraulic agregate+Hydraulic agregate/Lávka pro hydraulický agregát +hydraulický agregát	0,5 dny	01.05. 24	01.05. 24
8	6.Electric connection Hydraulic agregate - SKANKSA/Elektrické zapojení agregátu - zapojení přívodu - SKANSKA	1 den	01.05. 24	02.05. 24
9	7.All Platforms/Pochůzí lávky	1,5 dny	01.05. 24	02.05. 24
10	8.Timbering - SKANSKA delivery - cca 100 pc (4x0,2x0,05)/Výdřeva - SKANSKA dodávka - cca 100 ks (4x0,2x0,05)	1,5 dny	03.05. 24	04.05. 24
11	8.Hydraulik assembly/Montáž hydrauliky	5 dny	03.05. 24	08.05. 24
12	9.Assembly roof/Montáž stropnic	2 dny	09.05. 24	10.05. 24
13	10.Accessories/Ostatní komponenty	0 dny	10.05. 24	10.05. 24
14	11.Skanska lighting(SKANSKA DELIVERY) - Wagon Nr.2/ Montáž osvětlení SKANKSA dodávka	2 dny	13.05. 24	14.05. 24
15	**Assembly Wagon Nr.1 72030-01-001/Montáž VOZÍKU 1 - 72030-01-001**	**18 dny**	**11.05. 24**	**31.05. 24**
16	12.Assembly main bridge/Sestavení hlavního mostu	3 dny	11.05. 24	14.05. 24
17	13.Assembly on the legs+hydraulic drive/Postavení na nohy+montáž pohonů	1 den	15.05. 24	15.05. 24
18	14.Hydraulic valve under main bridge/ Montáž podsatvných válců pro hlavní konstrukci	0,5 dny	16.05. 24	16.05. 24
19	15.End of construction/Dokončení montáže konstrukce - křídla + vzpěry+ podstavné válce	4,5 dny	16.05. 24	21.05. 24
20	16.Platform for Hydraulic agregate+Hydraulic agregate/Lávka pro hydraulický agregát +hydraulický agregát	0,5 dny	22.05. 24	22.05. 24
21	16.Electric connection Hydraulic agregate - SKANKSA/Elektrické zapojení agregátu - zapojení přívodu - SKANSKA	1 den	22.05. 24	23.05. 24
22	17.All Platforms/Pochůzí lávky	1,5 dny	22.05. 24	23.05. 24
23	18.Timbering - SKANSKA delivery - cca 100 pc (4x0,2x0,05)/Výdřeva - SKANSKA dodávka - cca 100 ks (4x0,2x0,05)	1,5 dny	24.05. 24	25.05. 24
24	19.Hydraulik assembly/Montáž hydrauliky	5 dny	24.05. 24	29.05. 24
25	20.Assembly roof/Montáž stropnic	2 dny	30.05. 24	31.05. 24
26	21.Accessories/Ostatní komponenty	0 dny	31.05. 24	31.05. 24
27	22.Skanska lighting(SKANSKA DELIVERY) - Wagon Nr.1/ Montáž osvětlení SKANKSA dodávka	2 dny	01.06. 24	03.06. 24

Obrázek 11: Příklad harmonogramu montáže



Obrázek 12: Montáž s otočenými pohony

7. PROVOZ BEDNĚNÍ

Provoz bednění je koncipován tak, aby byl co nejjednodušší a zároveň bezpečný. Ve většině aplikací je zařízení ovládáno pomocí **dálkového ovládání**, které významně zvyšuje komfort obsluhy a umožňuje efektivní řízení všech funkcí stroje. Přestože některé instalace mohou používat výhradně **místní ovládání**, jedná se o řešení méně komfortní a z hlediska systematiky provozu i méně efektivní. Ačkoliv může být místní ovládání zpočátku vnímáno jako cenově výhodné, v praktickém provozu se jednoznačně vyplácí použití **dálkového ovládání**.

Velmi významnou předností dálkového ovládání je možnost **parametrizace rychlostí jednotlivých funkcí**. Obsluha (za dohledu výrobce) si může nastavit:

- nižší rychlost při maximálním vychýlení ovládací páčky,
- vyšší rychlost při jejím částečném vychýlení,
- specifické rychlosti pro přesné manévrování či pro plynulý pracovní chod.

Tato variabilita umožňuje přizpůsobit zařízení konkrétním podmínkám stavby a způsobu provozu.

Další velkou výhodou je možnost využít **stejné dálkové ovládání i pro betonovací vozík**, což výrazně zjednodušuje obsluhu a snižuje potřebu školení personálu.

Všechny moderní systémy jsou standardně vybaveny **LCD displejem**, který zobrazuje klíčové provozní údaje, jako jsou:

- provozní teploty,
- hladiny oleje,
- tlaky v jednotlivých hydraulických okruzích,
- stavy napájecí sítě a další.

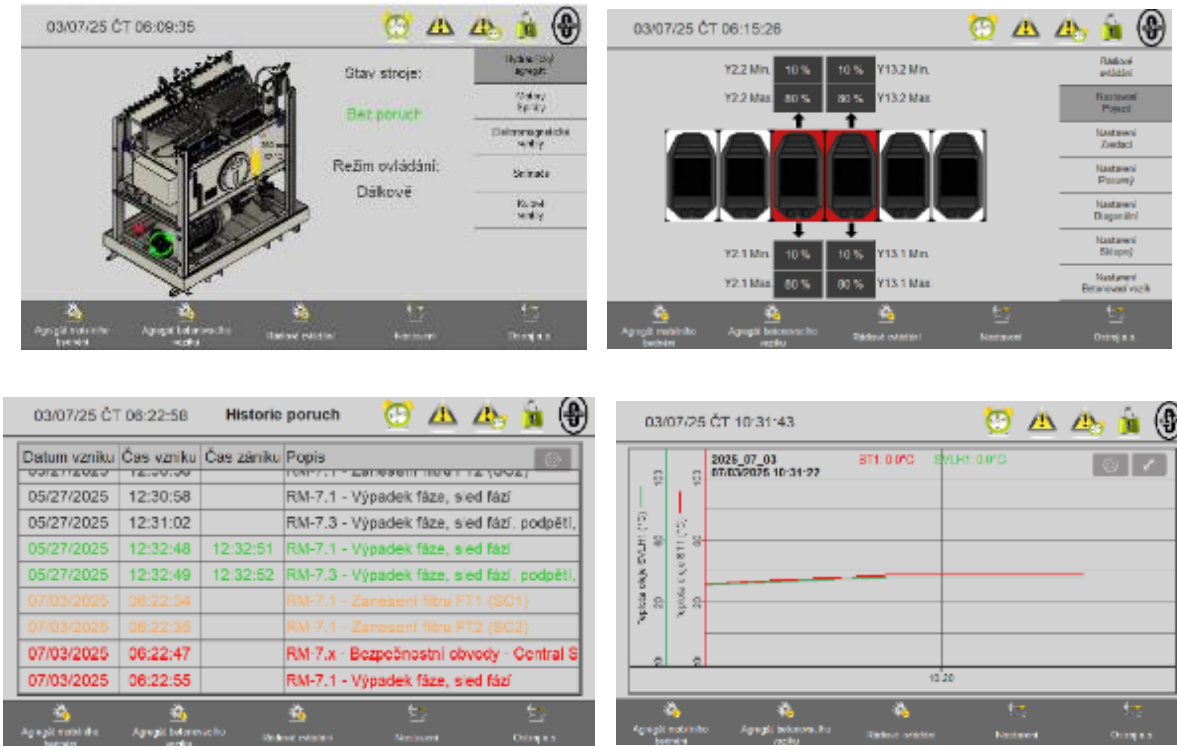
Zvláštní pozornost je věnována monitoringu **vstupního napětí elektrické sítě**, které na stavbách často kolísá. Kolísavé či nadlimitní napětí může způsobit:

- okamžité poškození motoru hydraulického agregátu,
- přerušení provozu,
- riziko prodlení výstavby.

Díky integrované ochraně je zařízení schopné preventivně reagovat na nebezpečné hodnoty napětí a zabránit tak poškození komponent.



Obrázek 13: Dálkové ovládání bednění



Obrázek 14: LCD displej s parametry

Moderní systémy bednění umožňují také **dálkový přístup**, a to přímo z kanceláře nebo jiného servisního pracoviště. Díky tomu lze v reálném čase monitorovat stav zařízení, jednotlivé provozní funkce a vyhodnocovat případné poruchové stavy.

Dálkový přístup umožňuje sledovat například:

- aktuální provozní parametry (tlaky, teploty, průtoky, napětí),
- stav jednotlivých subsystémů,
- historii chybových hlášení a provozních událostí,
- záznamy o tom, kdy byla závada detekována a kdy byla odstraněna.

Tato data jsou uchovávána v paměti systému, takže je možné provádět i **zpětnou analýzu** provozu.

Díky dlouhodobému sběru dat je možné vyhodnocovat:

- opakující se závady,
- zhoršující se parametry strojních částí,
- neobvyklé chování hydraulických nebo elektrických systémů.

To výrazně usnadňuje **predikci budoucích problémů**, plánování servisu a minimalizaci odstávek. Uživatel tedy může již předem odhadnout, v jakém stavu zařízení je a jaké činnosti bude nutné v nejbližší době provést.

- rychlá diagnostika závad bez nutnosti fyzické přítomnosti servisního technika,
- zkrácení odstávek zařízení,
- nižší náklady na servis,
- možnost okamžité reakce při nestandardním chování stroje,
- vyšší provozní bezpečnost díky kontinuálnímu dohledu.

Pro bezpečný a správný provoz bednění je nezbytné, aby byla se zařízením dodána úplná **provozní dokumentace**. Tato dokumentace je klíčová nejen pro samotnou obsluhu, ale také pro zajištění souladu zařízení s platnými normami a právními předpisy.

Nejdůležitější součástí dodávané dokumentace je **Prohlášení o shodě**. Tento dokument potvrzuje, že zařízení splňuje všechny příslušné požadavky na bezpečnost a bylo vyrobeno v souladu s harmonizovanými normami. Prohlášení o shodě je právně závazné a je nezbytné pro uvedení stroje do provozu.

8. ZÁVĚR

Vývoj, výroba a následný provoz moderního tunelového bednění představují komplexní proces, který vyžaduje pečlivou koordinaci technických, výrobních i provozních postupů. Od prvotního konstrukčního návrhu, přes kontrolní montáž a ověření všech funkcí až po finální montáž na stavbě musí být každý krok proveden s maximální přesností. Důraz na kvalitu použitých materiálů, dodržení technologických postupů a systematickou kontrolu montáže je nezbytný pro zajištění dlouhodobé spolehlivosti zařízení.

Neméně důležitá je také správně vedená a kompletní provozní dokumentace, která zajišťuje bezpečný provoz a splnění legislativních požadavků. Moderní řešení s dálkovým ovládáním a možností online diagnostiky navíc přinášejí výrazné zvýšení efektivity a bezpečnosti celého procesu. Tato digitální podpora umožňuje nejen okamžitý přehled o stavu stroje, ale také prediktivní údržbu, která minimalizuje odstávky a přispívá k hladkému průběhu výstavby.

Celý systém tak představuje technologicky vyspělý a plně integrovaný nástroj, který stavbám poskytuje spolehlivé, flexibilní a efektivní řešení pro realizaci tunelových konstrukcí. Správné provedení všech kroků — od návrhu až po uvedení do provozu — je klíčem k bezpečnému a úspěšnému využití zařízení v náročných stavebních podmínkách.

Titul, jméno, příjmení autora: Ing. Petr Bortlík, Ph.D.
Pracoviště: OSTROJ a.s., Opava
E-mail adresa: petr.bortlik@email.cz

Titul, jméno, příjmení autora: Ing. Vladimír Hozza
Pracoviště: OSTROJ a.s., Opava
E-mail adresa: vladimir.hozza@ostroj.cz

TUNELY HOSTĚRADICE (SO 604), VRŠKY (SO 605) a KRŇANY (SO 606) NA ÚSEKU D3 0303 – HOSTĚRADICE – VÁCLAVICE

V. Boltnar, J. Štetiar, T. Parák
V-CON, s.r.o., Prague, Czech Republic

ABSTRAKT: Příspěvek představuje návrh trojice dálničních tunelů Hostěradice (SO 604), Vršky (SO 605) a Krňany (SO 606) na úseku D3 0303 Hostěradice – Václavice ve stupni DSP (DUSP-DI). Tunely jsou vedeny v extravilánu, v převážně zalesněném území, v horninovém masivu sázavských granodioritů středočeského plutonického komplexu, vykazujícím různé stupně zvětrání. Všechny tunely jsou navrženy jako dvoutroubové s jedním dopravním směrem v každé troubě, s raženými úseky realizovanými Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM) a krátkými hloubenými částmi u portálů. Hydroizolační systém je řešen jako otevřený, příčný profil podkovovitý bez protiklenby. Nosná konstrukce tunelů, tedy sekundární ostění, má návrhovou životnost 100 let, vnitřní stavební konstrukce 30 let a technologické vybavení 15 let. Tunel Hostěradice dosahuje délky 360 m, tunel Vršky 140 m a tunel Krňany 408 m (LTT) a 436 m (PTT), což je řadí dle ČSN 73 7507 mezi krátké tunely a dle stejné normy splňují požadavky bezpečnostní kategorie TC a TP 98. Tunely jsou navrženy pro návrhovou rychlost 120 km/h, nejvyšší povolená rychlost 100 km/h.

Příspěvek se zaměřuje na návrh tunelů, zahrnující geotechnické a konstrukční řešení, členění ražby dle rozdílných geotechnických podmínek, volbu typu ostění a hydroizolačního systému i požadavky na bezpečnostní vybavení, ale také na změny oproti předchozímu stupni zejména v koordinaci technologií tunelů a dalších navazujících objektů.

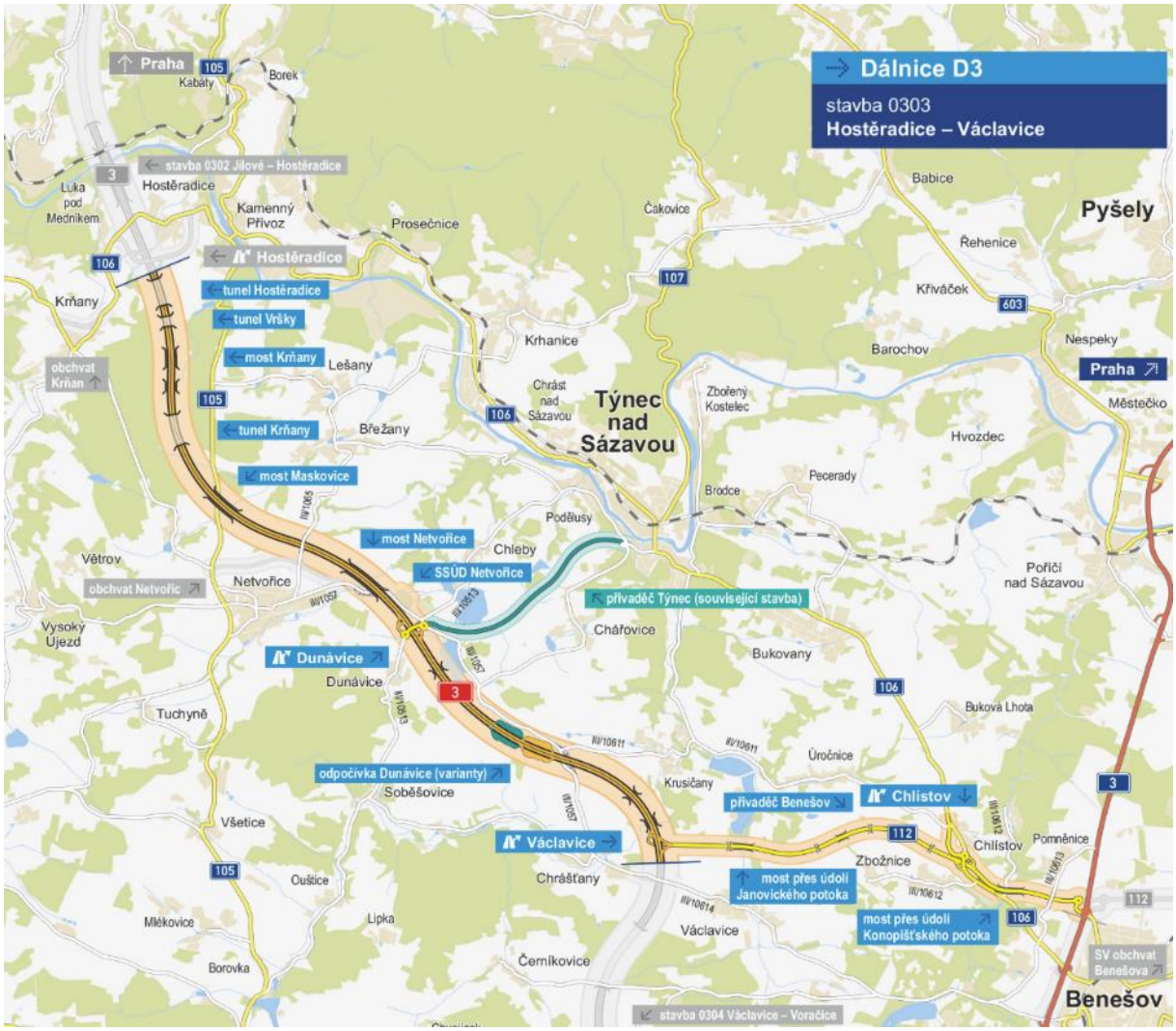
1. ÚVOD

Dálnice D3 představuje klíčovou jižní dopravní osu České republiky, propojující Prahu se státní hranicí s Rakouskem prostřednictvím Tábora a Českých Budějovic. V návaznosti na rakouskou rychlostní silnici S10 a dálnici A7 vytvoří souvislé kapacitní spojení mezi Prahou a Lincem, které je zároveň součástí transevropské dopravní sítě TEN-T.

Po dokončení aktuálně realizovaného úseku Kaplice nádraží – Dolní Dvořiště, státní hranice, bude jihočeská část dálnice D3 kompletní. K dobudování zůstane stěžejní přibližně 58,5 km dlouhý středočeský úsek, jehož realizace umožní nejen plnohodnotné jižní spojení, ale také významně odlehčí dálnici D1 v úseku Spořilov – Mirošovice, která je dnes intenzivně využívána dopravou směřující na jih republiky, a také úseku silnice I/20 mezi Pískem a Českými Budějovicemi, která se stala alternativní trasou po dokončení dálnice D4 v prosinci 2024. Zajištění kontinuální dálniční trasy na jih je proto zásadní nejen z dopravního hlediska, ale i z pohledu zlepšení životních podmínek obyvatel obcí zatížených tranzitní dopravou, zejména v oblasti silnice I/3.

Investor stavby, Ředitelství silnic a dálnic, proto přistoupil k souběžné přípravě všech pěti chybějících úseků středočeské části D3. Vzhledem k členitému terénu zahrnuje tato část trasy celkem sedm tunelových staveb. Jednotný postup přípravy umožňuje unifikaci technického řešení jednotlivých tunelových objektů napříč úseky.

Společnost Valbek zpracovává dokumentaci pro vydání společného povolení stavby dopravní infrastruktury (DUSP-DI) pro úsek 0303 Hostěradice – Václavice (Obrázek 1). Součástí tohoto úseku jsou tři tunelové objekty – Hostěradice (SO 604), Vršky (SO 605) a Krňany (SO 606), jejichž projektovou dokumentaci zajišťuje společnost V-CON. Právě tyto tunely jsou hlavním předmětem tohoto příspěvku.



Obrázek 1 Schématická mapa úseku D3 0303

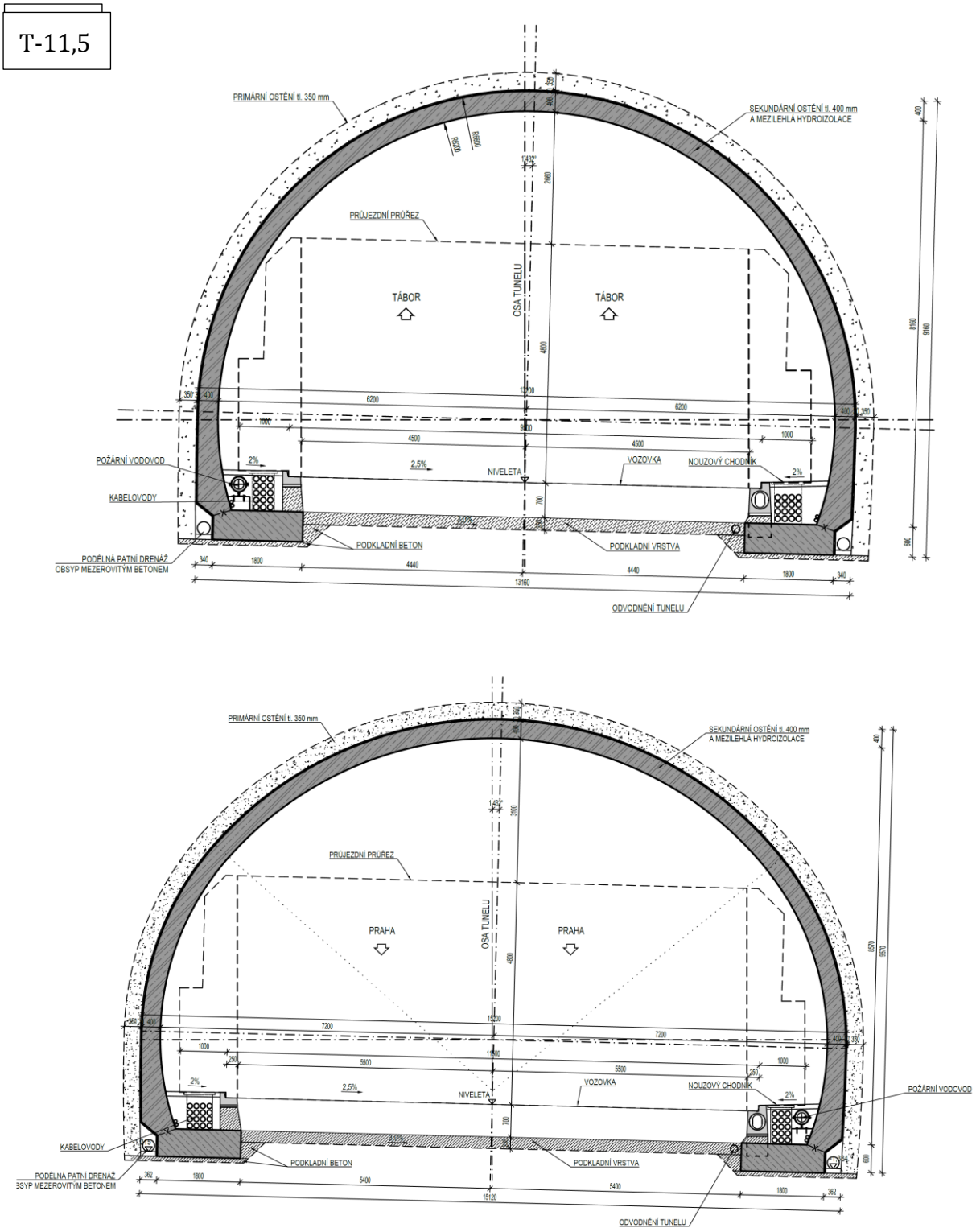
2. ZÁKLADNÍ CHARAKTERISTIKY TUNELŮ

Úsek D3 0303 Hostěradice – Václavice zahrnuje tři dvoutroubové, směrově rozdělené dálniční tunely. Všechny tunely mají délku kratší než 500 m, jsou situovány v relativně krátkých vzdálenostech od sebe a nacházejí se v obdobných geologických poměrech. Z těchto důvodů je možné jejich základní technické a geologické charakteristiky popsat souhrnně.

Podle ČSN 73 7507 jsou všechny tunely zařazeny do kategorie krátkých tunelů a z hlediska bezpečnosti spadají do kategorie TC dle ČSN 73 7507 a TP 98. Návrhová rychlost v tunelech je 120 km/h, nejvyšší dovolená rychlost činí 100 km/h.

Příčný profil tunelů je navržen podkovovitého tvaru bez protiklenby v celé délce ražených částí i v místech propojek. Základní šířková kategorie je T-9,5, s výjimkou levé tunelové trouby tunelu Hostěradice, kde je z důvodu připojovacího pruhu navržena kategorie T-11,5 (Obrázek 2).

T-11,5



Obrázek 2 Vzorové příčné řezy kategorie T-9,5 a T-11,5

Tunely jsou u obou portálů řešeny krátkými hloubenými úseky, na které navazují ražené části prováděné Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM). Primární ostění je tvořeno stříkaným betonem vyztuženým svařovanými sítěmi KARI v kombinaci s dalšími vystrojovacími prvky dle technologických tříd výrubu. Hydroizolační systém je navržen jako otevřený. Založení tunelů je po celé délce na základových pasech.

Ražené části tunelů jsou opatřeny deštníkovým hydroizolačním systémem s bočními drenážemi, hloubené části mají klenbu z vodonepropustného betonu rovněž s bočními drenážemi. Odvodnění pláně

vozovky i drenážní systém jsou svedeny do společných čistících šachet rozmístěných v maximálních vzdálenostech do 50 m, přičemž drenáže jsou zaústěny do portálových šachet.

Sekundární ostění tunelů je navrženo jako železobetonové zpravidla v blocích délky 10 m, s atypickými úseky v místech přechodu mezi hloubenou a raženou částí. Návrhová životnost nosné konstrukce činí 100 let, vnitřních stavebních konstrukcí 30 let a technologického vybavení 15 let. Přehled základních proměnných parametrů tunelů je uveden v Tabulce 1.

Tabulka 1 Parametry tunelů na úseku D3 0303

Tunel	TT	Kategorie	Délka [m]	Hloubená část [m]	Ražená část [m]	Propojky	Předpoklad TTV [m]					
							3	4	5a*	5aM	5b*	5bM
SO 604 Hostěradice	**LTT**	11,5	360	30 (Pra) + 30 (Táb)	300	1	98	42	40	0	84	34
	PTT	9,5	360	30 (Pra) + 30 (Táb)	300		25	102	70	0	67	34
SO 605 Vršky	**LTT**	9,5	140	20 (Pra) + 20 (Táb)	100	1 (technická místnost)	0	0	20	0	44	34
	PTT	9,5	140	20 (Pra) + 20 (Táb)	100		0	23	20	0	21	34
SO 606 Krňany	**LTT**	9,5	408	30 (Pra) + 48 (Táb)	330	2 (z toho jedna tech. místnost	0	0	295	0	35	0
	PTT	9,5	436	68 (Pra) + 80 (Táb)	288		0	0	288	0	0	0

* Parametry TTV 5a a 5b jsou odlišné pro tunel Krňany (SO 606) a pro zbylé dva tunely.

2.1 TECHNOLOGICKÉ VYBAVENÍ TUNELŮ

Technologické vybavení tunelů je navrženo v souladu s ČSN 73 7507 a TP 98. Na pražském portálu tunelu Hostěradice je situován provozně-technický objekt (PTO), který zajišťuje lokální řízení tunelů Hostěradice a Vršky. Vzhledem k jejich krátké vzájemné vzdálenosti a délce tunelu Vršky jsou oba objekty z hlediska řízení provozu a ovládání technologie koncipovány jako jeden celek s možností dálkového řízení z nadřazeného dispečinku. Tunely jsou proto vzájemně propojeny kabelovou trasou.

Tunel Krňany má samostatný PTO umístěný na táborském portálu.

Mezi další navržené technologické systémy patří SOS hlásky, měření fyzikálních veličin, proměnné dopravní značení, kamerový dohled, elektrická požární signalizace a stabilní hasicí plynové zařízení. V tunelech Hostěradice a Krňany je rovněž instalována technologie pro měření dopravních přestupků. Součástí PTO je příprava pro technologie telekomunikačních operátorů a záložní zdroje elektrické energie pro mimořádné provozní stavy.

2.2 TECHNICKÉ MÍSTNOSTI A OPTIMALIZACE PROPOJEK

V průběhu zpracování dokumentace ve stupni DUSP-DI došlo k optimalizaci umístění tunelových propojek a technických místností. Hlavním důvodem byla koncentrace energeticky náročných technologických zařízení v oblasti portálů, zejména adaptačního osvětlení. Tunel Hostěradice zároveň napájí tunel Vršky, kde je dominantním odběratelem opět systém osvětlení.

Z důvodu vysokých výkonových nároků bylo žádoucí minimalizovat délky napájecích kabelů a sjednotit jejich typy na obou portálech, což přináší výhody jak z hlediska stavebního řešení kabelovodů, tak z hlediska montáže a budoucí údržby. Standardním řešením je umisťování rozvoden do tunelových propojek, které obsluhují technologii v jejich okolí.

U tunelu Hostěradice byla stávající průchozí propojka s technologickými rozvodnami posunuta blíže ke středu tunelu (Obrázek 4). U tunelu Vršky byla nově navržena neprůchozí tunelová propojka – technická místnost – obsahující dvě samostatné rozvodny, vždy pro jednu tunelovou troubu, umožňující jejich nezávislé elektrické odpojení (Obrázek 5).

V tunelu Krňany byla dle dokumentace DUR navržena propojka nesymetricky blíže k táborskému portálu, odkud je obsluhována většina technologie. Pro zajištění napájení zařízení na pražském portálu byly v hloubené části pražského portálu tunelu navrženy dvě samostatné rozvodny, opět ve formě neprůchozí tunelové propojky – technické místnosti (Obrázek 6).

2.3 GEOLOGICKÉ POMĚRY

Všechny tři tunely procházejí obdobnými geologickými poměry, charakteristickými střídáním různorodých hornin pod kvartérními pokryvnými útvary. Podloží je tvořeno horninami středočeského plutonického komplexu, především sázavskými granodiority v různém stupni zvětrání.

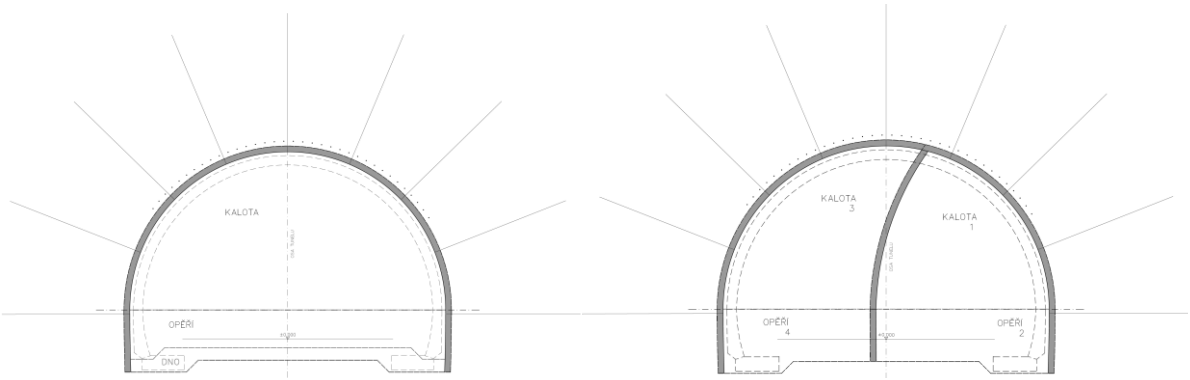
Tunely jsou situovány v extravilánu a v jejich nadloží se nenacházejí žádné objekty, které by vyžadovaly speciální režim monitoringu.

3. KONCEPCE RAŽEB

Ražba tunelů je navržena s využitím Nové rakouské tunelovací metody. Základními vystrojovacími prostředky jsou:

- stříkaný beton C25/30,
- pomocné příhradové oblouky,
- svařované výztužné sítě KARI,
- samozávrtné injektované svorníky (IBO, SN),
- předvrtávané jehly a samozávrtné injektované tyče,
- zajištění čelby stříkaným betonem se sítí KARI.

Rozsah použití jednotlivých prvků v závislosti na technologických třídách výrubu je uveden v Tabulce 2. Většina tříd je členěna standardně na kalotu, opěří a dno. Výjimkou je technologická třída výrubu TTV 5b v tunelu Krňany, kde je navrženo i vertikální členění výrubu na menší části (Obrázek 3).



Obrázek 3 Horizontální členění výrubu většiny TTV a horizontální a vertikální členění TTV 5b (SO 606)

Použité technologické třídy výrubu lze shrnout následovně:

- TTV 3 – mírně obtížné podmínky, převážně horniny třídy R2,
- TTV 4 – středně obtížné podmínky ražby,
- TTV 5a – obtížné podmínky, tektonicky porušené oblasti,
- TTV 5a (SO 606) – nízké nadloží tunelu Krňany, bez předpokladu vytvoření horninové klenby,

- TTV 5aM – zahájení ražby pod mikropilotovým deštníkem,
- TTV 5b – obtížné podmínky s chemickou tlakovou injektáží,
- TTV 5b (SO 606) – oblast průchozí propojky v LTT tunelu Krňany s lokálními depresemi méně únosných hornin,
- TTV 5bM – kombinace mikropilotového deštníku a chemické tlakové injektáže.

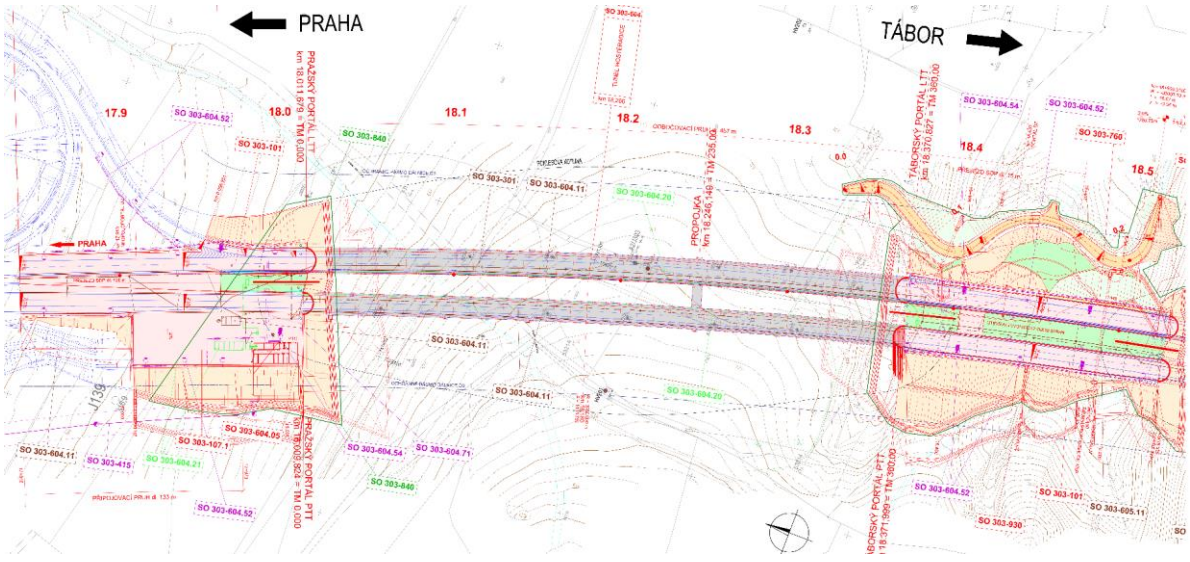
Tabulka 2 Parametry technologických tříd výrubu

TTV	Délka záběru kalota [m]	Délka záběru opěří [m]	Odstup čeleb min. [m]	Primární ostění	Radiální svorníky	Zajištění čelby
3	2,0	6,0	18	C 25/30 tl. 150 mm + 1x KARI ø8/150	Dl. 3,0 m, á 2,5 m IBO R25	Bez zajištění
4	1,5	4,5	12	C 25/30 tl. 200 mm + 2x KARI ø8/150	Dl. 4,0 m á 2,0 m IBO R25	dle potřeby st. beton 80 mm + síť, jinak čelbový klín
5a	1,2	2,4	8	C 25/30 tl. 250 mm + 2x KARI ø8/150	Dl. 6,0 m á 2,7 m IBO R32	stříkaný beton 120 mm + síť
5a (SO 606)	1,0	2,0	8	C 25/30 tl. 250 mm + 2x KARI ø6/150	Dl. 6,0 m á 1,5 m IBO R32	stříkaný beton 120 mm+ síť
5aM	1,2	2,4	8	C 25/30 tl. 250 mm + 2x KARI ø8/150	Dl. 6,0 m á 1,5 m IBO R32	stříkaný beton 120 mm + síť
5b	1,0	2,0	6	C 25/30 tl. 250 mm + 2x KARI ø8/150	Dl. 6,0 m á 1,5 m IBO R32	stříkaný beton 120 mm + síť
5b (SO 606)	0,5	1,0	6	C 25/30 tl. 250 mm + 2x KARI ø10/100	Dl. 6,0 m á 2,7 m IBO R32	stříkaný beton 120 mm + síť
5bM	1,0	2,0	6	C 25/30 tl. 250 mm + 2x KARI ø8/150	Dl. 6,0 m á 1,5 m IBO R32	stříkaný beton 120 mm + síť

4. TUNEL HOSTĚRADICE

Tunel Hostěradice je pojmenován podle obce, jejímž katastrálním územím prochází. Ražba bude převážně probíhat v horninách pevnosti R2 s lokálními přechody do méně pevných hornin R3, zejména mimo portálové oblasti, kde se očekává zhoršení kvality horninového masivu. V trase tunelu byly geofyzikálním průzkumem potvrzeny tektonické poruchy.

Nadloží tunelu se pohybuje přibližně kolem 18 m. Ustálená hladina podzemní vody byla zjištěna v hloubkách 13,3–19,7 m pod terénem.

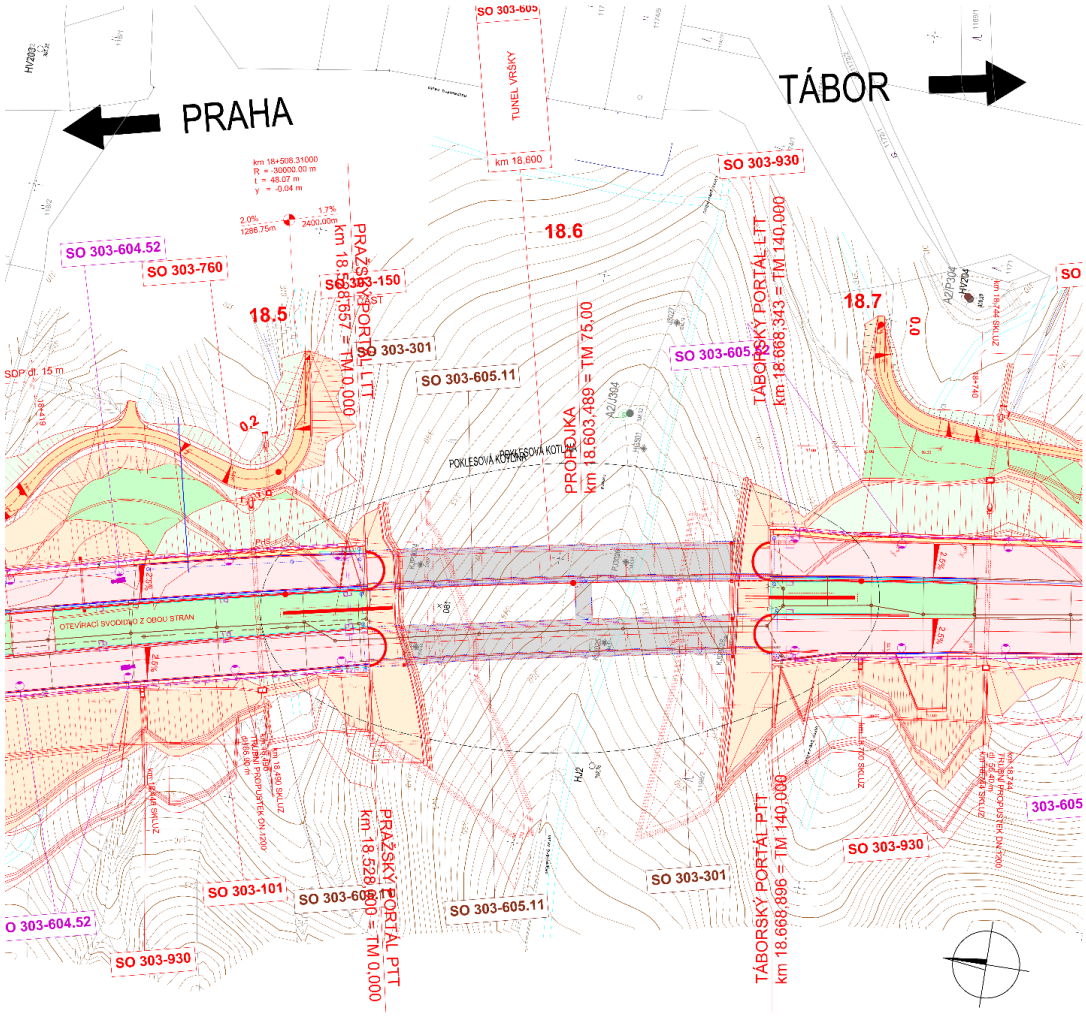


Obrázek 4 Tunel Hostěradice (SO 604)

5. TUNEL VRŠKY

Tunel Vršky je pojmenován podle vrchu, kterým prochází. Z geologického hlediska bude ražba probíhat především v horninách pevnosti R2 a R3, s poklesem kvality hornin v oblasti portálů. V trase tunelu se rovněž vyskytují tektonické poruchy ověřené geofyzikálním měřením. Nadloží tunelu dosahuje přibližně 18 m, ustálená hladina podzemní vody byla naměřena v hloubkách 13,8–21,7 m pod terénem.

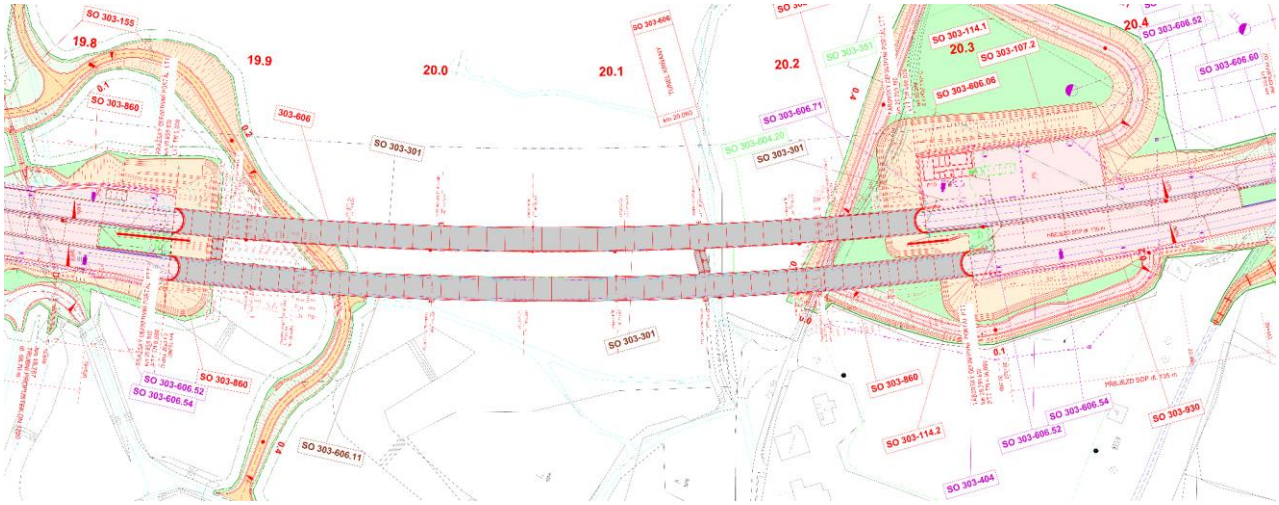
Z hlediska drenážního systému jsou tunely Hostěradice a Vršky propojeny. Vody z drenáží tunelu Vršky jsou vedeny mezitunelovým úsekem a tunelem Hostěradice jako kanalizace pod vozovkou a společně s vodami z tohoto tunelu jsou svedeny do sedimentačních a čistících jímek na pražském portálu tunelu Hostěradice. Odtud jsou vody odváděny do navazujícího úseku 0302 a dále do recipientu.



Obrázek 5 Tunel Vršky (SO 605)

6. TUNEL KRŇANY

Tunel Krňany je nejdelším tunelem úseku 0303 a je pojmenován podle obce, v jejímž katastru se nachází. Z geologického hlediska se tunel převážně nachází v horninách pevnosti R3, s lokálními depresemi méně kvalitních hornin do prostoru kaloty. Nadloží tunelu se v podstatné části trasy pohybuje pod 10 m, lokálně dosahuje přibližně 14 m, což neumožňuje vytvoření stabilní horninové klenby a využití samonosnosti masivu.



Obrázek 6 Tunel Krňany (SO 606)

Z tohoto důvodu je v celé délce tunelu navržena technologická třída výrubu TTV 5a s lokálními přechody do TTV 5b. V trase tunelu byly potvrzeny tektonické poruchy a ustálená hladina podzemní vody byla zjištěna v hloubce přibližně 10,0 m pod terénem.

7. ZÁVĚR

Projekt tunelových staveb úseku D3 0303 Hostěradice – Václavice představuje typický příklad komplexního řešení krátkých dálničních tunelů v členitém terénu se složitými geologickými podmínkami. Jednotná koncepce návrhu, aplikovaná napříč třemi tunelovými objekty, umožnila optimalizaci technického řešení, zejména v oblasti technologického vybavení, napájení a PTO.

Zvolená koncepce ražeb pomocí Nové rakouské tunelovací metody v kombinaci s flexibilním systémem technologických tříd výrubu vytváří předpoklad pro bezpečné a hospodárné provedení stavby při respektování lokálních geologických zvláštností jednotlivých tunelů. Optimalizace propojek a rozvoden přispívá nejen ke snížení investičních nákladů, ale také ke zjednodušení provozu a údržby tunelových technologií v průběhu životnosti stavby.

Realizace úseku 0303 je důležitým krokem k dokončení středočeské části dálnice D3, která přinese významné dopravní i environmentální přínosy celému regionu a posílí roli této komunikace v rámci mezinárodní dopravní sítě.

LITERATURA

ŘSD ČR – *Interaktivni mapa staveb, přehled staveb „v realizaci“*. Online. Dostupne z: https://www.rsd.cz/mapa-staveb/#/?vrealizaci=1 [cit. 30. 01. 2026].

VALBEK. *PD D3 0303 Hostěradice – Václavice.* zpracovatel objektů řady 600: V-CON, s.r.o., zpracovatel objektů SO 604, SO 605: METROPROJEKT Praha a.s., 10/2025

PRAGOPROJEKT, a.s., *D3 0303 Hostěradice – Václavice, Podrobný geotechnický průzkum*: Pasport SO 604 – Tunel Hostěradice (10/2023); Pasport SO 605 – Tunel Vršky (10/2023); Pasport SO 606 – Tunel Krňany (10/2023).

Titul, jméno, příjmení autora: Bc. Ing. Vojtěch Boltnar
Pracoviště: V-CON, s.r.o.
E-mail adresa: vojtech.boltnar@v-con.cz

Titul, jméno, příjmení autora: Ing. Juraj Štetiar, MSc., MBA
Pracoviště: V-CON, s.r.o.

E-mail adresa: juraj.stetiar@v-con.cz

Titul, jméno, příjmení autora: Ing. Tomáš Parák, Ph.D.
Pracoviště: V-CON, s.r.o.
E-mail adresa: tomas.parak@v-con.cz

ZKUŠENOSTI Z VÝSTAVBY PRVNÍ VYRAŽENÉ STANICE NOVÉ LINKY D METRA V PRAZE - STANICE OLBRACHTOVA

Václav Dohnálek, Štěpán Růžička & Roman Lutišan
STRABAG a.s., Prague, Czech Republic
Daniel Horváth
SG Geotechnika a.s., Prague, Czech Republic
Tomáš Urbánek
METROPROJEKT Prague a.s., Prague, Czech Republic

ABSTRAKT:

Dokončení ražeb stanice Olbrachtova, první ražené stanice nové linky metra D v Praze, představuje významný milník tohoto strategického infrastrukturního projektu. Stanice je situována v hustě zastavěném území Prahy 4 pod ulicí Na Strži a realizována novou rakouskou tunelovací metodou z několika zařízení staveniště.

Architektonicky i technicky jde o komplexní podzemní objekt tvořený dvojicí staničních tunelů s příčnými propojkami, technologickým tunelem a návaznými eskalátorovými tunely raženými ze severního a jižního vestibulu. Samotná ražba probíhala v náročných podmínkách silně rozpukaných bohdaleckých břidlic a v bezprostřední blízkosti obytných objektů nebo přímo pod nimi, což vyžadovalo kombinaci dobrého projektu, zkušeností zhotovitele, důsledné dodržování technologické kázně, spolupráci účastníků výstavby a zavádění moderních postupů.

Klíčovou roli sehrál geotechnický monitoring, který byl nepřetržitě prováděn v průběhu všech ražeb. Monitoring deformací podzemního díla, terénu i povrchové zástavby umožnil pružně reagovat na chování masívu. Na základě jeho výsledků a možnosti online sledování některých veličin byla řízena ražba a opatření při ní jako např. kompenzační injektáže organicko-minerálními pryskyřicemi nebo snižování hlukové zátěže. Tento postup vedl k minimalizaci sedání povrchových objektů a snížení hlukové zátěže obyvatel v okolí stavby. Monitoring tak potvrdil správnost zvolených technologických řešení a poskytl jistotu jak investorovi, tak zlepšení hlukových poměrů obyvatelům dotčeného území. Kvalitní výsledky měření a získané zkušenosti jsou zároveň důležitým podkladem pro navazující etapy výstavby dalších stanic a traťových tunelů linky D. Shodně napomohl úspěšnému výsledku ražby stanice i předchozí monitoring realizovaný formou průzkumných ražených děl.

Výstavba stanice Olbrachtova ukazuje, že i v mimořádně složitých geotechnických a prostorových podmínkách lze ražbu realizovat bezpečně, efektivně a s ohledem na okolní prostředí. Úspěšně byly dokončeny ražby staničních tunelů včetně propojek a technologického tunelu, jižního a severního eskalátorového tunelu. Nejnáročnější přitom byla ražba v propojce sever stanice, kde se sbíhá hned sedm podzemních děl. Dokončeny jsou i veškeré nosné konstrukce jižního vestibulu pod úrovní důležité Pražské dopravní tepny, ulice Na Strži, ve které byl opět obnoven provoz. Ve stanici pokračují práce na hydroizolacích, sekundárním ostění a vnitřních nosných konstrukcích.

Velký přínos pro řízení stavby přinesly moderní technologie, zejména CDE, 3D modelování, laserové skenování a pravidelné UAV snímkování. Tyto metody výrazně zlepšují prostorovou koordinaci, zpřesňují provádění prací včetně jejich vykazování a urychlují rozhodovací procesy.

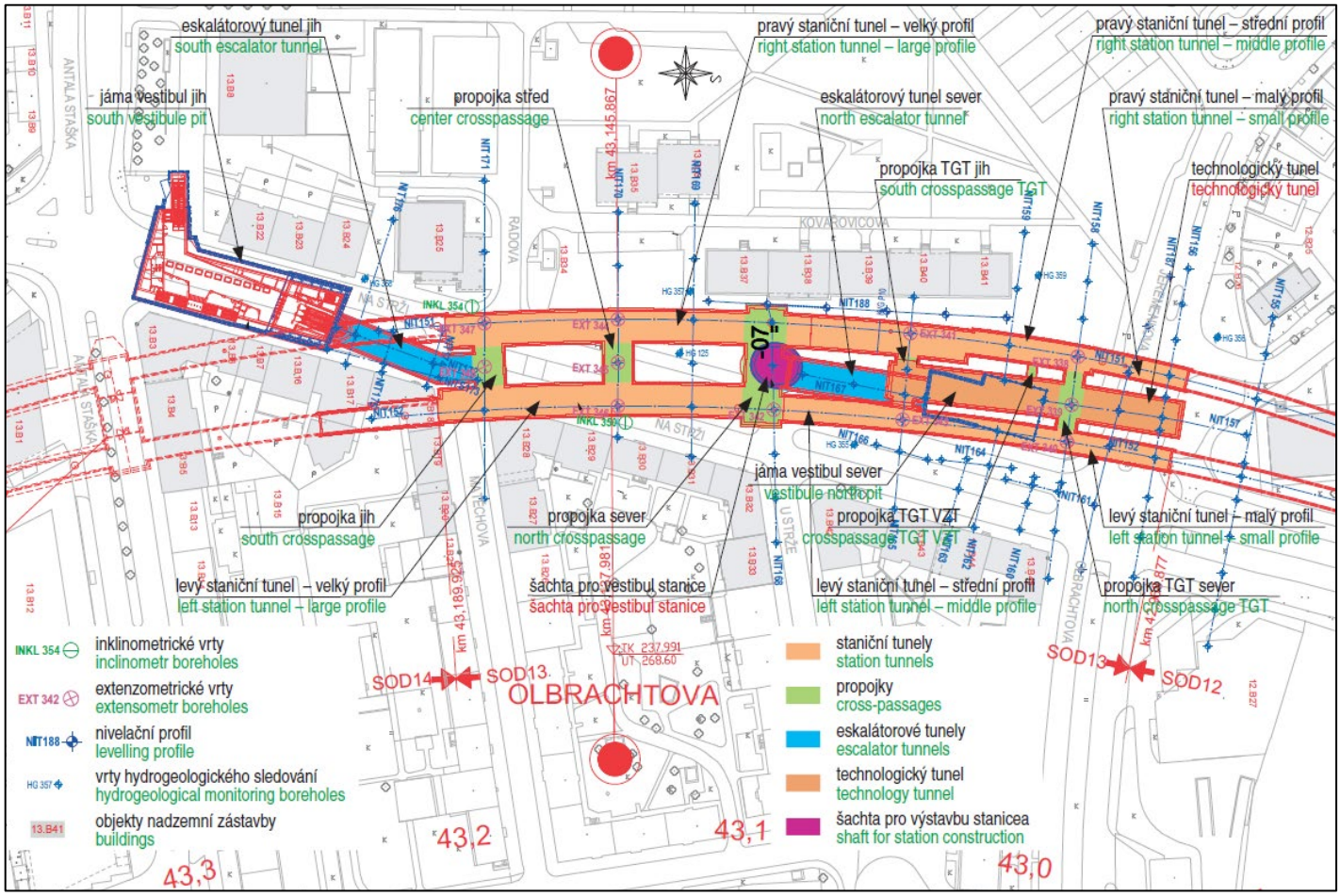
Díky součinnosti všech účastníků výstavby a nasazení inovativních postupů se stavba i po třech letech realizuje v souladu s harmonogramem. Z pohledu dalšího postupu bude rozhodující dokončení trvalých železobetonových konstrukcí technologického tunelu a propojky sever. Zkušenosti z Olbrachtovy potvrzují, že kvalitní projekt, příprava, důsledná kontrola a využití moderních technologií jsou nezbytným předpokladem úspěšné výstavby metra v náročném městském prostředí.

1. METRO D A ÚSEK I.D1A PANKRÁC – OLBRACHTOVA

První úsek trasy D (označeny I.D) o délce 10,6 km zahrnuje těchto deset stanic. Projekt výstavby Metro D je členěn do několika na sebe navazujících etap. Tou první je I.D1a Pankrác – Olbrachtova (nyní 03/2026 v realizaci). Navazuje na ní I.D1b Olbrachtova – Nové Dvory s přístupovými tunely z lokality Písnice (nyní zahájení realizace). Další jsou pak výstavby hloubených stanic a ražený úsek na Náměstí bratří Synků.

První úsek I.D1a Pankrác – Olbrachtova realizuje sdružení firem Subterra a.s., HOCHTIEF CZ a.s., STRABAG a.s., HOCHTIEF Infrastructure GmbH a Züblin Aktiengesellschaft. Projektovou dokumentaci pro realizaci dodává společnost METROPROJEKT Praha a.s.. Úsek v podzemí je tvořen dvěma stanicemi, mezistaničním tunelovým úsekem, odstavnými a větracími tunely, propojovacím tunelem k trase C a hloubenými vestibuly na povrchu. Tunely jsou raženy observační metodou s velkým důrazem na kotvení čelby, zlepšováním parametrů horninového prostředí prostřednictvím tlakových chemických injektáží a s tuhým primárním ostěním pro minimalizaci deformací horninového prostředí. Realizuje se jako první z důvodu své složitosti a přítomnosti významného přestupního uzlu na trasu C. Jde o náročné technické řešení, čemuž odpovídá i doba realizace přibližně 7 let.

Výše uvedená náročnost platí i pro stanici Olbrachtova. Ta je objemem obestavěného prostoru jednou z nejmenších. Jde o atypickou dvoulodní stanici vedenou v oblouku v obtížných geotechnických poměrech pod městskou zástavbou.



Obrázek 1: situace stanice Olbrachtova

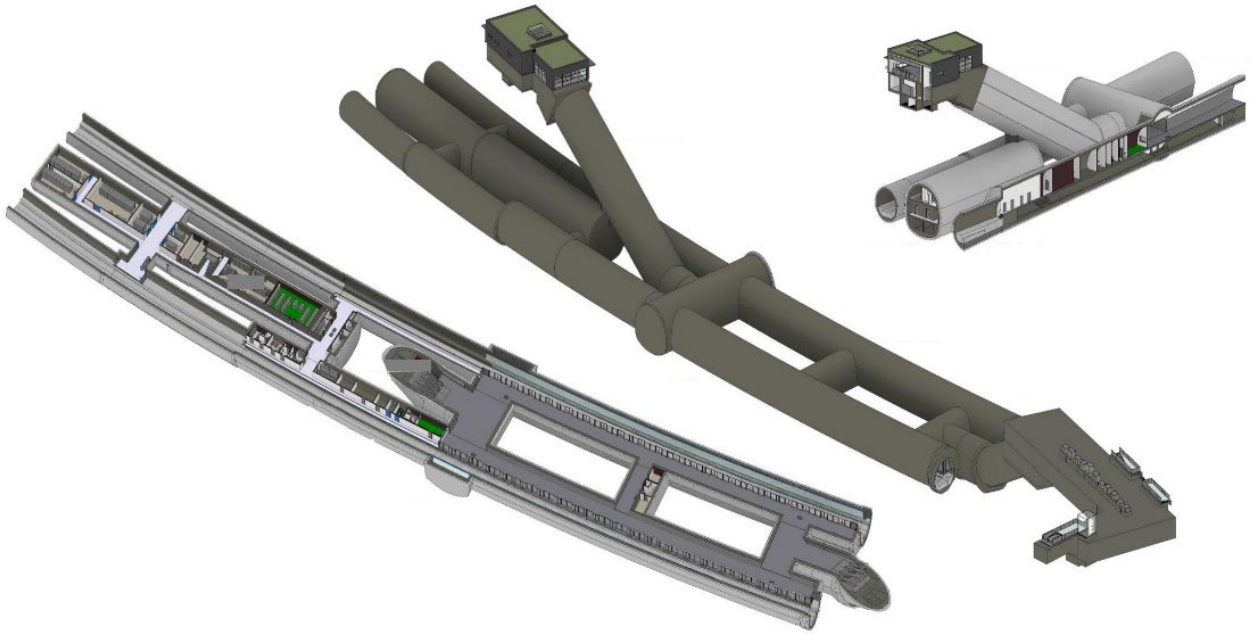
2. STANICE S PRACOVNÍM NÁZVEM OLBRACHTOVA

Stanice je umístěna pod ulicí Na Strži v úseku mezi křižovatkami s ulicemi Jeremenkova, Olbrachtova a, Antala Staška. V úrovni nástupiště je ražená a dělí se na veřejnou a technickou část. Veřejné prostory

tvoří dva samostatné staniční tunely, propojené na koncích nástupišť a ve středu stanice příčnými chodbami. Technická část se skládá ze dvou tunelů navazujících na staniční tunely a mezi ně vložený technologický tunel. Na povrchu má stanice severní vestibul v blízkosti křižovatky ulic Olbrachtova a Na Strži a jižní vestibul přímo pod ulicí Na Strži u křižovatky s ulicí Antala Staška. Oba vestibuly jsou s podzemní částí stanice propojeny eskalátorovými tunely.

2.1 TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

Stanice Olbrachtova jejíž nástupiště je situováno v hloubce 27 metrů bude po svém dokončení jedinou raženou stanicí Pražského metra v oblouku. Poloměr pravé koleje je 826 m a poloměr levé koleje je 800 m. Nástupiště svým charakterem připomíná stanice s oddělenými bočními nástupišti. Díky bezkoliznímu přístupu cestujících na obě nástupiště odpovídá stanicím s ostrovním nástupištěm. Celková délka stanice činí 223 m a je umístěna 31metrů hluboko. Z toho nástupiště má délku 100 m. Staniční tunely mají šířku výrubu 10,6 m, výšku 9,2 m a plochu výrubu pouhých 89 m^2. Toto řešení má dva důvody. První je malé budoucí vytížení stanice cestujícími díky blízkosti stanic metra Pankrác a Budějovická. Dalším jsou nepříznivé geologické poměry (bohdalecké břidlice), které neumožňují realizaci velkorozměrových výrubů typu jednolodních stanic s blízkostí povrchové zástavby (obrázek 2). Do příčných chodeb na koncích nástupiště jsou zaústěny výstupy ze stanice.



Obrázek 2: 3D model stanice Olbrachtova

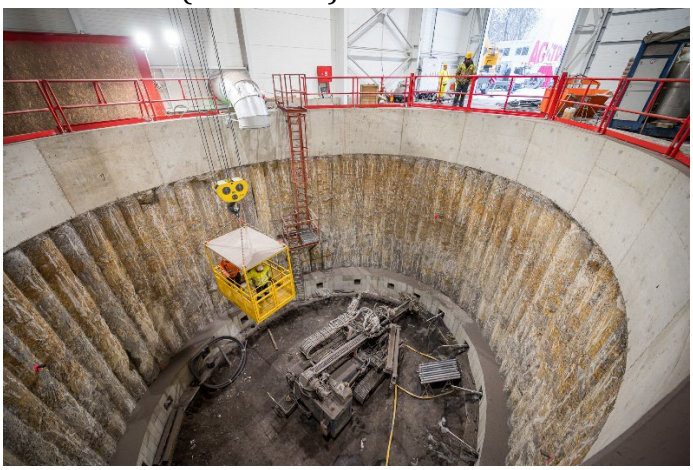
3. POSTUP VÝSTAVBY RAŽENÉ ČÁSTI STANICE OLBRACHTOVA

Klíčovým objektem pro realizaci podzemní části je šachta pro výstavbu stanice. Šachta je jediný přístup pro provádění většiny prací v podzemí, včetně svislého přesunu rubaniny, materiálu, pracovníků a mechanizace. V její blízkosti se nachází obytné objekty. Proto byla nad šachtou smontována hala o rozměrech 27,5 m x 15,1 m na portálový jeřáb s nosností 40 t. Hala slouží zejména jako protihlukové a protiprašné opatření. K tomuto účelu bude sloužit až do konce montáže technologií.

3.1 ŠACHTA PRO VÝSTAVBU STANICE

Celková hloubka šachty je 34,4 m. Prvních 15 m pod povrchem je zajištěno převrtávanými pilotami (obrázek 3). Šachta se pod úrovní pilot atypicky postupně rozšiřuje, aby se její statické působení správně rozložilo na zesílené pilíře primárního ostění všech 5-ti navazujících podzemních děl. Těmi jsou propojovací tunel sever východní a západní část, oba staniční tunely a eskalátorový tunel sever. Ode dna pilot je šachta zajištěna kombinací ostění ze stříkaného betonu s KARI sítěmi a příhradovými rámy, společně s masivním jehlováním a radiálním kotvením. Hloubka jednoho záběru obsahujícího všechny

tyto prvky je 1 m. Náročnost výstavby stanice spočívala zejména v nutnosti neustálé výměny strojní mechanizace mezi povrchem a podzemím pro každou pracovní operaci v jednotlivém záběru z důvodu malých rozměrů šachty. Šachta byla zahájena vrtáním pilot v červenci roku 2022 dokončena na konci května roku 2023. Následně byla zasypána po úroveň dna horní části výrubu rozrážek propojovacího tunelu sever (obrázek 4).



Obrázek 1: vrtání lanových kotev v šachtě pro výstavbu stanice uvnitř protihlukové haly



Obrázek 4: rozrážka propojky sever ze šachty pro výstavbu stanice

3.2 STANICE

Jako první byl ražený propojovací tunel sever profilu 118 m^2. Tento tunel byl dle zastižených podmínek realizován v technologické třídě TT5c. V této třídě je tunel horizontálně rozdělen na sedm dílčích výrubů. Ražba této části probíhala do června roku 2023.

Zároveň s ražbou propojovacího tunelu sever byly realizovány i krátké zarážky staničních tunelů směr Pankrác. Tím byla zabezpečena prorážka staničních tunelů ražených od Pankráce. Po dokončení ražby propojovacího tunelu sever byla v říjnu 2024 zahájena ražba levého staničního tulenu směr Krč a v listopadu pravého staničního tunelu směr Krč. Ražba obou tunelů probíhala dle zastižených podmínek nejdříve technologické třídě TT5c s dělením výrubu na sedm dílčích profilů. Následně díky zlepšení zastižených geotechnických podmínek přešla ražba na obou tunelech do technologické třídy výrubu TT5b s dělením na 5 dílčích profilů.

Díky tomu se zjednodušil a zrychlil postup ražeb, zjednodušila logistika a zvětšil prostor pro odstavení strojní mechanizace. Nezbytnou součástí ražeb bylo kontinuální zajišťování a zlepšování bezprostředního okolí díla chemickou injektáží silikátovou pryskyřicí DSI Underground Mineral Bolt. Předpolí výrubu bylo zlepšováno tlakově chemicky injektovanými čelbovými kotevními tyčemi s opakováním po 4 metrech. Každé dva metry byl dále realizován jehlový deštník s chemickou tlakovou injektáží. V každém záběru byly chemicky injektované radiální svorníky. Takto upravené horninové prostředí zvýšilo stabilitu výrubu, výrazně omezilo přítoky do podzemí. Díky tomu došlo k redukci sedání nadzemní zástavby. Ražba obou tunelů probíhala současně, tak aby v jednom probíhalo strojní rozpojování a ve druhém se vystrojoval a stabilizoval výrub. Úzkým hrdlem pro zásobování byla svislá těžní šachta. Pro příklad jenom rubaniny bylo přes 35 000 m^3.

Během ražeb staničních tunelů, byla zahájena současně ražba propojky střed, s příčným profilem 73 m^2. Nově vyražený objekt znamenal vítanou možnost pro deponování materiálu potřebného pro ražby. Po vyražení staničních tunelů byly definitivně zajištěny jejich čelby v místě budoucí prorážky traťových tunelů. Práce na levém a pravém staničním tunelu trvaly od října 2023 do září 2024. Po dokončení ražeb staničních tunelů byla realizována i propojka jih, která je navíc doplněna o propojení s jižním eskalátorovým tunelem (obrázek 5). V těchto místech se oproti předpokladu z ražby staničních tunelů objevila při dobírání protiklenby vodorovné části eskalátorového tunelu velmi tvrdá břidlice. Mechanické rozpojování zde trvalo pětkrát déle.

Při dokončování ražeb byly zahájeny práce na hydroizolaci a sekundárním ostění staničních tunelů i tunelových propojek. Hydroizolační systém tvoří ochranná geotextilie 800 g/m^2, měkčená PVC fólie tl. 3 mm se signální vrstvou, spárové pásy svislé i vodorovné na stycích jednotlivých bloků a pracovních spár. Součástí je i pojistný injektážní systém. Klenba je vyztužena obloukovými příhradovými rámy Bretex se

dvěma vrstvami KARI sítí 150 × 150/8 × 8 mm doplněná o příložky. Beton klenby je třídy C 30/37 XC1 tloušťky 500 mm.

Budoucí technologické centrum zajišťující napájení, provoz a bezpečnost stanice se nachází mezi neveřejnou částí staničních tunelů směr Pankrác. Technologický tunel (TGT) se dělí na velký profil se třemi podlažími a malý profil se dvěma podlažími. Celý tunel se razil z propojky sever technologického tunelu (obrázek 6) poté co naběhla dostatečná pevnost sekundárního ostění obou přilehlých staničních tunelů. Razilo se na obě strany najednou. Veškeré ražby proběhly v technologické třídě výrubu TT5c se svisle členěnou kalotou. Se svými 124 m² raženého profilu byl velký profil největším raženým objektem stanice. Ražba byla dokončena v říjnu roku 2025 a od té doby až doposud (03/2026) se provádí izolace a sekundární ostění.



Obrázek 5: geodetické zaměřování příhradových rámů ve dně



Obrázek 6: vrtání čelbových kotev v technologickém tunelu propojky jih stanice

3.3 ESKALÁTOROVÉ TUNELY JIH A SEVER

Oba eskalátorové tunely byly raženy převážně úpadně, ve sklonu 30 stupňů. Eskalátorový tunel jih má ražený profil 81 m², šikmá část je dlouhá 37 metrů a vodorovná 18 metrů. Razí se ze dna podzemního vestibulu jih a bude osazen trojicí eskalátorů. Eskalátorový tunel sever je delší a s větším výrubem. Razí se ze dna povrchového vestibulu, šikmá část dosahuje délky 49 metrů a má profil výrubu 102 m². Mimo trojici eskalátorů bude vybaven i šikmým výtahem (bezbariérový přístupu do stanice).

Ražby obou eskalátorových tunelů byly zahájeny v technologické třídě TT5c se svisle členěnou kalotou. S narůstajícím nadložím a zlepšujícími se geotechnickými podmínkami přešly ražby do třídy výrubu TT5b bez svislého členění kaloty. Pro jižní eskalátorový tunel byla logistika navržena v podobě plošiny pro dopravu mechanizace i materiálu jedoucí po kolejích, pro severní tunely byl naopak zvolen hřeblový dopravník Ostroj TH 502-M odtěžující rubaninu. Způsob těžby bagrem přímo na hřeblový dopravník se ukázal jako efektivnější. Severní eskalátorový tunel byl v prvních metrech zajištěn dvouřadým mikropilotovým deštníkem. Zde byla poprvé v České republice použita technologie spojování mikropilot mechanickým slisováním (DSI).

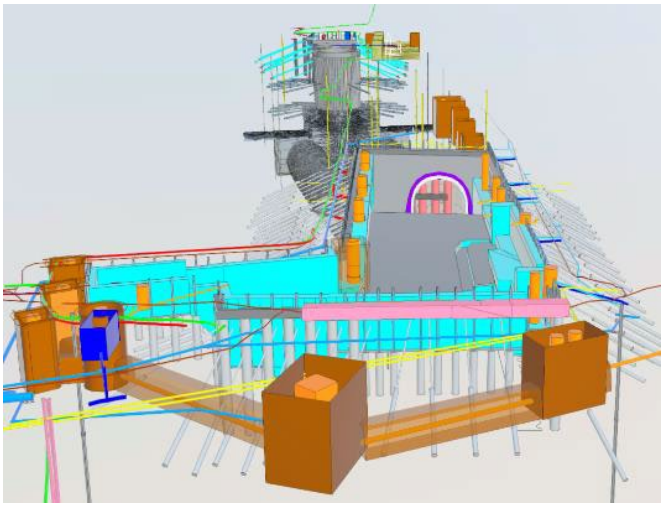
Ražba šikmé části jižního eskalátorového tunelu byla započata v únoru a dokončena v prosinci roku 2024. Sekundární ostění bylo dokončeno v srpnu roku 2025. Systém izolace a sekundárního ostění obou eskalátorů je obdobný jako ve stanici. Ražba severního eskalátorového tunelu byla zahájena v září 2024 a dokončena v září 2025 včetně svislého propojovacího krčku do technologického tunelu.

Při ražbě obou eskalátorových tunelů byla vodorovná část ze stanice a přilehlá šikmá část opěří a dna vyražena protiražbou ze stanice, což se ukázalo jako výrazně efektivnější a rychlejší. Předpoklad dokončení práce na sekundárním ostění severního eskalátorového tunelu je v červnu 2026.

3.4 HLOUBENÉ VESTIBULY

Zároveň s realizací stanice probíhaly i práce v oblasti obou vestibulů stanice. Byly doprovázeny nutnými protihlukovými opatřeními z důvodu blízkosti obytné zástavby. Skládají se zejména z protihlukových stěn, bariér a zvukově pohltivých obkladů, měření hluku a organizačních opatření pro hlučnější práce.

Jižní vestibul byl hlouben v místě ulice Na Strži. Proto se nejprve provedli přeložky inženýrských sítí (obrázek 7). To bylo společně se zahájením stavby od dubna 2022. Dle hloubky se postupně překládali optické sdělovací sítě, metalické kabely řízení světelné signalizace, veřejné osvětlení, elektrické nízkonapěťové kabely, silové kabely 22 kV, ražené kanalizace DN600/1100, nízkotlaké potrubí plynovodu, vodovodní potrubí i veškeré přípojky těchto sítí do nemovitostí. Část přeložek nutná pro zahájení prací na vestibulu byla dokončena přibližně po 14-ti měsících v červnu roku 2023. Celkem bylo provedeno téměř 30 objektů přeložek v přibližně v 80-ti etapách. Poslední přeložky byly provedeny společně s dokončením hrubých konstrukcí vestibulu na konci roku 2025.

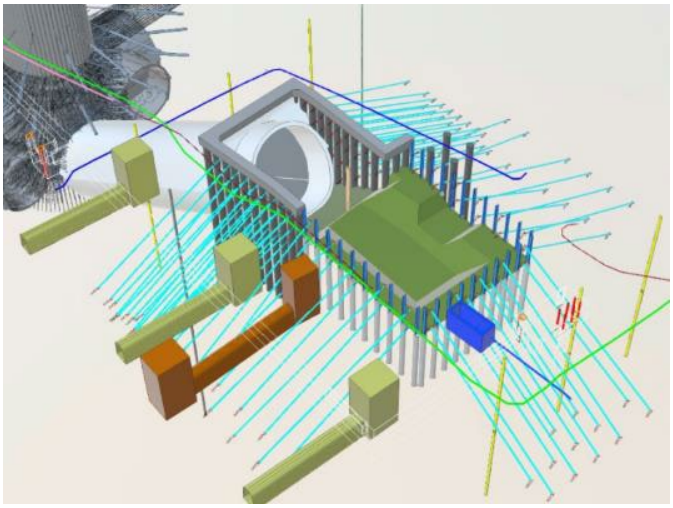


Obrázek 7: 3D model jižního vestibulu včetně všech nutných inženýrských sítí



Obrázek 8: Pohled z dronu do jámy jižního vestibulu přeložek s protihlukovými stěnami při bourání pilot jižního vestibulu v prostoru portálu eskalátorového tunelu jih

Práce na jižním vestibulu byly zahájeny v polovině roku 2023 realizací vrtaných pilot. Jáma pro vestibul zabírá kompletní šíři jízdních pruhů ulice Na Strži, která musela být zcela uzavřena na 36 měsíců. Prvky zajištění stavební jámy tvoří železobetonové piloty průměru od 600 mm do 1200 mm a zápory od HEB 120 po IPN 300, doplněné o hlavový trám na pilotách a převázky s lanovými kotvami ve dvou až třech kotevních úrovních. Zemní práce na vestibulu pak trvali od září roku 2023 do června roku 2024 (obrázek 8). Následovaly práce na podkladních vrstvách hydroizolací, izolace, definitivní železobetonové konstrukce a zároveň v jedné části i ražba eskalátorového tunelu jih. To vše společně s vozovkou a chodníky bylo dokončeno v prosinci roku 2025 bez časového zpoždění.



Obrázek 9: 3D model severního vestibulu včetně všech nutných přeložek a přípojek inženýrských sítí



Obrázek 10: pohled z dronu do jámy severního vestibulu se zvukově pohltivým obkladem na protihlukových bariérách při injektování mikropilotového deštníku eskalátorového tunelu sever

Severní vestibul se nachází na stejném zařízení staveniště jako šachta pro výstavbu stanice. V předstihu v roce 2022 kvůli hluku proběhlo zajištění stěn stavební jámy vrtanými železobetonovými pilotami průměru 900 mm a ocelovými záporami IPE 330. Ostatní zajišťovací prvky byly obdobné jako u jižního vestibulu (obrázek 9) Zemní práce byly zahájeny až v březnu roku 2024 po uvolnění části prostoru staveniště na povrchu. Tento prostor před tím sloužil pro skladování při hloubení šachty pro výstavbu stanice a rozražení propojovacího tunelu sever. Zemní práce byly dokončeny v srpnu roku 2024 a poté byla zahájena ražba eskalátorového tunelu sever (obrázek 10). Po dokončení definitivních konstrukcí eskalátorového tunelu budou v květnu roku 2026 pokračovat práce na podkladních betonech, hydroizolacích a nosných železobetonových konstrukcích.

4. GEOTECHNICKÝ MONITORING

Komplexní geotechnický monitoring a pasportizaci stavby prvního úseku metra I.D Pankrác – Olbrachtova zajišťuje sdružení „Krtek D monitoring," jehož vedoucím společníkem je firma SG Geotechnika a.s. se společnostmi INSET s.r.o., GeoTec-GS a.s. a PUDIS a.s.. Geotechnický monitoring je realizován z důvodu vysoké technické složitosti podzemního díla a jeho umístění v hustě zastavěném městském prostředí v kombinaci s obtížnými geologickými podmínkami. Monitoring pokrývá jak podzemní části (samotné ražby tunelů a kontrolu primárního ostění), tak horninové prostředí, povrchové objekty, stavební jámy vestibulů a inženýrské sítě v zóně vlivu stavby. Hlavním cílem je průběžné ověřování návrhových předpokladů, kontrola bezpečnosti výstavby a včasná identifikace rizikových deformací konstrukcí i okolního prostředí.

4.1. GEOLOGICKÉ PODMÍNKY

Staniční tunely Olbrachtova byly raženy v horninovém prostředí tvořeném ordovickými břidlicemi bohdaleckého souvrství. Ty jsou místy výrazně tektonicky porušené a vyskytují se v různém stupni zvětrání, což se projevuje zhoršenými mechanickými vlastnostmi horninového masivu. Skalní podloží je překryto kvartérními sedimenty a vrstvou antropogenních navážek, které byly zastiženy zejména v hloubených částech vestibulů a částečně i v eskalátorových tunelech.

Kvartérní pokryv tvoří především sedimenty Pankrácké terasy, reprezentované zeminami od hlinitopísčitých až po štěrkopísky. Nadloží tunelu dosahuje přibližně 24 m, přičemž mocnost antropogenních sedimentů je kolem 1,5 m a fluviálních zemin přibližně 6 m. Na rozhraní Pankrácké terasy a bohdaleckého souvrství se nachází hladina podzemní vody.

Tunely jsou raženy observační metodou s velkým důrazem na kotvení čelby, zlepšováním parametrů horninového prostředí prostřednictvím tlakových chemických injektáží a s tuhým primárním ostěním pro minimalizaci deformací horninového prostředí. Během ražeb byla v podzemí systematicky prováděna podrobná inženýrskogeologická dokumentace výrubu doplněná fotodokumentací a geotechnickým pasportem. Ten obsahoval nákres čelby, textový záznam zjištěných skutečností, hodnocení kvality horninového masivu podle klasifikace QTS a doporučení k případným technologickým opatřením pro další postup ražby. Dokumentace byla zpracovávána pro každý stavební krok.

V průběhu ražeb byly zastiženy břidlice proměnlivé kvality, od relativně zdravých hornin (pevnostní třídy R3–R4) až po výrazně tektonicky porušené polohy (pevnostní třídy R5, místy až R6), přičemž tyto typy hornin se podél trasy tunelů často střídaly.

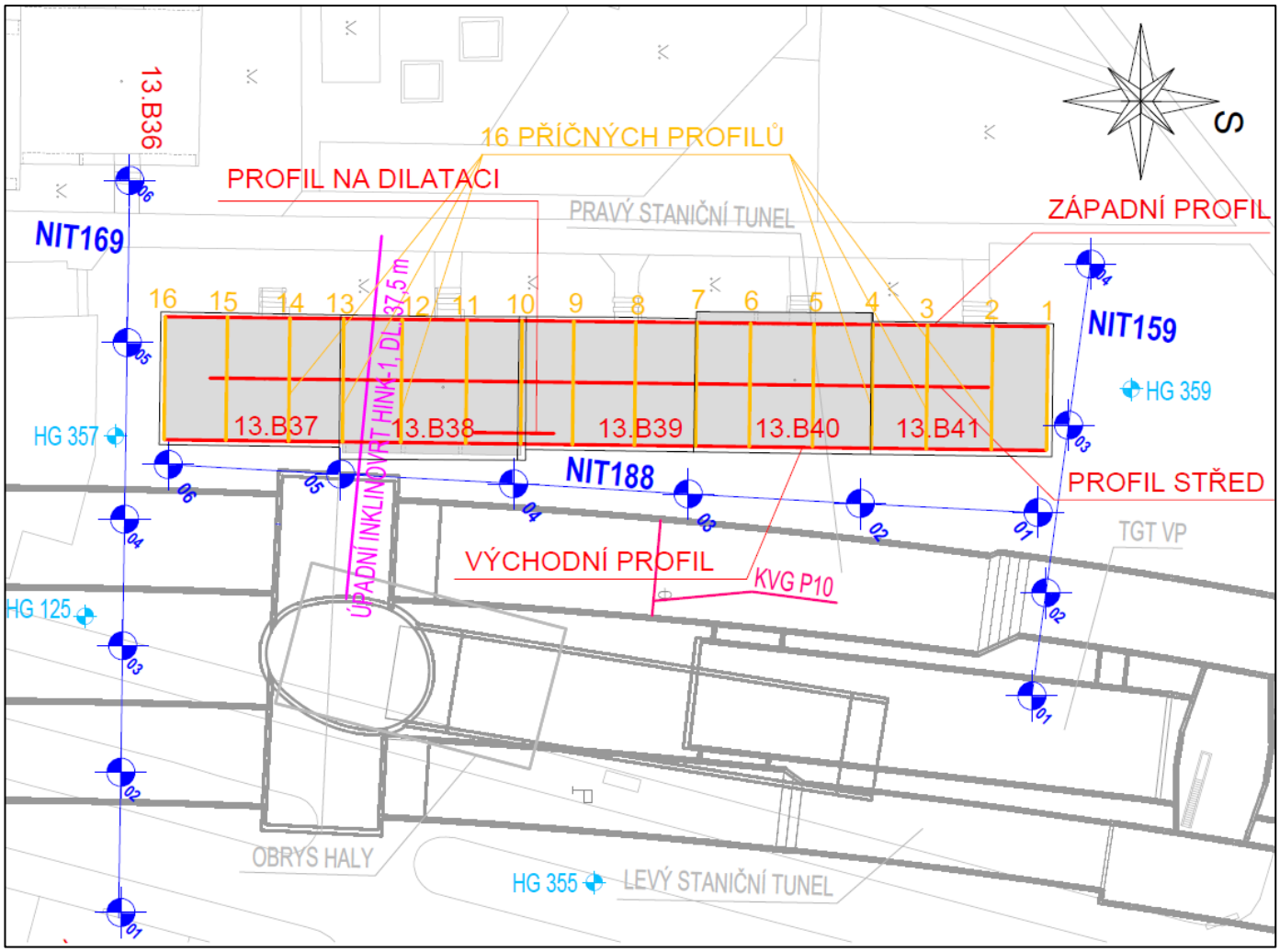
4.2. MĚŘENÍ

Jednou z hlavních činností monitoringu v podzemí je sledování chování výrubu a primárního ostění bezprostředně po vyražení díla. Toto chování je sledováno geodeticky ve třech rozměrech pomocí tzv. konvergenčního měření. Konvergenční profily mají v závislosti na velikosti příčného profilu výrubu různý počet měřicích bodů, zpravidla od 3 bodů (např. u propojky VZT) až po 9 bodů (u staničních tunelů velkého profilu, eskalátorového tunelu sever - ETS, propojky sever a tunelu TGT). V podzemí bylo rovněž sledováno napětí v primárním ostění. Měření bylo prováděno pomocí tenzometrů, které byly instalovány ve dvojicích v rubu a líci primárního ostění v tangenciálním směru. Maximální naměřené hodnoty napětí dosahovaly přibližně 25 MPa, a to jak v tlaku, tak v tahu.

Objekty na povrchu v zóně ovlivnění stavbou byly sledovány nivelační metodou, u vybraných objektů rovněž trigonometrickým měřením. Vývoj sedání v důsledku realizace stavby byl převážně příznivý a ve většině případů se pohyboval pod statikem stanovenými kritérii varovných stavů (VS), přičemž celkové hodnoty sedání dosahovaly přibližně do 10 mm.

Specifickou skupinu objektů v zóně ovlivnění představovaly bytové domy (BD) Kovařovicova (13.B37 až 13.B41), u nichž byl zaznamenán mírně odlišný průběh deformačního vývoje. Jedná se o obytné panelové domy z počátku 70. let s jedním technickým suterénem a osmi nadzemními podlažími, realizované systémem prefabrikovaných velkoplošných panelů. Nosná konstrukce je po jednotlivých podlažích kloubově spojovaná, přičemž kritickým místem mohou být spoje mezi jednotlivými prefabrikovanými dílci. U tohoto typu konstrukčního systému může při selhání jednoho nosného prvku dojít k řetězovému porušení části konstrukce, tzv. progresivnímu kolapsu a nastat částečné nebo i celé zřícení budovy (viz případy z Anglie či Francie). Tyto konstrukční systémy jsou proto zvláště citlivé na nerovnoměrné sedání základů, které může vznikat v důsledku podzemních stavebních činností. Z tohoto důvodu byla v objektech a blízkém okolí instalována rozsáhlá instrumentace geotechnického monitoringu a nastaveny velmi přísné varovné stavy na rovnoměrné i nerovnoměrné sedání objektu.

Objekty byly ve vrcholné fázi sledovány pomocí nivelace základů v exteriéru i interiéru, trigonometrického měření, dále soustavou deformometrů a tiltmetrů pracujících v automatickém režimu pomocí ASD čidel. V blízkosti objektů byly současně sledovány poklesy terénu ve dvou příčných profilech (NIT 169 a NIT 159) a jednom podélném profilu (NIT 188). Pro kontrolu deformací v podzákladí byl navíc ze severní propojky instalován subhorizontální inklinometrický vrt (obrázek 11).



Obrázek 12: Přehled osazených niv. profilů na objektech BD Kovařovicova (13.B37-13.B41)

4.3. VÝSLEDKY

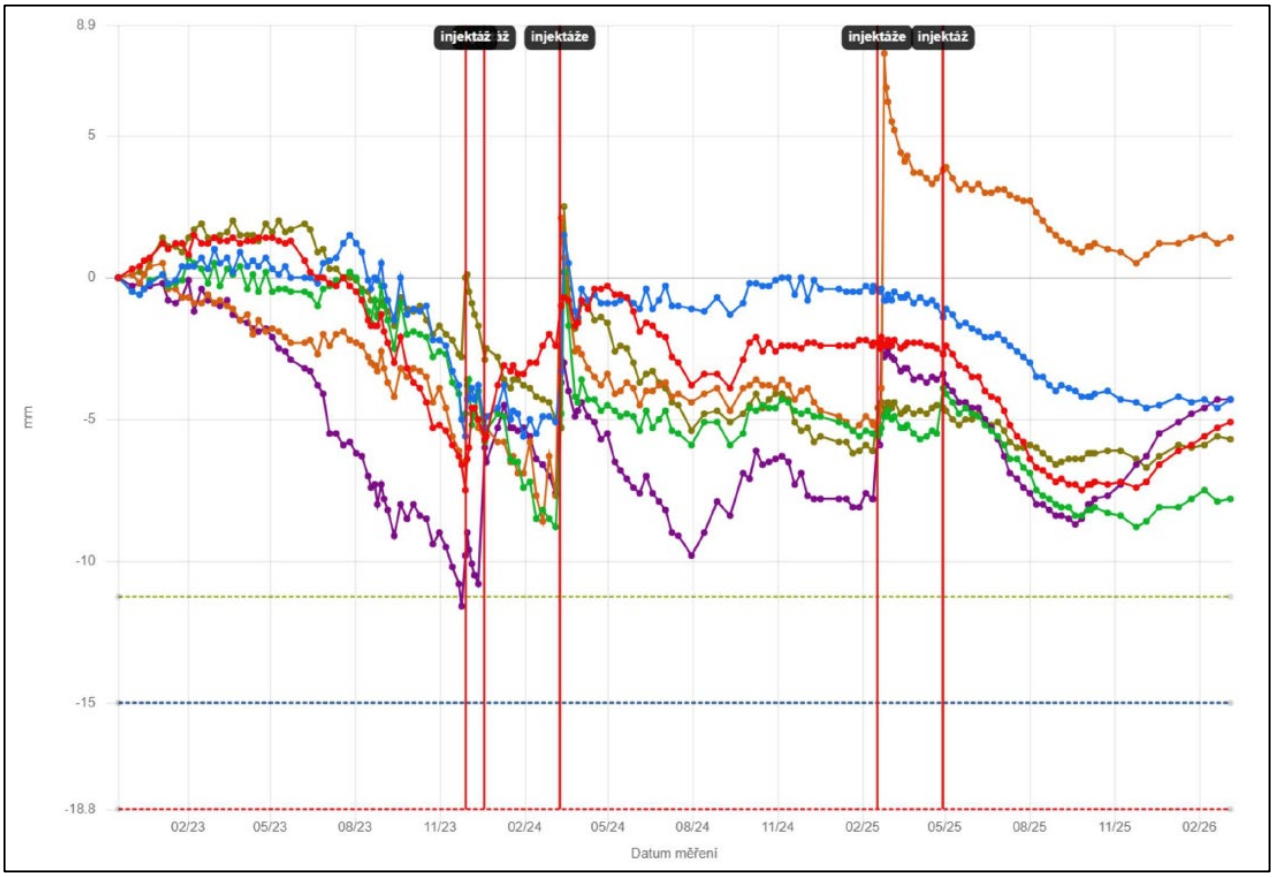
Obecně lze konstatovat, že vývoj deformací výrubu (primárního ostění), zejména z hlediska konvergenčních měření, byl příznivý. Svislé i příčné deformace se ve většině případů ustalovaly pod stanovenými kritérii varovných stavů (VS). Pouze na několika profilech došlo k překročení 1. VS, například na profilu KVG P10, jehož poloha je znázorněna na obrázku 11.

Z výsledků sledování BD Kovařovicova vyplývá, že deformace základů zůstávaly po většinu času v příznivých hodnotách, a to i přes velmi přísně stanovené limity sedání A = 10 mm a pro nerovnoměrné sedání A = 1:1667. Tyto limity byly stanoveny na základě expertního posudku pro určení přípustných hodnot deformačních charakteristik a odpovídá stupni 2 – mírnějšímu porušení s malými škodami, při kterém není snížena bezpečnost objektu, avšak může docházet k omezenému vzniku poruch. Lokálně bylo zaznamenáno překročení varovných stavů. Pro udržení deformací pod stanovenými limity byly během výstavby z podzemí realizovány kompenzační tlakové injektáže organicko-minerálními pryskyřicemi směrem k objektům BD Kovařovicova. První série proběhly v období listopad–prosinec 2023 a následně nejrozsáhlejší etapa v březnu 2024, doplněné průběžnými injektážemi menšího rozsahu při kontinuální ražbě. Další byly provedeny také v únoru 2025 a na přelomu dubna a května 2025.

To opakovaně vedlo ke zlepšení deformačního vývoje a k částečnému výzdvihu objektů. S pokračující ražbou staničních a eskalátorových tunelů docházelo k dalším pozvolným deformacím, což je u podzemní výstavby v měkkých plastických horninách očekávaný jev. Po jednotlivých etapách injektáží bylo zaznamenáno lokální nadzvednutí terénu o několik milimetrů, po němž následovalo postupné uklidnění.

Pro správné řízení injektáží sloužila i robustní síť ASD čidel. Automatická měření s hodinovým, případně desetiminutovým intervalem odečtů umožňovala sledovat a rychle vyhodnocovat reakce objektů na prováděné injektáže (průběžné i kompenzační) a operativně řídit množství i tlak. ASD čidly se sledovala i odezva konstrukce na vnější podmínky, jako jsou změny teploty či zatížení větrem.

Inovativním prvkem monitoringu bylo propojení standartních geodetických metod s automatickými systémy, zejména náklonoměry (tiltmetry), které umožňují průběžně sledovat chování konstrukce. Data z těchto zařízení slouží k hodnocení nerovnoměrného sedání mezi jednotlivými geodetickými měřeními a na jejich základě lze vytvářet tzv. poklesové linie, které jsou následně porovnávány s geodetickými výsledky a umožňují sledovat reakci konstrukce objektů téměř v reálném čase během významných podzemních stavebních činností, včetně prezentace výsledků formou animovaných grafů. Ty jsou k dispozici účastníkům výstavby odpovědným za bezpečné provádění ražeb ovlivňujících okolní objekty.



Graf 1: vývoj příčného posunu (sedání) v profilu NIT 188 s vyznačením kompenzačních tlakových injektáží

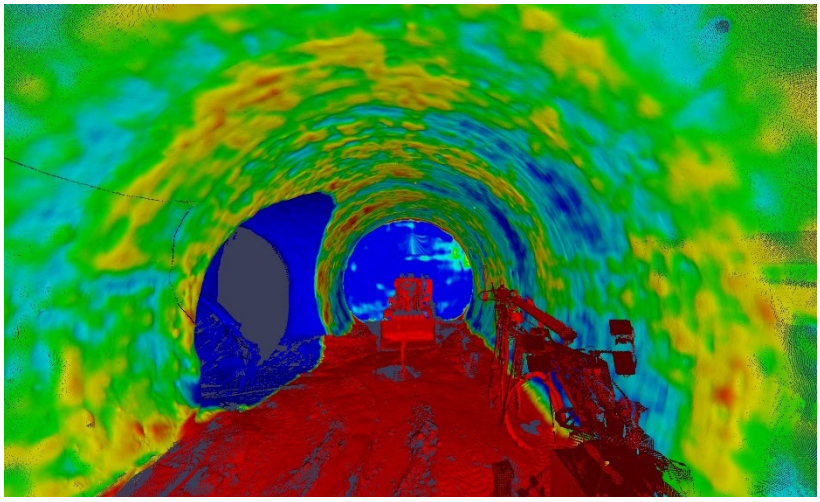
4.4. VYHODNOCENÍ

Z aktuálního vyhodnocení všech sledovaných veličin po dokončení ražeb vyplývá postupné uklidnění deformačního vývoje objektů BD Kovařovicova. Monitoring objektů nicméně nadále pokračuje, a to v redukovaném rozsahu sledovaných bodů a v upravených intervalech měření s ohledem na probíhající dokončovací práce na sekundárním ostění. I výsledky vyhodnocení nerovnoměrného sedání jsou v tomto ohledu příznivé, neboť nenaznačují vznik nepříznivých deformací ani negativních dopadů na konstrukci objektu.

5. ZKUŠENOSTI S NASAZENÍM 3D TECHNOLOGIÍ

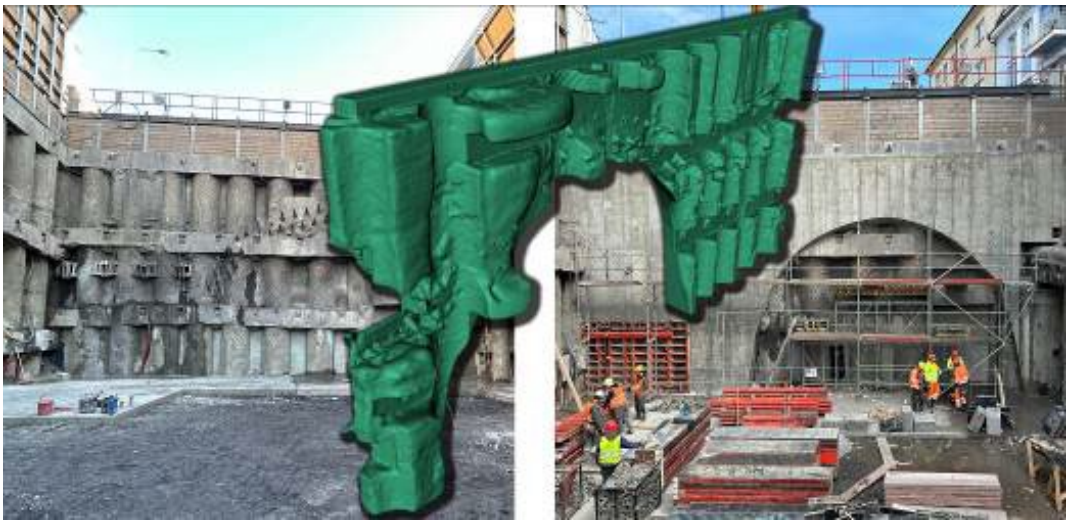
Na budoucí stanici Olbrachtova jsou od samého začátku k dispozici pokročilé možnosti, jak pružně pracovat s prostorovou koordinací projektu a situací na stavbě. Zároveň tyto technologie umožňují skutečné provedení komplexně zaznamenat bez nutnosti zbytečných prostojů. Tyto informace jsou soustředěny v interním společném datovém prostředí. Na jednom místě tak probíhá evidence připomínek a jejich sdílení.

V poslední dekádě jsou UAV (Unmanned Aerial Vehicle), jako například drony, dostupným prostředkem pro sběr dat na stavbách. Na zařízeních staveniště OL1 a OL2 probíhá periodické letecké snímkování, tvorba mračen bodů a ortofotomapy. Při letech UAV v hustě osídleném prostředí musí být dodržována přísná opatření. Výhody leteckého snímkování nejsou bezprostřední, projevují se až v delším časovém období. Ke konci roku 2025 bylo k dispozici 43 etap snímkování. Tímto způsobem se daří jednoduchou formou udržet přehled o vývoji stavby a dokladování jednotlivých stavů. Hojně využívanou metodou k přenosu informací do „digitálního dvojčete“ stavby je metoda pozemního laserového skenování. Od samého počátku projektu zajišťuje přesný záznam skutečnosti, ať už jako podklad k měření provedeného množství prací, nebo jako obraz provedených prací. Neustále aktuální prostorová data umožňují zrychlit rozhodovací procesy vedení projektu, zjistit libovolný skutečný rozměr a porovnat jej s projektovaným stavem (modelem - viz obrázek 12).



Obrázek 12: prohlídka pravého staničního tunelu ve 3D s barevným porovnáním primárního ostění a projektovaného stavu, barva znázorňuje velikost odlehlosti

Kombinace těchto dat pomáhá zpřesnit i výpočty objemů plánované betonáže, jako tomu bylo například v jižním vestibulu stanice. Železobetonová ztužující předstěna portálu byla vylita do jednostranného bednění tvořící líc betonovaného tělesa. Rub betonovaného tělesa byl velice složitě vytvarovaný pilotami, stříkaným betonem, převázkami, ztužujícími trámy a dalšími prvky zajištění jámy. Navíc zajištění jámy dostalo v průběhu výstavby změn oproti projektové dokumentaci. Namodelované těleso se skládalo z projektovaného líce, rub představovalo skutečné zaměření stěny před zabedněním (obrázek 13).



Obrázek 13: předstěna jižního eskalátorového tunelu – před betonáží, model tělesa a po betonáži

Před samotnou betonáží celé 9 m vysoké stěny tak byl znám její přesný objem, který se od projektovaného významně lišil. Tím se zamezilo neplánovanému prodloužení prací do pozdních nočních hodin. Obdobně se začíná tato metoda využívat pro výpočet a plánování betonáží jednotlivých bloků sekundárního ostění staničních i eskalátorových tunelů. Přednosti této metody vynikají zvláště ve složitých křížení, kde je porovnání a výpočet přesného objemu komplikovanější než v přímém úseku tunelu (obrázek 12).

6. ZHODNOCENÍ ZKUŠENOSTÍ Z VÝSTAVBY

Po čtyřech letech výstavby jsou úspěšně dokončeny ražby stanice i eskalátorových tunelů. Dokončeny jsou i železobetonové konstrukce jižního vestibulu. Zbývá dokončit sekundární ostění technologického tunelu, severní propojky a severního eskalátorového tunelu. Jak je patrné z výčtu doposud provedených prací na stanici Olbrachtova, jedná se o komplexní inženýrské dílo, které vyžaduje od všech účastníků

výstavby vysokou odbornost a inovativní postupy. Díky dobré součinnosti všech účastníků výstavby se i čtyři roky po zahájení díla stále daří provádět práce v souladu s harmonogramem.

Možná ještě důležitější je i vliv takto složité stavby na své okolí. Výsledky měření obecně potvrdily příznivé chování horninového masivu i konstrukcí, přičemž deformace se většinou pohybovaly pod úrovněmi varovných stavů. Tento průběh byl výsledkem vhodně projektantem navrženého postupu výstavby, jeho důsledného dodržování zhotovitelem, kvalitní inženýrské a projektové přípravy. Významnou roli sehrála také úzká spolupráce všech účastníků výstavby, mezi jejichž důležité nástroje pro řízení patřil geotechnický monitoring. Ten byl nepřetržitě prováděn po celou dobu výstavby a umožňoval pružně reagovat na chování horninového masivu, na případné deformace sledovaných objektů (na povrchu i v podzemí), anebo na hlukovou zátěž v oblasti. Tento přístup byl jedním ze základních předpokladů úspěšné realizace celého díla.

LITERATURA

BARTÁK, J.; PŘIBYL, P. *Tunely na pozemních komunikacích*; ČVUT Praha: Praha, 2011. (Reference pro knihu).

HRUBEŠOVÁ, E.; ALDORF, J.; JANAS, P. *Využití prostorových numerických modelů pro dimenzování protivýbuchových bezpečnostních hrází.* Tunel 2010, 19 (1), 46–49. (Reference pro článek).

ALDORF, J. *The influence of time-dependant deformation properties of concrete on load and loading capacity of support of underground working.* In Proceedings, Geomechanics 91 Hradec n. Moravicí; Rotterdam: Balkema, Ed.; 1992. (Reference pro příspěvek do sborníku konference).

Tunel. Praha: Česká tunelářská asociace ITA-AITES a Slovenská tunelárska asociácia ITA-AITES, 2014, 22(4), ISSN 1211 – 0728 (Časopis – celé číslo).

ITA AITES home page, [on-line], http://www.ita-aites.org/en/, 2015. (Webové stánky).

Česká agentura pro standardizaci: Koncepce BIM, [on-line], https://www.koncepcebim.cz/koncepce, 2023. (Webové stánky).

Leica Geosystem: Leica-RTC360-LT technický list, [on-line], https://leica-geosystems.com/-/media/files/leicageosystems/products/datasheets/leica-rtc360-lt-ds-897298-0422-en.ashx?la=en&hash=D7F9701C5E21DC4D707F99B2C638201F

MARTÍNEK, L, URBÁNEK, T..*; Projekt pro provedení stavby;* Výstavba trasy I. D metra v Praze - úsek Pankrác-Depo Písnice - Stavebně technologický celek, 2018

MARTÍNEK, L., URBÁNEK, T..*; Dokumentace provedení stavby;* Výstavba trasy I. D metra v Praze - úsek Pankrác-Depo Písnice - Stavebně technologický celek, 2022 a 2023

Ing. Václav Dohnálek
STRABAG a.s.
vaclav.dohnalek@strabag.com

Ing. Roman Lutišan
STRABAG a.s.
roman.lutisan@strabag.com

Ing. Štěpán Růžička
STRABAG a.s.
stepan.ruzicka@strabag.com

Daniel Horváth
SG Geotechnika a.s.
Daniel.Horvath@geotechnika.cz

Tomáš Urbánek
METROPROJEKT Praha a.s.
tomas.urbanek@metroprojekt.cz

TUNEL LÍBEZNICE – ZMĚNA KONCEPCE NÁVRHU V DŮSLEDKU ÚPRAVY NIVELETY VYSOKORYCHLOSTNÍ TRATI

M. Svoboda
SAGASTA s.r.o., Praha, Česká republika

ABSTRAKT: Projekt tunelu Líbeznice na vysokorychlostní trati RS4 Podřipsko (Praha-Balabenka – Lovosice) představuje významný krok v přípravě nové generace železniční infrastruktury v České republice. Tunel o délce 3 400 m je navrhován pro rychlosti do 250 km/h a je kompletně zpracován v prostředí BIM.

V průběhu projektových prací došlo k zásadní změně koncepce vyvolané požadavkem na minimalizaci zásahů do krajinného rázu a ochranu rekreačně hodnotného území v okolí Líbeznického potoka. Zahloubení nivelety vedlo k přechodu z původně mělce uloženého hloubeného a přesypaného tunelu (dl. 2 910 m) na kombinaci hloubeného tunelu budovaného v otevřené stavební jámě a raženého úseku o celkové délce 3 400 m. Tato úprava si vyžádala změny konstrukčního i technologického řešení, včetně navýšení počtu únikových objektů, úpravy systému odvodnění a optimalizace tvaru ostění.

1. ÚVOD

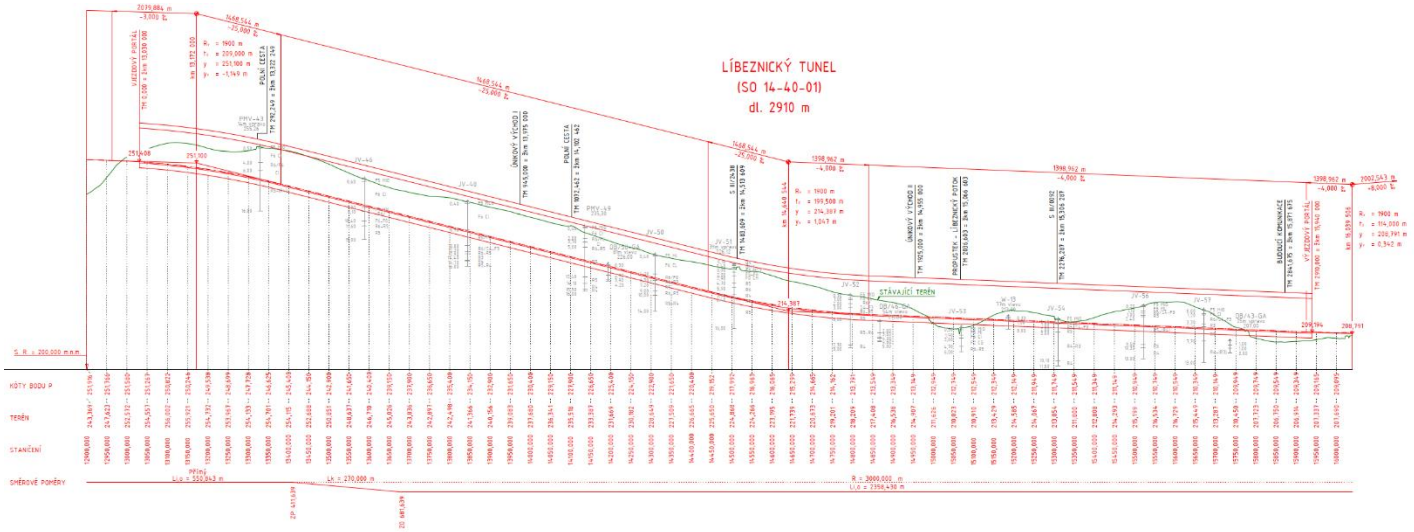
V České republice je plánována výstavba 5 úseků vysokorychlostních tratí (VRT) o celkové délce 768 km, z čehož je 483 km v projektové přípravě (zdroj Správa železnic, vrtky.cz). Společnost Sagasta s.r.o. zpracovává projektovou dokumentaci pro úsek RS1 VRT Moravská brána 0, Odbočka Rokytnice – Prosenice, v jehož trase jsou navrženy dva tunely – Čekyňský (délky 450 m) a Vinarský (délky 800 m). Současně se Sagasta jako subdodavatel společnosti Metroprojekt a.s. podílí na projektování tunelových staveb na úseku RS4 VRT Podřipsko, Praha-Balabenka – sjezd Lovosice. V tomto úseku jsou navrženy tunely Ledčice (délky 1 450 m) a Líbeznice, který s délkou 3 400 m představuje nejdelší tunel z uvedené čtveřice.

Předkládaný příspěvek je věnován tunelu Líbeznice, jehož návrh prošel v průběhu projektové přípravy zásadními koncepčními změnami. Projekt je zpracován metodou BIM.

2. VÝVOJ NÁVRHU A ZMĚNA TRASOVÁNÍ

Projekt tunelu Líbeznice byl v průběhu přípravy opakovaně upravován v návaznosti na změny trasování železniční trati. Nejvýznamnější změnou bylo zahloubení nivelety trati, jehož cílem bylo zachování rekreačně cenného území v okolí Líbeznického potoka. Tato úprava vyvolala řetězec dalších změn, zahrnujících prodloužení tunelu, změnu způsobu výstavby, navýšení počtu únikových objektů i úpravu tvaru konstrukce ostění.

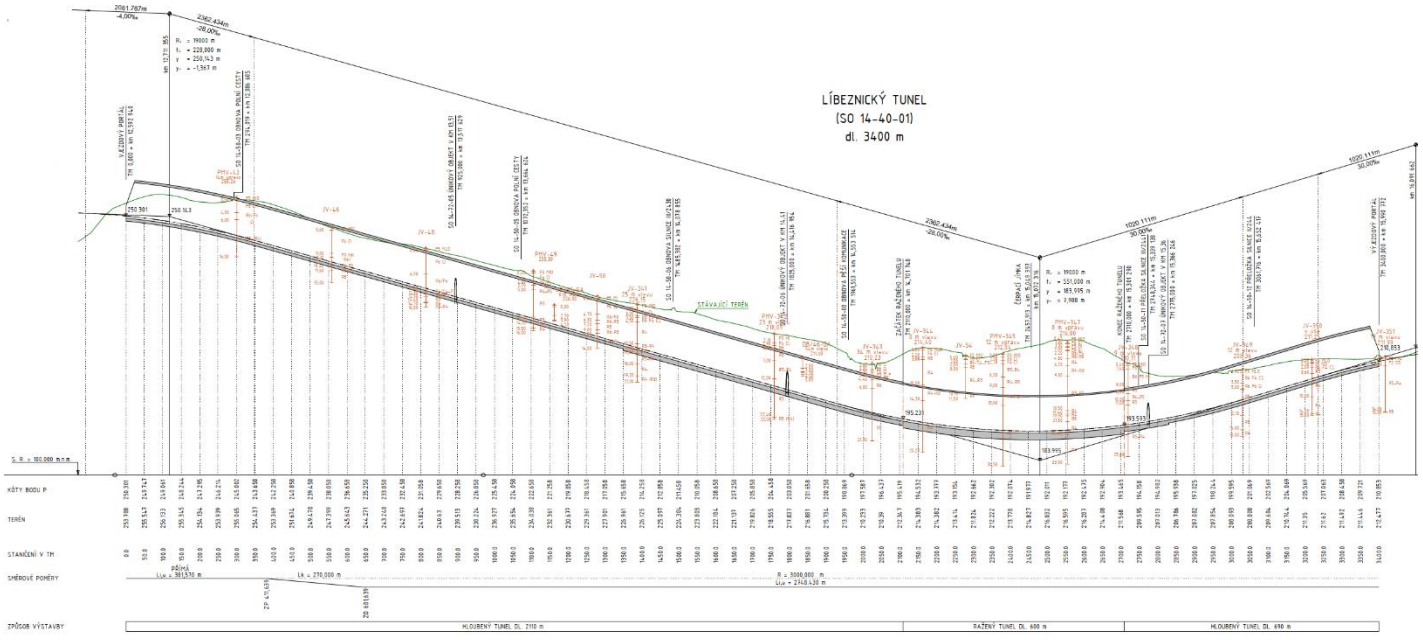
Původní návrh uvažoval tunel v celé délce jako hloubený, dvoukolejný, s rámovou železobetonovou konstrukcí velmi mělce založenou. Konstrukce ostění v celé délce vystupovala nad úroveň stávajícího terénu a na krátkém úseku byl tunel dokonce veden po náspu s propustkem pro Líbeznický potok. Maximální hloubka stavební jámy činila 9,0 m a celková délka tunelu byla 2 910 m. Ostění bylo v celé délce přesypáno vrstvou o minimální mocnosti 1,0 m. S ohledem na délku a dispoziční řešení byly navrženy dva únikové objekty. Směrové vedení tunelu bylo převážně v oblouku o poloměru 3 000 m, přičemž pouze úvodní úsek délky přibližně 381 m byl veden v přímé, následované přechodnicí délky 270 m. Výškové vedení trasy bylo po celé délce klesající ve směru staničení, což bylo výhodné z hlediska odvodnění.



Obrázek 1: Podélný řez – původního řešení

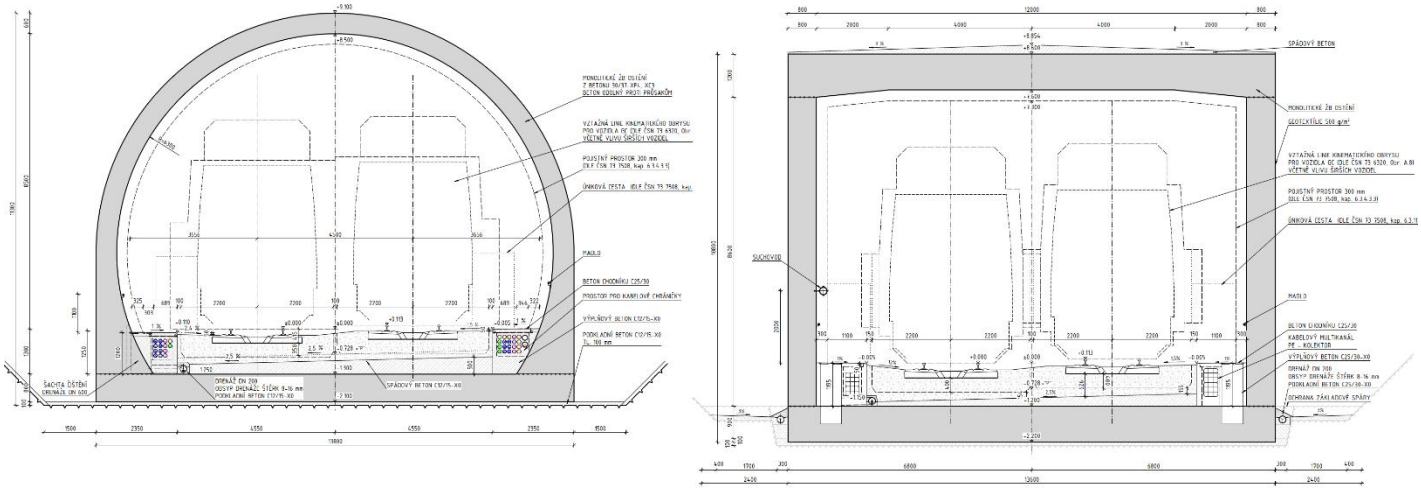
3. NOVÉ ŘEŠENÍ PO ZAHLOUBENÍ NIVELETY

Po posunutí nivelety v kritickém místě přibližně o 15 m níže došlo k zásadní změně koncepce stavby. Tunel byl prodloužen o 490 m na celkovou délku 3 400 m, z čehož vyplynul požadavek na přidání třetího únikového objektu. V nejnižším místě nové nivelety a s nejvyšším nadložím nad tunelem je navržen úsek ražený pomocí nové rakouské tunelovací metody (NRTM) v délce přibližně 600 m.



Obrázek 2: Podélný řez - nového řešení

Změna koncepce výstavby vedla i k úpravě konstrukčního řešení. Původní rámová konstrukce hloubeného tunelu byla nahrazena klenbovou konstrukcí na základové desce v hloubené části a uzavřenou klenbovou konstrukcí se spodní klenbou v ražené části. Niveleta kolejí je nově vedena v údolnicovém oblouku s nejnižším bodem přibližně ve třech čtvrtinách délky tunelu. Ražený úsek je navržen s uzavřenou tlakovou izolací bez bočních drenáží.



Obrázek 3: Vlevo- Vzorový příčný řez - nové řešení, vpravo - vzorový příčný řez - původní řešení

4. ODVODNĚNÍ A HYDROIZOLACE

Odvodnění kolejového lože je zajištěno vnitřní drenáží vedenou podél levého chodníku (ve směru staničení). Drenáž je přes čisticí šachty v únikovém chodníku svedena do retenční nádrže umístěné v nejnižším místě tunelu. Retenční nádrž je vybavena čerpadly, která umožňují v případě potřeby čerpání vody na povrch. Pro mimořádné události je navržena bezodtoká prefabrikovaná jímka umístěná pod plochou integrovaného záchranného systému u třetího únikového objektu. Kontaminovaná voda bude z této jímky odvážena k ekologické likvidaci. V běžném provozním režimu bude odváděna pouze zkondenzovaná voda, která nepředstavuje riziko pro životní prostředí a může být vypouštěna do okolní krajiny.

V hloubených částech tunelu je s ohledem na riziko poškození izolace při zásypech a na značnou tloušťku ostění (600 mm ve vrcholu klenby) použito ostění z vodonepropustného betonu. V ražené části je navržena klasická foliová hydroizolace s pojistným systémem.

5. HLOUBENÉ ČÁSTI TUNELU

Inženýrskogeologický průzkum prokázal složitou geologickou stavbu území. Při hloubení stavební jámy budou zastiženy zejména spraše a štěrky, ve větších hloubkách pak slínovce, pískovce a prachovce různého stupně zvětrání.

Stavební jáma hloubené části, s hloubkou v rozmezí 6 až 21 m, je vzhledem k umístění v extravilánu navržena jako svahovaná. Sklony svahů se liší podle zastižených geologických poměrů, sklon 3:1 je navržen v horninách proterozoika (prachovce a břidlice různého stupně zvětrání), sklon 1:1 v horninách křídy (slínovce) a sklon 1:2 v kvartérních pokryvech tvořených sprašemi jílovitého charakteru. Strmější svahy budou stabilizovány hřebíkováním a zajištěny vrstvou stříkaného betonu, zatímco kvartérní vrstvy budou chráněny protierozními rohožemi. Celkový objem výkopových prací, včetně stavebních jam únikových objektů, činí přibližně 1,1 mil. m^3, z čehož bude asi 750 tis. m^3 využito pro zpětné zásypy.

Konstrukce hloubeného tunelu je navržena s klenbou tloušťky 600 mm a základovou deskou tloušťky 900 mm, resp. 1 200 mm v závislosti na výšce nadloží a geotechnických podmínkách v základové spáře. Ostění je navrženo z betonu C30/37 odolného proti průsakům. Délka bloku betonáže činí 10 m. Portálové části jsou ukončeny zešikmeným portálovým blokem s parapetním límcem a žlabem za vnější hranou ostění.

6. RAŽENÁ ČÁST TUNELU

Ražená část tunelu o délce 600 m je situována v úseku, kde je výška nadloží u portálů minimálně 7,5 m, přičemž maximální výška nadloží dosahuje přibližně 14,7 m. Jsou navrženy čtyři technologické třídy

výrubu: TTV 4, TTV 5a, TTV 5b a TTV 5c. Těžší třídy výrubu jsou předpokládány v blízkosti portálů, zatímco TTV 4 je uvažována v převážné části raženého úseku v délce 420 m. Plocha příčného řezu raženého tunelu činí 145 m^2.

V TTV 4 je čelba rozdělena horizontálně na kalotu, jádro a dno, přičemž tunel je v celé délce navržen se spodní klenbou. V TTV 5a a TTV 5b je čelba rovněž horizontálně členěna, doplněna o čelní klín a aktivní podepření čelby pomocí podložek dotahovaných na IBO kotvách v čelbě. V nejtěžší třídě TTV 5c je kalota rozdělena vertikálně na dvě části. Tloušťka primárního ostění činí 250 mm v TTV 4 a 300 mm v třídách TTV 5a až TTV 5c.

Sekundární ostění ražené části je navrženo s horní klenbou tloušťky 350 mm ve vrcholu, s poloměrem 6 300 mm. Spodní klenba má proměnnou tloušťku, přičemž její maximální hodnota dosahuje 1 200 mm uprostřed profilu. Délka betonážního bloku sekundárního ostění je 10 m.

7. AERODYNAMIKA, BEZPEČNOST A TECHNOLOGICKÉ VYBAVENÍ

Návrh příčného řezu tunelu je významně ovlivněn aerodynamickými požadavky, neboť návrhová rychlost vlaků v tunelu činí 250 km/h. Je nutné zajistit dostatečný průřez pro omezení pístového efektu, zachování tlakového komfortu cestujících a minimalizaci rizika vzniku sonického třesku na portálech. Vzhledem ke koncepci vysokorychlostních tratí nejsou v tunelu zřizovány výklenky obvyklé u konvenčních železničních tunelů, s výjimkou prostoru pro retenční jímku.

Návrh byl komplikován i skutečností, že platnost české normy ČSN 73 7508 Železniční tunely je omezena na rychlosti do 160 km/h, a proto bylo nutné řadu otázek řešit ve spolupráci s profesními garanty Stavební správy vysokorychlostních tratí.

Z hlediska požární bezpečnosti je tunel vybaven třemi únikovými objekty rovnoměrně rozmístěnými po jeho délce. Každý objekt tvoří úniková chodba s místností pro sdělovací zařízení a schodišťová šachta ústící na terén. Hloubka únikových objektů se pohybuje v rozmezí 13,5 až 18,5 m. Únikové chodby mají klenbovou konstrukci z vodonepropustného betonu. Na povrchu jsou u výstupů z objektů vymezeny evakuační plochy s přístupem po nově navržených komunikacích. U všech únikových objektů i na obou portálech tunelu jsou umístěny technologické objekty sloužící pro rozvody VN i NN, řídící systém tunelu atd.

Portálové části tunelu jsou situovány nad úrovní stávajícího terénu a chráněny zásypovým tělesem s minimální výškou 1,5 m nad vrcholem klenby.

8. ZÁVĚR

Tunel Líbeznice představuje názorný příklad toho, jak zásah do výškového vedení trasy může zásadním způsobem ovlivnit charakter celé stavby. Úprava nivelety s cílem ochrany krajinných hodnot vedla ke komplexní změně koncepce tunelu, zahrnující prodloužení, změnu technologie výstavby i konstrukčního řešení. Po dokončení se tunel Líbeznice zařadí mezi první podzemní stavby v České republice, u nichž budou systematicky uplatněny principy návrhu pro provoz rychlostí přesahujících 200 km/h.

Ing. Martin Svoboda
SAGASTA s.r.o.
Martin.Svoboda@sagasta.cz

VYBRANÉ VÝZVY V ÚVODNÍ FÁZI PROJEKTOVÁNÍ A REALIZACE TUNELŮ OPEVNĚNÍ A POŘÍČÍ NA D11

J. Štetiar & V. Boltnar
V-CON, s.r.o., Prague and Brno, Czech Republic
J. Faltýnek
Subterra a. s., Prague, Czech Republic
V. Ruchkivskyi
VALBEK UA, Kyiv, Ukraine

ABSTRAKT: Předložený příspěvek se zabývá aktuálním stavem rozpracovanosti realizační dokumentace stavby (RDS) a přípravou pro zahájení ražeb tunelů Opevnění a Poříčí, které jsou součástí úseku D11 1109 Trutnov – státní hranice ČR/PR. Článek přináší jak pohled zhotovitele, tak zpracovatele RDS a shrnuje dosavadní zkušenosti z přípravy stavby. V textu jsou popsány klíčové změny harmonogramu a jejich dopady na celkovou organizaci stavby. Dále jsou uvedeny technické zajímavosti a komplikace, se kterými se bylo třeba vypořádat při zpracování RDS – například řešení výkopů portálových stavebních jam v blízkosti vedení velmi vysokého napětí. Závěrečná část příspěvku se věnuje přípravě pro zahájení ražeb a očekávanému vývoji v nadcházející stavební sezóně, včetně identifikace hlavních technických i organizačních výzev, které budou určovat další průběh výstavby těchto dvou tunelů.

1. ÚVOD

Úsek D1109 je poslední úsek dálnice D11 (Obr. 1) před státní hranicí České republiky a Polska. Společně s výstavbou posledního chybějícího úseku dálnice D11 1108 dojde k dokončení mezistátního propojení v síti TEN-T, napojení na polskou rychlostní komunikaci S3 a k odvedení tranzitní dopravy mimo sídla v oblasti Trutnov–Královec, s očekávaným zlepšením bezpečnosti, plynulosti a dostupnosti regionu. Mimo podzemních staveb je tento úsek dálnice D11 specifický především 28 mostními objekty včetně několika mimořádně složitých a dlouhých mostních estakád (ŘSD ČR).

Celková délka úseku je 21,175 km (VALBEK). Zhotovitelem je sdružení společností MI Roads a.s., Doprastav, a.s., Metrostav TBR a.s., Subterra a.s. a Duna Aszfalt Zrt. Kompletní RDS o 176 stavebních objektech zpracovává Valbek, spol. s r.o. RDS tunelu Poříčí a Opevnění, o kterých pojednává tento článek, zpracovává projekční kancelář V – CON, s.r.o. a zhotovitelem je sdružení Subterra a.s. a Metrostav TBR a.s. Objednatelem stavby je Ředitelství silnic a dálnic, s.p., geotechnický monitoring pro úsek zajišťuje konsorcium „Trutnovský drak GTM“.

2. ZÁKLADNÍ CHARAKTERISTIKA TUNELŮ

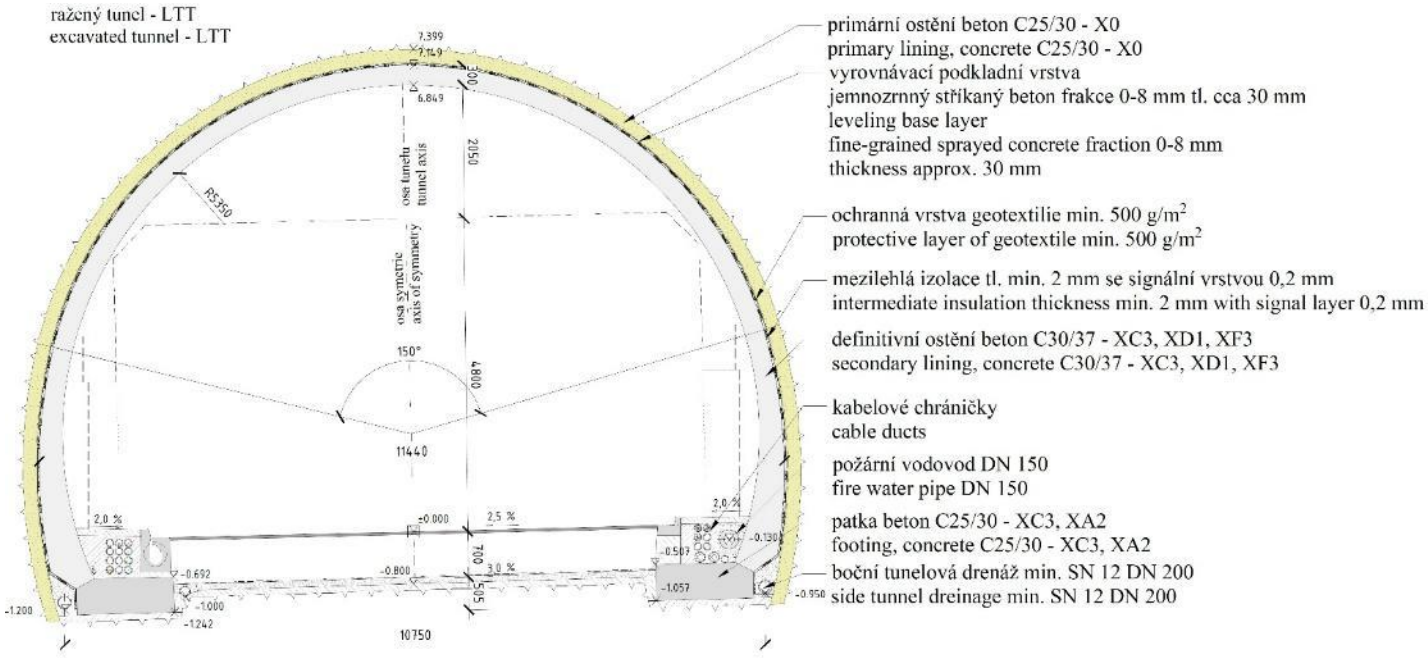
Součástí stavby D11 1109 Trutnov – státní hranice ČR/PR jsou dva tunely: Poříčí (SO 601) a Opevnění (SO 602). Tunel Poříčí tvoří dvě samostatné směrově rozdělené trouby: levá (LTT) je dlouhá 540 m, pravá (PTT) 576 m. Na obou portálech jsou stejně dlouhé hloubené úseky (u severního portálu 24 m, u jižního portálu 12 m), mezi kterými probíhají ražené úseky o délce 504 m (LTT) a 540 m (PTT). Tubusy jsou vzájemně propojeny dvěma raženými tunelovými propojkami. Tunel Opevnění má obě trouby se shodnou délkou 492 m. Každá se skládá z 24 m dlouhé hloubené části na jižním portálu, dále 444 m ražené části a 24 m hloubené části na severním portálu. Uprostřed je projektována jedna ražená propojka. Oba tunely jsou navrženy v šířkové kategorii T 8,0 (Obr. 2) ve směrovém i výškovém oblouku. Výška průjezdného průřezu je 4,8 m. Tunel Poříčí odpovídá bezpečnostní kategorii TC a tunel Opevnění

patří do kategorie TB. Návrhová rychlost je uvažována 100 km/h. Vzdálenost mezi oběma tunely je přibližně 4,5 km (měřeno po hlavní trase (VALBEK, V–CON & Mott MacDonald CZ)).

Tunel Poříčí získal své jméno podle Poříčského hřbetu, kterým prochází a tunel Opevnění podle dlouhého pásma bývalých vojenských pěchotních srubů, jež se nachází v jeho bezprostřední blízkosti.



Obrázek 1: Schématická mapa úseku 1109



Obrázek 2: Vzorový příčný řez (základní) LTT tunelu SO 602 Opevnění

Vzhledem k poměrně příznivé výšce nadloží a kvalitě horninového masivu lze tunely razit pomocí NRTM s horizontálním členěním čelby v technologických třídách výrubu (TTV) 3, 4 a 5a. Plocha výrubu dosahuje 90 m^2. Sekundární ostění je navrženo jako dvouplášťové se založením na pasech a s mezilehlou foliovou hydroizolací deštníkového typu. Klenba sekundárního ostění je založena na pasech. V nejpříznivějších geotechnických podmínkách je navrženo nevyztužené sekundární ostění tloušťky 300 mm ve vrcholu klenby ostění. Hloubené tunely (klenba na základových pasech) jsou prováděny v otevřené svahované stavební jámě, zajištěné hřebíkováním. Po dokončení budou z větší části zasypány.

3. GEOLOGICKÉ POMĚRY ŘEŠENÉHO ÚZEMÍ

Z hlediska geologické stavby území bude tunel Poříčí ražený převážně v permokarbonských pískovcích a prachovcích (lokálně pevnějších až zdravých), s relativně nízkým stupněm porušení; hydrogeologicky jde o puklinové prostředí, kde se výskyt vody váže na poruchy a lokálně může zasahovat do prostoru výrubu. Nepředpokládají se ale masivní přítoky podzemní vody v průběhu realizace tunelu (GEOTEC-GS, 2019).

Tunel Opevnění je ražený v pískovcích a slepencích s vložkami vulkanoklastik (ryolity a pyroklastika); masiv je přerušen několika puklinovými systémy, které v poruchových zónách zvyšují riziko vypadávání bloků a lokálních přítoků, hladina podzemní vody je vázaná na zvětralinový plášť a může kolísat podle srážek. Rovněž u tunelu Opevnění nejsou předpokládány vysoké přítoky podzemní vody do prostoru tunelu (GEOTEC-GS, 2019).

Tyto charakteristiky horninového masivu se promítají do volby technologických tříd výrubu NRTM, včetně nastavení odstupů čeleb mezi troubami a předstihových opatření na portálech. Při ražbě bude kladen důraz na využití principů observační metody.

4. ZMĚNA HARMONOGRAMU VÝSTAVBY

K předání staveniště zhotoviteli došlo 8. 10. 2024. Zpracování realizační dokumentace tunelu Poříčí bylo zahájeno ihned po tomto datu, v souladu s původně stanoveným harmonogramem výstavby. K úpravě postupu projektování i výstavby jako takové došlo v důsledku nálezu odkaliště popílku v oblasti jižního a severního portálu tunelu Poříčí během přípravných prací v květnu 2025.

Zjištěný materiál pocházel pravděpodobně z provozu nedaleké uhelné elektrárny, která v minulosti používala radvanické uhlí. To se vyznačuje vyšším obsahem přírodních radionuklidů. Riziko komplikací při likvidaci historických hald popílku v okolí tunelu Poříčí a možný dopad na plánovaný harmonogram

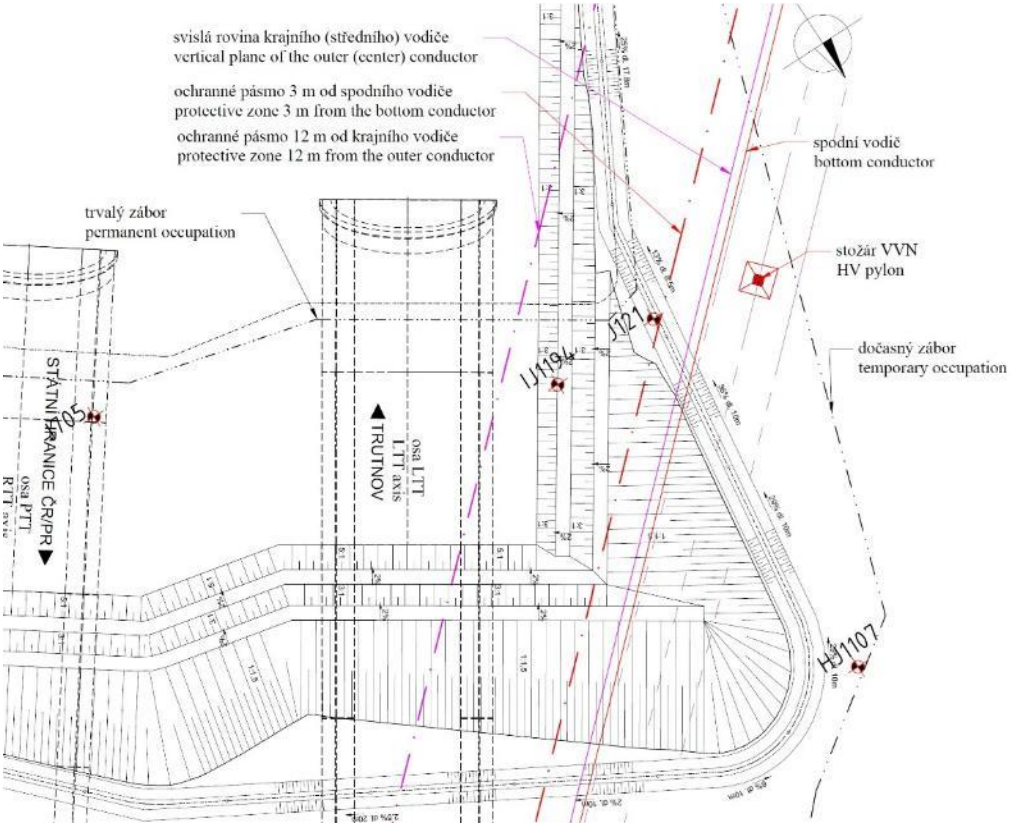
výstavby vedly objednatele k rozhodnutí změnit pořadí realizace obou tunelů. V září 2025 tak došlo k reorganizaci pořadí výstavby tunelů Opevnění a Poříčí tak, aby mohly být v mezičase provedeny všechny patřičné zemní práce související s odstraněním odkaliště popílku a aby bylo minimalizováno možné celkové zpoždění celého projektu.

5. VÝKOPY A ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍCH JAM

Jižní portál tunelu Opevnění, kterým byly zahájeny po změně organizace výstavby práce na tunelech, představoval z hlediska projektování, přípravy i provádění obtížný úkol. Dle původního harmonogramu zde měla být ražba tunelu Opevnění na tomto portále ukončena. Vzhledem k reorganizaci prací bylo ale nutno zajistit v blízkosti jižního portálu plochu pro zařízení staveniště a zajistit připojení na nutná média (Obr. 3). Hlavním omezujícím faktorem byla přítomnost vedení velmi vysokého napětí (110 kV) situovaného v těsné blízkosti okraje stavební jámy. Vodiče vedení zasahovaly do plochy stavební jámy (Obr. 4) a jejich prostorové uspořádání komplikovalo stavební práce i ve vertikálním směru, jelikož stoupá proti svahu ve směru k portálu (Obr. 5).



Obrázek 3: Zařízení staveniště v blízkosti jižního portálu tunelu Opevnění



Obrázek 4: Výřez z půdorysu stavební jámy s vyznačením ochranných pásem VVN



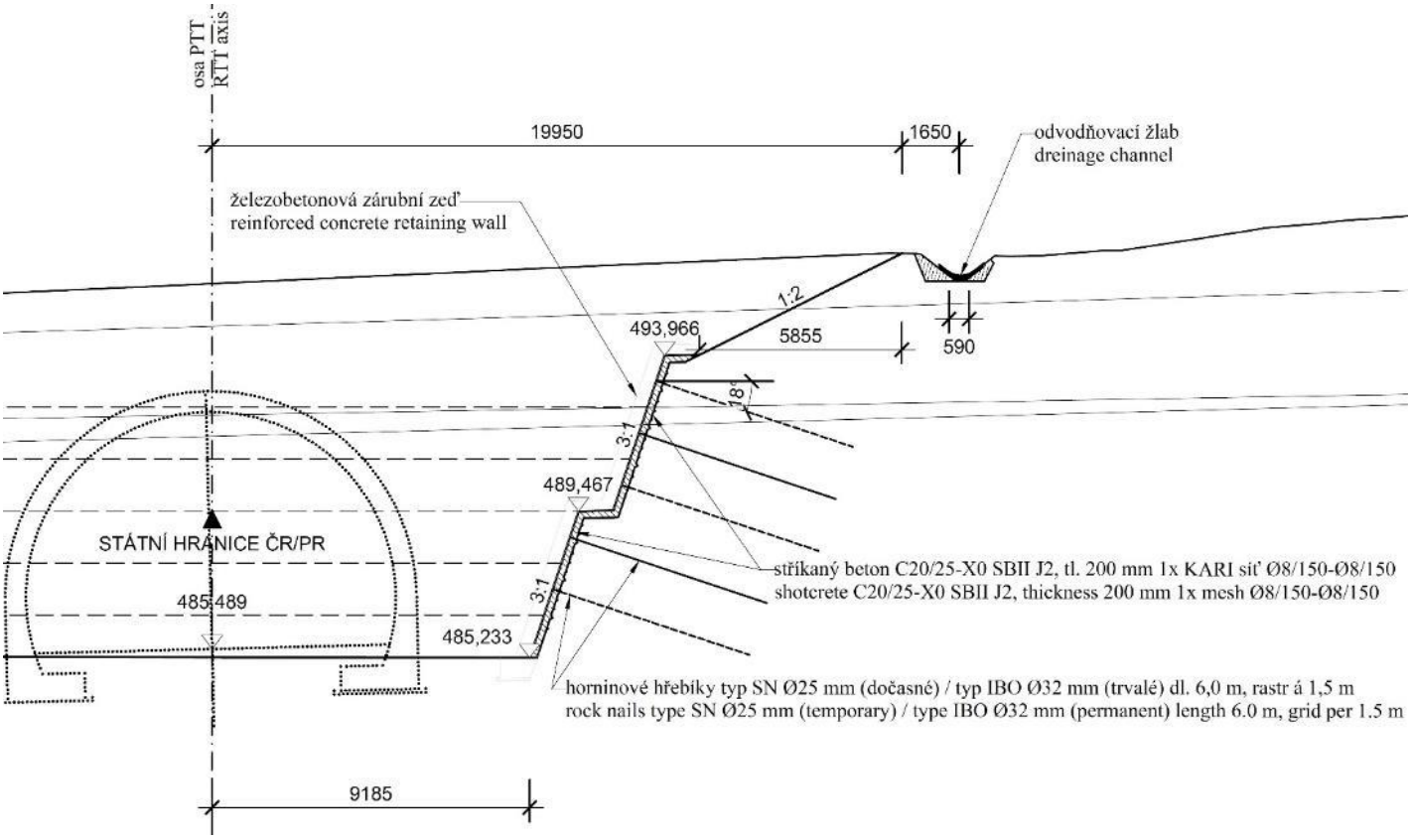
Obrázek 5: Pohled na stožár VVN z koruny svahu výkopu

Vzhledem k významnosti nemohlo být vedení vysokého napětí přeloženo. To si vyžádalo přijetí určitých technicko-organizačních opatření během realizace stavby. Ve spolupráci se správcem distribuční sítě byl zajištěn kontinuální monitoring stožáru, veškeré práce v ochranném pásmu probíhaly pod dohledem pověřeného pracovníka správce sítě a byly použity takové stavební postupy, které nadzemní vedení elektrického proudu co nejméně ohrožovaly (Obr. 6).

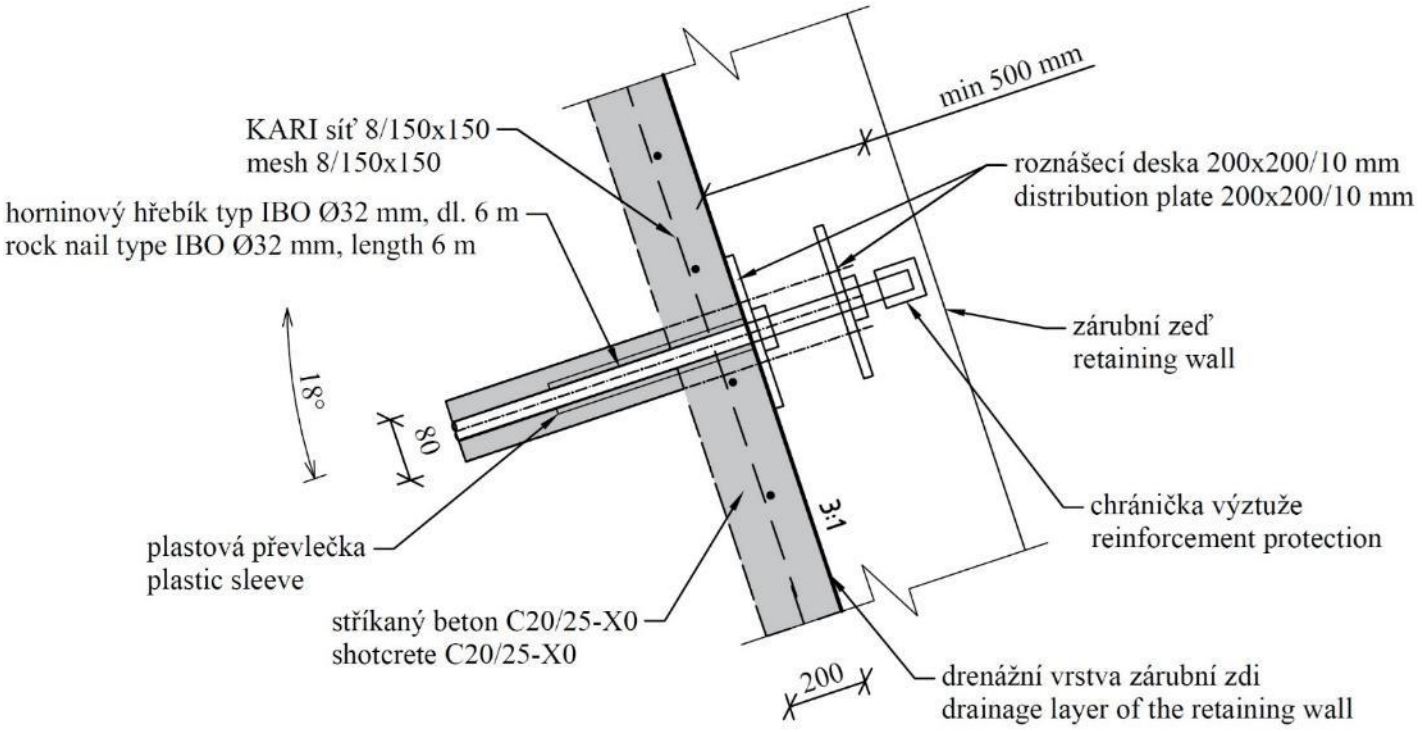


Obrázek 6: Použití ochranných rohoží jako opatření při trhacích pracích

Severní portál tunelu Opevnění (Obr. 7,) se při zpracování realizační dokumentace potýkal s problémy. Na základě zpřesnění geologických podkladů a aktualizovaného výpočtu zajištění stavební jámy v oblasti budoucí zárubní stěny (na levém okraji portálu při pohledu proti staničení), bylo původně navržené dočasné kotvení s roztečí odpovídající trvalým kotvám (3,0 m) po projednání se zhotovitelem nahrazeno alternativním řešením spočívajícím v použití hřebíků s dvojitými hlavami (Obr. 8). Tímto způsobem je umožněna aktivace těchto prvků jednou hlavou již v dočasném stavu, čímž dochází k zahuštění jejich rastru. Druhá hlava hřebíků je poté využita při betonáži zárubní zdi jako kotevní úroveň přibetonávky. Uvedená úprava konstrukčního systému si vyžádala i změnu typu hřebíků z tyčí SN na IBO, a to z důvodu požadavku na delší závitovou část potřebnou pro dvojí zajištění kotevních hlav. Řešení s hřebíky s dvojitou hlavou tak umožňuje lépe reagovat na horší geotechnické podmínky v oblasti levého boku portálu a zároveň konstrukčně zjednodušuje přechod z dočasného do trvalého stavu, aniž by bylo nutné zřizovat dodatečné kotevní prvky.



Obrázek 7: Výřez z příčného řezu konstrukcí zajištění stavební jámy u severního portálu tunelu Opevnění



Obrázek 8: Upravený detail hlavy hřebu u objektu severního portálu tunelu Opevnění

V době zpracování tohoto článku probíhá realizace jižního portálu tunelu Opevnění. Na severním portálu tunelu byly zahájeny výkopové práce.

6. KONCEPCE RAŽEB

6.1 SO 601 TUNEL POŘÍČÍ

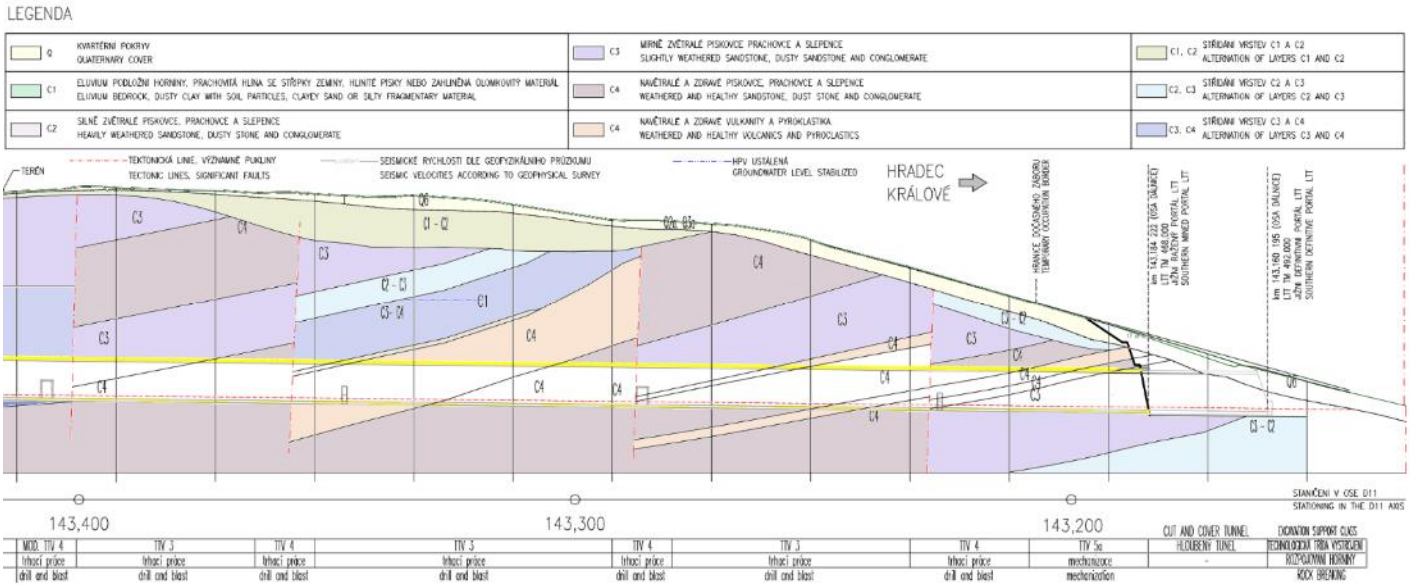
Ražba bude probíhat úpadně z jižního portálu, metodou NRTM s horizontálním členěním čelby na kalotu, opěří a dno. Pro rozpojování horniny budou využity trhací práce. Primární zajištění je specifikováno v tabulce 2 níže. Ražba bude zahájena pod ochranou tunelového předštítku a deštníku z jehel. Odstupy čeleb jsou nastaveny konzervativně: minimální vzdálenost opěří první tunelové trouby je 12 m za kalotou a zahájení kaloty druhé tunelové trouby bude minimálně 60 m za opěřím první tunelové trouby.

V převážné délce tunelu se předpokládá ražba v TTV3, v portálových úsecích a poruchách TTV4, výjimečně TTV5a. Prostředí permokarbonských pískovců a prachovců umožňuje většinou suchý výrub. Lokální soustředěné přítoky jsou vázané na tektonické zóny a mají tendenci slábnout s časem.

Specifikem zůstává „popílkové“ předpolí jižního portálu, které ovlivňuje zejména organizaci a odvodnění stavební jámy, nikoli raženou část.

6.2 SO 602 TUNEL OPEVNĚNÍ

Postup ražeb je dovrchní z jižního portálu (Obr. 9). Uplatní se stejná základní filozofie jako u tunelu Poříčí: použije se NRTM, se zahájením ražeb s předštítkem a deštníkem z jehel, odstupy čeleb ve vzdálenosti 12 m mezi kalotou a opěřím levé tunelové trouby a 60 m mezi opěřím levé tunelové trouby a kalotou pravé tunelové trouby a průběžné zařazování do TTV bude probíhat dle zastižených inženýrskogeologických podmínek a na základě výsledků geomonitoringu.



Obrázek 9: Výřez z podélného geologického profilu

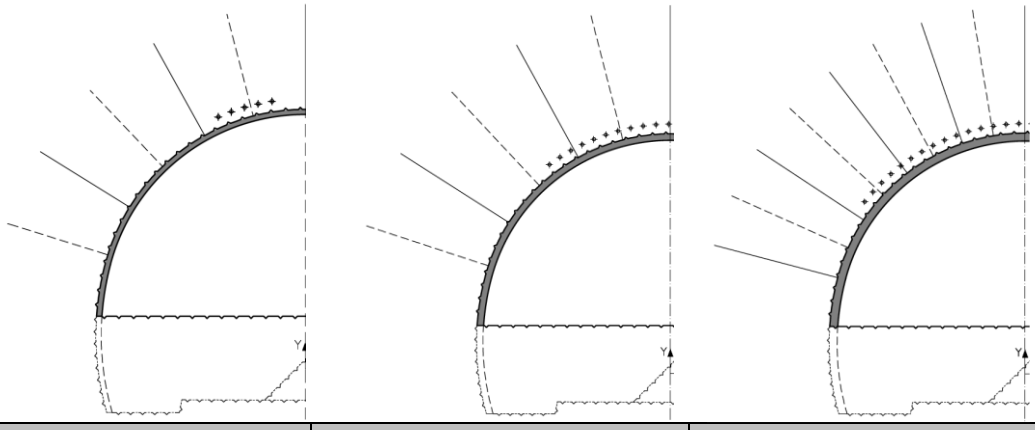
V základním režimu se předpokládá TTV 3 s lokálním zvýšením na TTV 4 až 5a v blízkosti portálů a poruchových zón. Předpokládané přítoky vody jsou zvládnutelné bočními (rubovými) drenážemi (deštník).

V rámci ražeb obou tunelů budou sledovány seismické účinky trhacích prací a měřeny deformace povrchu. U tunelu Opevnění je důvodem obav zejména existence tří stožárů VVN 110 kV v zóně ovlivnění, proto budou v rámci monitoringu sledovány deformace jejich základových patek. V praxi to znamená pečlivé plánování trhacích prací, kontrolu konvergencí a geodetické polohové měření a jasně definované varovné stavy pro monitoring tak, aby bylo možné včas reagovat úpravou technologického postupu. Cílem je u obou tunelů udržet plynulé tempo ražby a omezit potřebu mimořádných zásahů do vyztužení. Vzhledem k příznivé predikci geotechnických parametrů horninového prostředí obou tunelů plánuje zhotovitel použít pro trhací práce čerpané emulzní trhaviny. Inspirací mu byla zkušenost členů projektového týmu ze Skandinávie a snaha o zvýšení efektivity práce. Základní parametry ražeb obou tunelů shrnuje tab. 1. Schematické porovnání jednotlivých technologických tříd výrubu uvádí tab. 2.

Tabulka 1: Porovnání parametrů ražeb obou tunelů

Tunel	Tunelová trouba		Hloubená část [m]	Ražená část [m]	Počet propojek	Předpoklad TTV [m]		
						TTV 3	TTV 4 (+ modifikace)	TTV 5a
SO 601 Poříčí	LTT		12 (J) + 24 (S)	504	2	312	120	72
	PTT		12 (J) + 24 (S)	540		336	132	72
SO 602 Opevnění	LTT		24 (J) + 24 (S)	444	1	264	120	60
	PTT		24 (J) + 24 (S)	444		276	120	48

Tabulka 2: Schématické porovnání jednotlivých TTV



TTV	3	4	5a
Délka záběru [m]	1,5 až 3,0	1,2 až 1,5	0,8 až 1,2
Primární ostění	C20/25 X0 tl. 150 mm + 1x KARI ⌀6/150	C20/25 X0 tl. 200 mm + 2xKARI ⌀6/150	C20/25 X0 tl. 250 mm + 2xKARI ⌀6/150
Radiální svorníky	Dl. 3,0 m, rastr 3,0x3,0 m	Dl. 4,0 m, rastr 3,0x1,5 m	Dl. 4,0 m, rastr 2,0x1,2 m
Zajištění čelby	10 % čelby SB C20/25 X0, tl. 50 mm + jehly SN/IBO ⌀25 mm dl. 6,0 m (dle zastižených IG podmínek)	20 % čelby SB C20/25 X0, tl. 50 mm + jehly SN/IBO ⌀25 mm dl. 4,0 m (dle zastižených IG podmínek)	50 % čelby SB C20/25 X0, tl. 50 mm + jehly SN/IBO ⌀25 mm dl. 4,0 m á 400 mm v každém druhém záběru

7. ZÁVĚR

Navržený postup výstavby tunelů je založený na racionálním dimenzování a průběžné optimalizaci zajištění výrubu podle výsledků GTM. Reorganizace časového postupu výstavby, úpravy zajištění stavebních jam a nastavení okrajových podmínek NRTM tvoří provázaný celek, který reaguje na zjištěné místní podmínky a umožňuje udržet harmonogram bez mimořádných zásahů do koncepce výstavby.

Z pohledu zhotovitele obou tunelů představuje patrně největší úkol budoucí koordinace všech souběžných prací na obou tunelových stavbách. Vzhledem k poměrně krátké délce ražené části a snaze o co nejvyšší efektivitu a rychlost výstavby nastane v příštím roce s vysokou pravděpodobností situace, kdy na druhém tunelu budou probíhat ražby společně s pracemi na koncové portálové jámě a na prvním tunelu bude současně betonováno sekundární ostění a prováděny další stavební objekty. Tento souběh prací ponese velmi vysoké nároky na organizaci výstavby i celý projektový tým společně s projektanty RDS, kteří musí již v této rané fázi pracovat např. na návrhu sekundárních ostění a kabelovodů.

Další komplikaci spatřuje zhotovitel stavební části v lokalitě, kde se daná stavba realizuje. Trutnovsko je malebné podhůří Krkonoš. S tím souvisí i často velice nepříznivé počasí, a především velmi členitá morfologie terénu, která komplikuje přístup na jednotlivé části staveniště.

Závěrem lze nicméně konstatovat, že celkový navržený koncept představuje robustní, ale současně dostatečně flexibilní rámec pro řízení geotechnických rizik při výstavbě obou tunelů. Klíčovým předpokladem úspěšné realizace je pružná spolupráce zhotovitele, projektanta, technického a geotechnického dozoru při vyhodnocování měření v rámci rady monitoringu a zpřesňování geotechnického modelu v průběhu výstavby.

Ing. Juraj Štetiar, MSc., MBA
V-CON, s.r.o.
juraj.stetiar@v-con.cz

Bc. Ing. Vojtěch Boltnar
V-CON, s.r.o.
vojtech.boltnar@v-con.cz

Ing. Jan Faltýnek, Ph.D., MBA, FEng., EUR ING
Subterra a.s.
JFaltynek@subterra.cz

Ing. Vitalii Ruchkivskyi, CSc.
VALBEK UA
vitalii.ruchkivskyi@valbek.ua

LITERATURA

GEOTEC-GS, a.s. (2019). D1 Pasport SO 601 – Tunel Poříčí (11/2019); D2 Pasport SO 602 – Tunel Opevnění (11/2019). Geotechnický průzkum.

ŘSD ČR. (bez data). ŘSD ČR – Interaktivní mapa staveb (online), přehled staveb „v realizaci“. [online]. [cit. 12. 11. 2025]. Dostupné z: https://www.rsd.cz/mapa-staveb/#/?vrealizaci=1.

VALBEK, spol. s r.o. (bez data). PDPS – „D11 1109 Trutnov – státní hranice ČR/PR“: generální zpracovatel: Valbek, spol. s r.o. (v rámci sdružení VALBEK–BUNG); tunelové objekty SO 601 a SO 602.

VALBEK, spol. s r.o.; V – CON, s.r.o.; Mott MacDonald CZ, spol. s r.o. (bez data). RDS – „D11 1109 Trutnov – státní hranice ČR/PR“: generální zpracovatel: Valbek, spol. s r.o.; zpracovatel objektu (SO 601 a SO 602): V – CON, s.r.o.; zpracovatel podobjektu (ražba a primární ostění, SO 601.04.1, SO 601.04.4, SO 602.04.1, SO 602.04.4): Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.

Sekce 2
Mechanizovaně ražené tunely

Předsedající: Vojtech Gall, Bai Yun, Zdeněk Žižka, Petr Salák, Boris Šebesta

Ústní prezentace

AKTUÁLNÍ POSTUP V PŘÍPRAVĚ STŘEŠOVICKÉHO TUNELU
Z. Žižka

MONOLITICKÉ OSTĚNÍ TUNELŮ RAŽENÝCH TBM
P.Vítek & Š. Pešková

Postery

PŘÍPRAVA STŘÍŽKOVSKÉHO TUNELU JAKO SOUČÁSTI VRT PODŘIPSKO
Z. Žižka

AKTUÁLNÍ POSTUP V PŘÍPRAVĚ STŘEŠOVICKÉHO TUNELU

Z. Žižka
METROPROJEKT PRAHA a.s., Prague, Czech Republic

ABSTRAKT: Železniční tunel Dejvice–Veleslavín, označovaný také jako Střešovický, je klíčovou součástí rozsáhlejší modernizace železniční infrastruktury, která propojí centrum Prahy a všechny linky metra s Letištěm Václava Havla a dále s Kladnem. Tento příspěvek sleduje proces výběru nejvhodnější trasy nového železničního spojení vedeného podzemím. Jeho cílem je ukázat, jak se v průběhu času měnil pohled na urbanismus a udržitelný rozvoj a jak tyto změny ovlivnily podobu projektu. Text se věnuje nejen technickým aspektům řešení, ale i dopadům stavby na okolní prostředí, které hrály roli při rozhodování o finální variantě. V závěru se zaměřuje také na opatření ke snížení vlivu vibrací z provozu železnice v tunelu na okolní zástavbu.

1. ÚVOD

Základním cílem projektu železničního spojení Praha - letiště - Kladno (PRAK) je zajistit rychlé vysokokapacitní spojení mezi největším městem Středočeského kraje Kladnem, největším letištěm v České republice Letištěm Václava Havla, všemi třemi linkami pražského metra a centrem Prahy. Základní popis stavebních prvků projektu je uveden v Tab. 1.

Tabulka 1: Základní charakteristiky projektu

Parametr	Popis
Délka trasy	37,2 km dvoukolejné trati (z toho 28,1 km v původní stopě jednokolejné trati, 9,1 km novostavby)
Počet stanic	17 pozemních stanic a 4 hloubené stanice
Hloubené tunely	6.0 km
Ražené tunely	Ca 3,15 km (TBM)
Počet mostů	7

Projekt PRAK do jisté míry navazuje na starou jednokolejnou železniční trať mezi Kladnem a Prahou, ale v některých částech se od ní odchyluje a napojení na letiště je zcela nové. Projekt je organizačně rozdělen do 10 stavebních celků. První úsek byl postaven v letech 2017 až 2020, dva úseky se mají začít stavět v roce 2022 a ostatní budou následovat do roku 2028. Kompletní rok dokončení projektu je rok 2030. Celkové investiční náklady projektu se odhadují na 50 miliard Kč (2 miliardy EUR).

Tento článek se zaměřuje na stavební úsek Dejvice - Veleslavín se dvěma raženými jednokolejnými tunely (TBM). Tento 3,2 km dlouhý úsek představuje přibližně desetinu nákladů projektu.

2. HISTORIE PROJEKTU

Projekt byl již několikrát připravován v různých modifikacích a s různou mírou podrobnosti, a následně byl obvykle z důvodu vysokých investičních nákladů pravidelně rušen. I vzhledem k poloze v centru Prahy se projekt vyznačuje vysokou náročností přípravy, zejména z hlediska dosažení akceptace, a to jak ze strany samosprávy a orgánů státní správy, tak ze strany veřejnosti.

2.1 ÚSEK DEJVICE - VELESLAVÍN

V návrhu zpracovaném v letech 1999-2005 byla sledována relativně finančně nejméně náročná varianta povrchového vedení dvoukolejné trati po stopě staré trati Praha – Kladno. Tato varianta vycházela z projektových prací provedených kolem roku 1990 a ukázalo se, že již není reálná. Pražské čtvrti Dejvice a Veleslavín leží poměrně centrálně – necelé 2 km od největších turistických pamětihodností Prahy. Cena pozemků v této oblasti je vysoká a stará železniční trať vytváří umělou bariéru uvnitř města. Proto se začala hledat podpovrchová trasa, která by uvolnila starou železniční trať pro veřejnou promenádu a park.

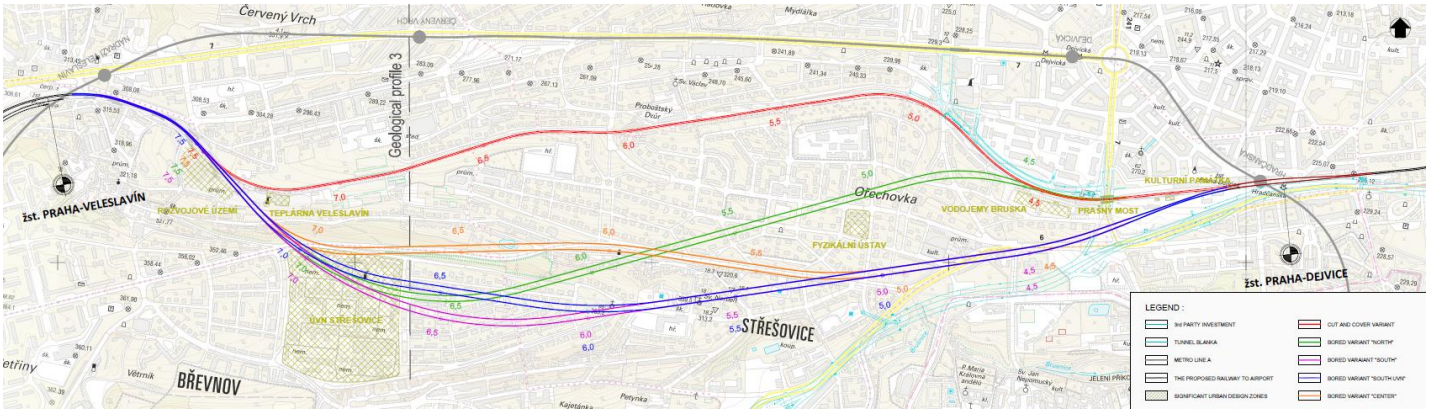
Byla vypracována tzv. HLOUBENÁ varianta, která kopíruje původní trasu, avšak ve větší hloubce. Tato varianta se zdála být přijatelná pro širší veřejnost, nicméně projekt se v tomto stavu nikdy nedostal do procesu stavebního povolení a veškeré práce na něm byly v roce 2009 zastaveny.

Práce na projektu železničního spojení byly znovu zahájeny v roce 2012. HLOUBENÁ Varianta byla dále rozvíjena, avšak se začaly objevovat určité těžkosti v budoucí realizaci. Ne všechny úseky již bylo možné realizovat hloubeně a proto části musely být navrženy jako ražené s velmi mělkým nadložím. V některých úsecích se také objevily problémy s nepřijatelným rizikem poškození budov při realizaci a celkově se tato varianta začala jevit jako již pro veřejnost nepřijatelná z důvodu velkého narušení prostředí v okolí během výstavby.

V roce 2016 byla HLOUBENÁ varianta opuštěna a byly zkoumány nové varianty dlouhých ražených tunelů umožňující provádění pomocí TBM. Trasa byla hledána s ohledem na co nejvyšší nadloží, aby se omezily účinky z výstavby, jako jsou sedání a z provozu jako jsou vibrace na okolní stavby. Na základě průzkumu podloží provedeného v letech 2018 až 2019 a měření vibrací v blízkosti Fyzikálního ústavu Akademie věd ČR byla trasa stanovena cca 110 m severně od ústavu, aby se omezilo riziko narušení vědeckých zařízení v laboratořích. Tato varianta je dále označena jako ražená varianta SEVER.

Na základě podnětu veřejnosti ze začátku roku 2019 a následného usnesení Rady MČ Praha 6 byla prověřena úprava trasy tunelu. Jejím úkolem bylo eliminovat dopady na geologicky složité území u vodní nádrže Bruska a minimalizovat dopady na stávající zástavbu. Projektant navrhl novou variantu, dále označovanou jako ražená varianta JIH, vedoucí v sousedství tunelů Blanka na komunikaci Městského okruhu a ulice Milady Horákové.

Z podnětu občanského sdružení Střešovice byla na podzim 2019 zpracována upravená varianta JIH, dále označená jako ražená varianta STŘED. Tato varianta má mírně upravené vedení ve větším rozsahu pod stávajícími ulicemi avšak s nižším nadložím.



Obrázek 1: Situace prověřovaných varianta spojení Praha-Dejvice – Praha-Veleslavín (červeně – povrchová a hloubená varianta; zelená – varianta SEVER (TBM), fialová – varianta JIH (TBM), oranžová – varianta STŘED (TBM) a modrá – varianta JIH-ÚVN (TBM)

Je možné si povšimnout, že projekt ve výsledku nabízel poměrně velký počet možností trasování (obrázek 1). Pro vyhodnocení jejich výhod a nevýhod bylo provedeno několik posouzení. Celkové posouzení bylo provedeno projektantem firmou Metroprojekt (Bednařík a kol., 2020). Oponentní posudek porovnání variant z hlediska ražby tunelů a vlivu na okolí v průběhu výstavby byl proveden Thewes et al. (2020). Posouzení vlivu vibrací na budovy a zařízení nad tunelem a srovnávací měření in-situ v tunelu Ejpovice bylo provedeno Brož et al. (2020). A konečně posouzení z hlediska geologických

podmínek a reinterpretace geologických průzkumů vykonala Česká geologická služba (Aue et al., 2020). HLOUBENOU variantu vyhodnotily týmy shodně jako nejméně vhodnou, a to především z důvodu dopadů výstavby a provozu tunelů na obyvatele, technické náročnosti a rizik spojených s některými hloubenými a konvenčně raženými tunelovými úseky.

Ražená varianta SEVER následovala s velkou rezervou HLOUBENOU variantu. Byla vyhodnocena jako méně vhodná než varianty STŘED a JIH z důvodu delšího mělkého úseku ve čtvrtohorních sedimentech a s tím souvisejícího vyššího rizika dopadu na budovy a zařízení v nadloží. Varianty STŘED a JIH byly hodnoceny podobně, nicméně s preferencí varianty SOUTH, a to z důvodu předpokládaných lepších geologických podmínek za severojižním tektonickým zlomem předpokládaným v západní části trasy. Dalším aspektem bylo, že varianta STŘED prochází pod patou Střešovického svahu, který je nestabilní. Na základě těchto posouzení vybrala Správa železnic pro další projektový proces, přípravu EIA a podkladů pro vydání územního a stavebního rozhodnutí variantu JIH.

V roce 2024 byla ještě dodatečně prověřována varianta JIH–ÚVN, která je rektifikací původně zvolené varianty JIH. Na základě dohody Ministerstva obrany ČR a Ministerstva dopravy ČR byla provedena drobná korekce trasy v lokalitě Ústřední vojenské nemocnice ve Střešovicích. Tato korekce spočívá v posunu trasy mimo objekty v nichž probíhá onkologická léčba a výzkum s využitím protonových technologií a jiných velmi senzitivních přístrojů. Touto dílčí úpravou trati tak bude vyloučen dopad provozu trati i výstavby na tyto extrémně citlivé přístroje.

Koncem roku 2025 vydalo Ministerstvo životního souhlasné závazné stanovisko EIA k záměru Střešovických tunelů ve variantě JIH-ÚVN.

3. POSPOUZENÍ VIBRACÍ VYVOLANÝCH PROVOZEM TUNELU

Vibrace způsobené provozem železniční dopravy v podzemí a jejich možný dopad na život na povrchu jsou jednou z častých obav veřejnosti. Odhad vibrací ve fázi návrhu je problematický vzhledem k velkému množství neznámých faktorů, které ovlivňují šíření a útlum vibrací v prostoru. Z tohoto důvodu je vhodné ověřit počáteční předpoklady z fáze návrhu měřením in-situ po dokončení tunelu avšak ještě před finálním položení pevné jízdní dráhy, aby byl efekt tlumícího systému co nejvíce maximalizován.

V této fázi projektu předpokládáme, že riziko vnímání vibrací na povrchu je velmi nízké. Vzdálenost tunelu od obytných budov je i v nejbližším místě poměrně velká - 13 m a tato vzdálenost se velmi rychle zvětšuje. Nadloží v těchto mělčích částech tunelu tvoří soudržné zeminy. Toto „měkké“ půdní prostředí velmi dobře tlumí přenos vibrací. Poté, co tunel vstoupí do horninového prostředí, je již tunel umístěn dostatečně hluboko (30-80 m), aby došlo k výraznému tlumení vibrací i v tomto „tvrdším“ horninovém prostředí.

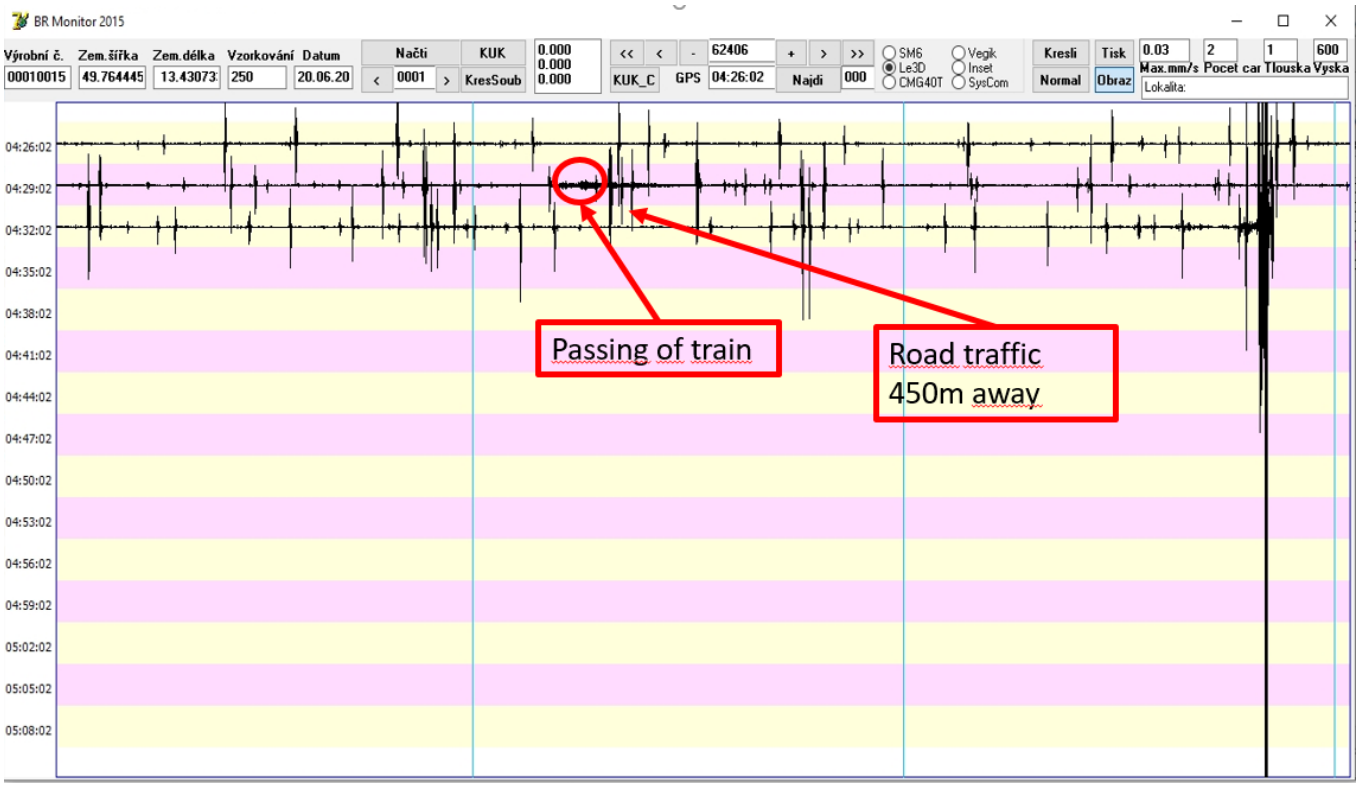
Za účelem ověření vlivu provozu v tunelech na povrch a budovy bylo provedeno měření vibrací (Brož a kol., 2020) na stávajícím provozovaném tunelu. Jako ideální modelový případ byl zvolen tunel Ejpovice, který je velmi podobný námi navrhovanému tunelu Dejvice-Veleslavín. Jedná se o relativně nový tunel tvořený dvěma jednokolejnými tunelovými tubusy raženými pomocí TBM. Horninové prostředí tunelu Ejpovice se jeví jako obdobné, resp. mírně méně příznivé pro přenos vibrací (je tvořeno převážně břidlicemi a tvrdšími spility), hloubka tunelu je obdobná, v tunelu je pevná jízdní dráha, tunel je určen pro nákladní i osobní dopravu rychlosti až 160 km/h (ve Střešovickém tunelu se předpokládá pouze osobní doprava rychlostí 120 km/h) a Ejpovický tunel vede z velké části ve volné krajině, tudíž jiné zdroje vibrací do měření nezasahovaly. Díky tomu bylo možné snadno identifikovat i malé vibrace na povrchu způsobené průjezdem vlaků.

Měření probíhala na několika místech v tunelu a na povrchu v létě 2020. Naměřené hodnoty amplitudy rychlosti vibrací na povrchu byly vždy velmi malé, a proto nebylo nutné a prakticky ani možné hledat nějaký vztah mezi velikostí naměřených vibrací a typem či rychlostí jednotlivých vlakových souprav v tunelu (například rozdíly mezi nákladní a osobní dopravou nebyly zřejmé).

Z měření také vyplynulo, že vibrace způsobené silniční dopravou ve vzdálenosti 450 m byly výrazně vyšší než vibrace způsobené železniční dopravou 60 m pod povrchem (Obr. 2).

Naměřené povrchové vibrace způsobené projíždějícími vlaky v tunelu se pohybovaly v řádu v = 0,005 mm/s, ve frekvenčním pásmu 40-60 Hz. Po přepočtu je odpovídající hodnota amplitudy zrychlení v řádu A = 0,15 mm/s^2 a hodnota zrychlení vibrací $L_{aw,T}$ = 44 dB. Norma ČSN 73 0040 stanovuje mezní hodnoty mezní amplitudy rychlosti kmitání, při kterých se objevují počáteční známky poškození stavebních konstrukcí. Pro obytné zděné budovy norma uvádí hodnotu 2,8 mm/s, což je výrazně vyšší hodnota, než byla naměřena nad tunely Ejpovice.

Vliv vibrací na člověka je v České republice stanoven v normách životního prostředí prostřednictvím limitů pro úroveň zrychlení vibrací. Pro obytné místnosti je stanoven hygienický limit vibrací ve dne $L_{aw,T}$ = 81 dB ($a_{ew,T}$ = 11,2 mm/s^2), v noci 78 dB ($a_{ew,T}$ = 8,0 mm/s^2). Naměřené hodnoty úrovně zrychlení vibrací ($L_{aw,T}$ = 44 dB) a amplitudy zrychlení ($a_{ew,T}$ = 0,15 mm/s^2) odpovídají výše uvedenému předpisu.



Obrázek 2: Časový snímek seismických účinků průjezdu vlaku v Ejpovickém tunelu a účinků automobilové dopravy ve vzdálenosti cca 450 m od osy tunelu (Brož et al., 2020)

Podobně norma BS 5228-2: 2009 uvádí rychlost vibrací v rozmezí 0,14-0,30 mm/s jako mezní hodnotu pro lidské vnímání. Norma BS 6472-1: 2008 uvádí jako práh lidského vnímání amplitudu zrychlení A = 10-20 mm/s^2. V obou případech byly naměřené vibrace nad tunelem Ejpovice podstatně nižší.

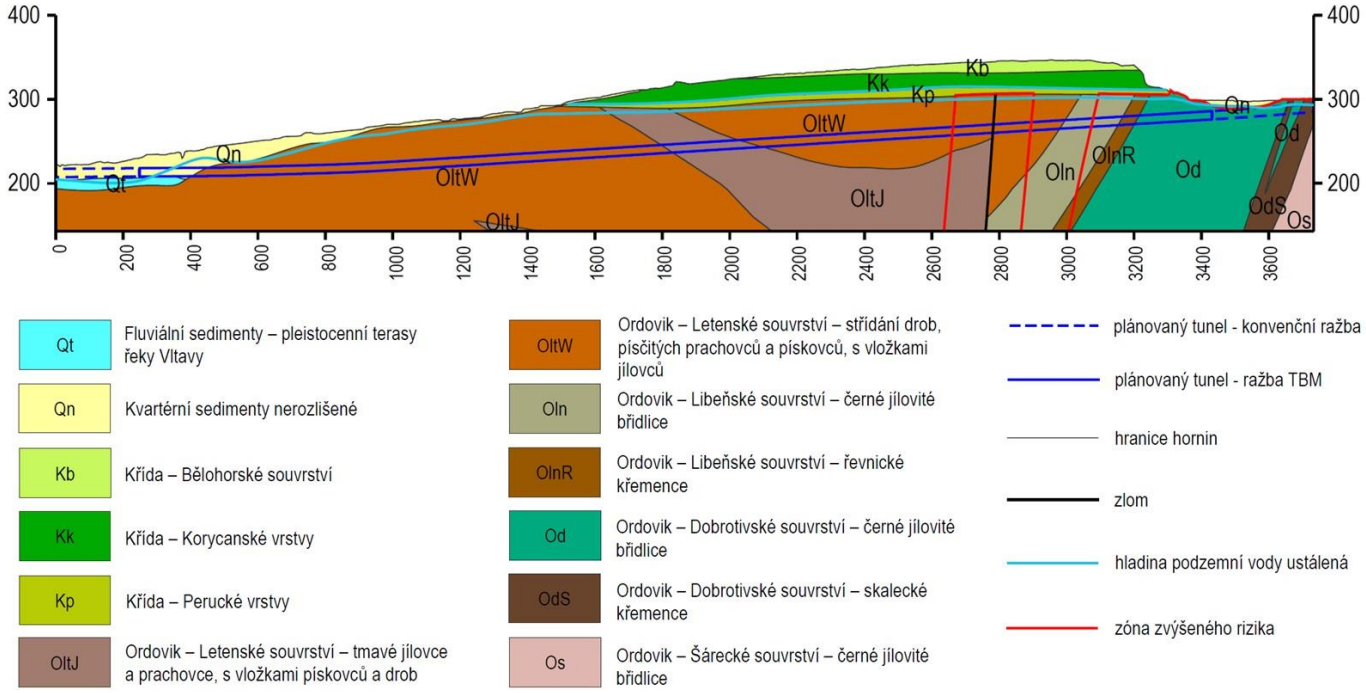
Měření provedená v tunelu Ejpovice potvrdila předpoklady a poskytla faktickou jistotu, že tlumení vibrací při šíření horninovým prostředím bude s největší pravděpodobností dostatečné a vibrace na povrchu nebudou vnímatelné lidskými smysly. Pro konečné ověření předpokladů budou v hotovém tunelu před provedení pevné jízdní dráhy provedena místní měření např. pomocí tzv. Vibroscanu. V případě potřeby budou uvnitř tunelu instalována antivibrační opatření a na základě měření in-situ naladěna.

4. GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY PRO RAŽBU TBM

V letech 2018, 2019 a 2024 byl proveden předběžný geotechnický průzkum pro různé varianty střešovických tunelů (Dragoun et al., 2019, 2024 a Chmelař et al., 2019). Ve východní části trasy tunelů (portál Dejvice) byla zjištěna mocná vrstva čtvrtohorního pokryvu, která bude zasahovat pod dno tunelů. Kvartérní pokryv tvoří eolické a deluviofluviální sedimenty, které překrývají fluviální terasové sedimenty dejvické terasy. Mocnost čtvrtohorních sedimentů dosahuje až 36 m. U západního

(veleslavínského) portálu navrhovaný tunel nezasahuje do čtvrtohorních sedimentů, ale horninové podloží je silně tektonicky porušené s předpokládanými vysokými přítoky podzemní vody. Většina tunelovacích prací bude probíhat v horninových podmínkách tvořených paleozoickými ordovickými horninami reprezentovanými dobrotivským (Od), libeňským (Oln) a letenským (Olt) souvrstvím – převážně břidlicemi (obr. 3).

V oblasti Střešovic jsou ordovické horniny subhorizontálně překryty reliktem druhohorních svrchnokřídových hornin, které jsou odspodu zastoupeny peruckými slínovci (Kp), dále směrem k příkrovu korycanskými pískovci (Kk), na které navazují křídové slínovce (Kb) bělohorské formace. V území je možné nalézt několik tektonických poruch projevujících se především formou několika příčných zlomů, podél nichž je hornina značně rozdrobena a které mají výrazně odlišné vlastnosti než neporušený materiál v okolí. V oblasti je možné nalézt tři základní podzemní zvodně.



Obrázek 3: Geologický řez variantou JIH generovaný z 3D geologického modelu ČGS (Aue et al., 2020), dostupný on-line

5. NAVRHOVANÉ PODZEMNÍ KONSTRUKCE

Tunel se skládá ze dvou 3,150 km dlouhých jednokolejných tunelových tubusů ražených plnoprofilovým tunelovacím strojem (TBM), propojek mezi hlavními tubusy a z větrací šachty. Jednokolejné tunely jsou kruhové o vnitřním průměru 8,7 m včetně bezpečnostního prostoru 30 cm, který pokrývá i stavební tolerance (Obr. 4). Ostění je navrženo ze železobetonových segmentů obsahujících polypropylenová vlákna pro zvýšení požární bezpečnosti.

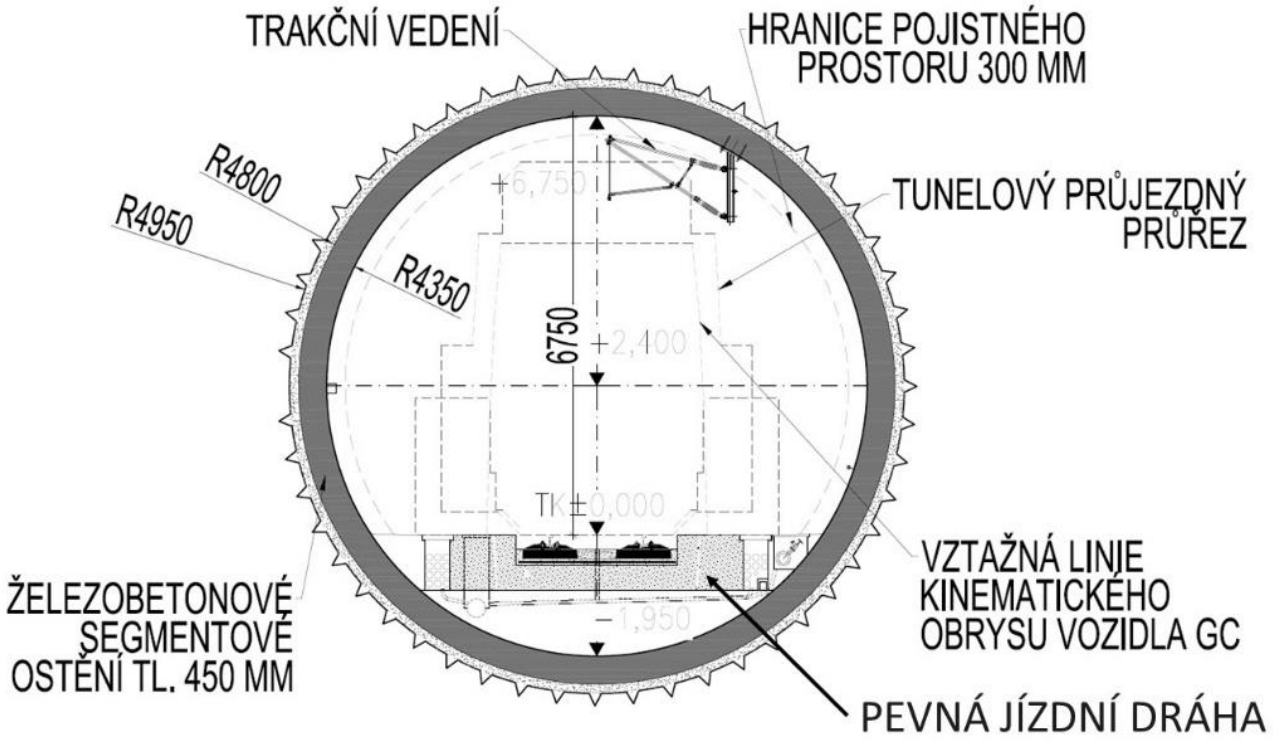
Bude vybudováno šest propojek s nadložím v rozmezí 41 až 84 m nad temenem kolejnice. Větrací šachta ve Střešovicích napomáhá odvětrání jednokolejných tunelů při požáru.

5.1 TBM TUNELY

S ohledem na předpokládané geologické a geotechnické podmínky a vzhledem k tomu, že se u trasy tunelu nevyskytují rozsáhlé oblasti jemnozrnných zemin, je na základě doporučení DAUB navrženo použití EPB-TBM. EPB-TBM umožňuje ražbu ve třech režimech v závislosti na aktuálně se vyskytujících geologických podmínkách (uzavřený, otevřený a polouzavřený režim). Použití všech tří režimů je predikováno podél trasy tunelu.

Tloušťka železobetonového segmentového ostění je v současné době zvolena 45 cm s tím, že v dalších fázích návrhu je možné její upřesnění. Rozhodující zatěžovací podmínky pro návrh ostění jsou v oblasti

eolických sedimentů a v místě tektonických poruch mezi zdravými břidlicemi. Kromě toho je v oblastech tektonických poruch a v oblasti Veleslavína očekáván vysoký hydrostatický tlak na ostění.



Obrázek 4: Vzorový příčný řez tunelem TBM.

6. RAŽBA POD RAMPOU V ULICI SVATOVÍTSKÁ

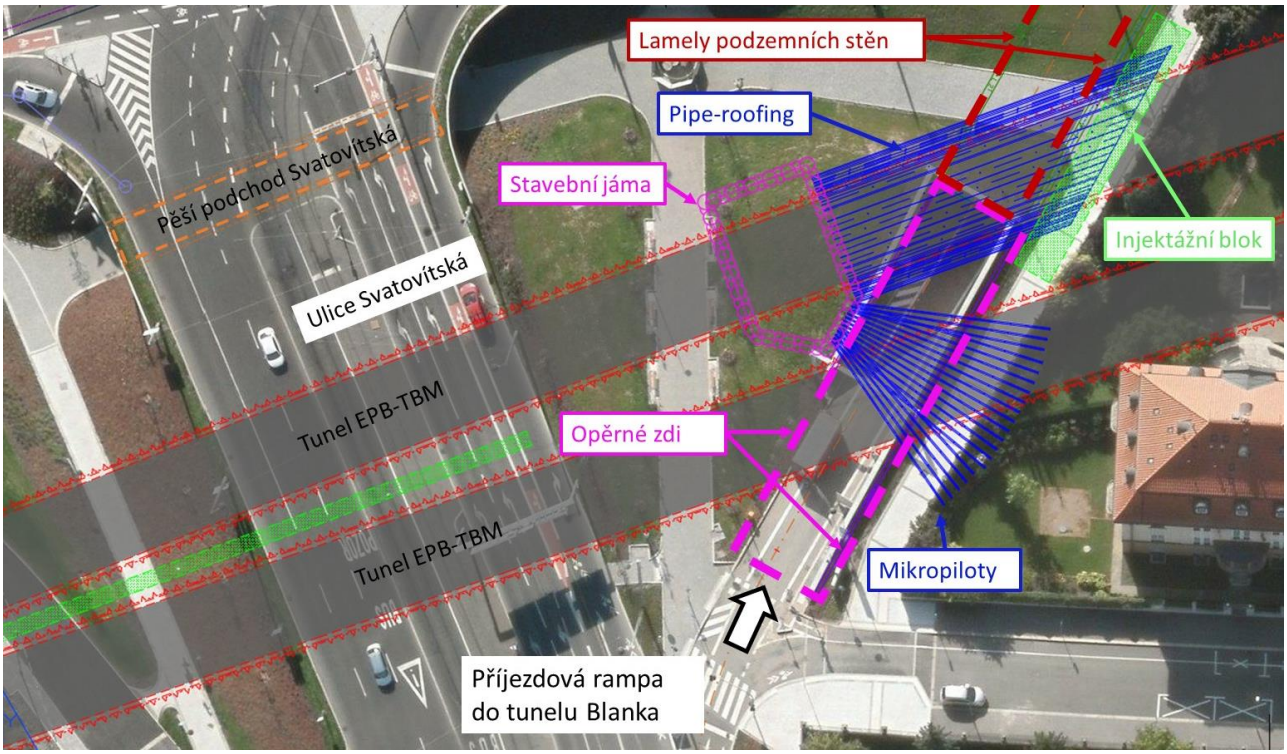
Ražba TBM začne z východního portálu (poblíž stanice Praha - Dejvice). Jedná se o úsek trasy v kvartérních sedimentech. TBM musí nejprve projít pod ulicí Svatovítská s nadložím do výšky 17 m. Následuje ražba kritického úseku pod příjezdovou rampou „Svatovítská“, která přivádí silniční dopravu do tunelu městského okruhu Blanka (viz obr. 5).

Rampa se skládá ze dvou konstrukcí. První část je tvořena opěrnými zdmi ve tvaru písmene L v otevřené části vozovky. Druhá část se skládá z podzemních stěn se zasypanou stropní deskou a volně uloženou spodní desku (milánská metoda). Předpokládaná vzdálenost mezi patou podzemní stěny a obvodem raženého tunelu je pouze 2,1 m. Stropní deska uložená na podzemní stěnách je přitížena až 5 m zeminy v nadloží. Základová deska tunelu je spojena s podzemní stěnou pomocí smykového klíče, který představuje velmi citlivý detail konstrukce, protože není navržen pro přenos významných sil.

Levý tunelový tubus prochází pod podzemními stěnami, zatímco pravý tubus je umístěn pod zářezem se zárubními stěnami (viz obrázek 6). Pro návrh tunelu TBM a zmírnění dopadu stavby jsou hlavními problémy vysoká napětí pod patami podzemních stěn spolu s vysokou citlivostí podzemních stěn na svislou deformaci během ražby. Z tohoto důvodu projektant zvažoval několik řešení pro zmírnění rizik.

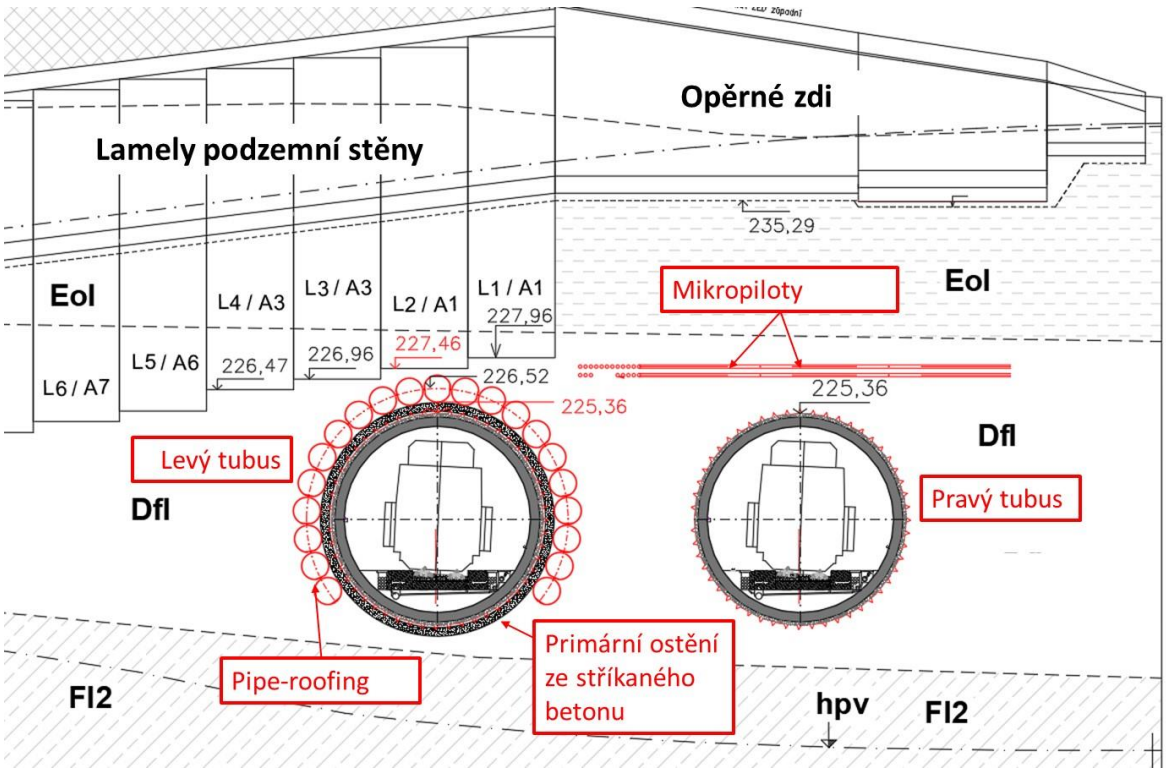
Uvažovalo se o injektáži pod paty podzemních stěn, avšak problémem byl přístup k provedení injektáže v dostatečné kvalitě a výsledná únosnost zemního bloku. Z tohoto důvodu projektant navrhuje použít metodu pipe roofingu - pod podzemními stěnami instalovat ocelové trubky o průměru cca 1,3 m z dočasné stavební jámy (obr. 7). Protože na druhém konci rampy není žádná vytahovací šachta, musí být instalace trubek provedena zatahovacím strojem M-TBM a na druhé straně musí být trubky pipe-roofingu podepřeny v injektážním bloku. Konvenční prováděný tunel je pak vyražen pod ochranou pipe-

roofingu a spolu s dočasnou šachtou zalit betonem o nízké pevnosti. To pak umožňuje bezpečných průchod levého tubusu EPB-TBM v otevřeném režimu.



Obrázek 5: Situace navrhovaných dodatečných zajišťovacích opatření v oblasti ulice Svatovítská

V prostoru pod opěrnými stěnami ve tvaru písmene L je navržen dvouřadý mikropilotový deštník (mikropiloty) prováděný z dočasné šachty. Tento vějíř z mikropilot umožňuje rozložit tlak na čelbě vytvářený EPB-TBM k její stabilizaci. Proto musí být pravý tubus tunelu proveden v uzavřeném režimu pod opěrnou zdí. Ražba však nevyžaduje výrazné výkyvy v podpůrném tlaku na čelbě EPB-TBM z důvodu podchodu pod zářezem.



Obrázek 6: Příčný řez dodatečných opatření v oblasti ulice Svatovítská spolu s výsledky deformací určených numerickým modelem (Eol – eolitické sedimenty, Dfl –deluviofluviální sedimenty, Fl2 – fluviální sedimenty)

6.1 INSTALACE PIPE-ROOFINGU

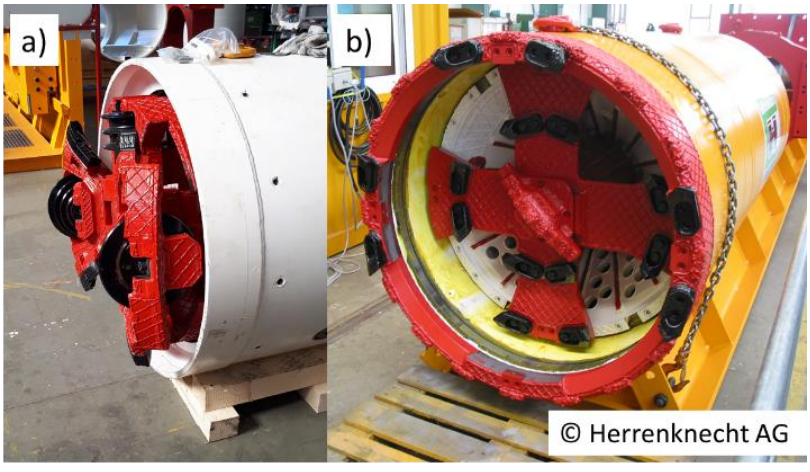
Pro konstrukci pipe-roofingu (instalace ocelových trubek) přicházejí v úvahu dvě metody: protlačování a metoda mikrotunelování. V případě mikrotunelování se nejčastěji používá bentonitový štít (M-TBM). Volba tohoto řešení je dána následujícími faktory:

1) těsné tolerance při ukládání ocelových trubek;
2) možným výskytem zemin i hornin v raženém průřezu;
3) požadavek na malé deformace okolního terénu při instalaci;
4) možným založením podzemních stěn hlouběji, než se předpokládalo, a s rizikem kolize trubek s patami podzemní stěny;
5) nemožnost vybudovat na protější straně Svatovítské ulice vytahovací šachtu pro příjezd M-TBM.



Obrázek 7: Realizace pipe-roofi ngu pomocí AVN 1200 na silničním tunelu Gongbeiv Číně (archiv Herrenknecht AG)

Zmíněné podmínky splňuje pouze bentonitové M-TBM. Z důvodu nemožnosti realizace stavební jámy na protější straně rampy Svatovítská je navržena aplikace zásuvného M-TBM. Tato technika umožňuje zatažení M-TBM přes instalované trubky zpět do stavební jámy, ze které byl vytlačen. To umožňuje jeden ze dvou systémů řezných hlav (viz obrázek 8). V obou případech ponechává M-TBM svůj vnější ocelový plášť v masivu.



Obrázek 8: a) První možnost zatahovacího mechanismu stroje M-TBM se sklopnou řeznou hlavou b) Druhá možnost zpětného vytahování stroje M-TBM se ztracenou vnější obručí hlavy (archiv Herrenknecht AG)

7. ZÁVĚRY

Historie tohoto projektu ukazuje, jak důležitý je kvalitní a rychlý systém povolování staveb a konzistentní zdroj financování velkých infrastrukturních projektů. Vnímání urbanistického plánování a vlivu stavby na životní prostředí během realizace se ze strany veřejnosti v průběhu času mění.

Projektantem vybraná varianta JIH a následně rektifikována na JIH-ÚVN byla i oponentními posudky (Thewes et al., 2024; Brož et al., 2020; Aue et al., 2024) potvrzena jako nejvhodnější trasa pro vedení tunelů pod Střešovicemi. Tato varianta je optimální zejména z pohledu minimalizace vlivu na obyvatele jak během výstavby tak i během provozu. Oponentní posudky poskytly investorovi doporučení do dalších fází přípravy. Výsledky posudků jsou použitelné i u jiných plánovaných dopravních staveb. Projektant nyní dokončuje návrh technického řešení Střešovických tunelů ve variantě JIH-ÚVN v detailu dokumentace pro územní rozhodnutí. V současnosti rovněž probíhá proces hodnocení vlivu stavby na životní prostředí (EIA), na který naváže žádost o společné povolení stavby dle liniového zákona. Investor očekává, že nezávislé posudky zvýší akceptaci tunelového řešení mezi veřejností a urychlí proces EIA a získání společného povolení.

V článku je uvažován poměrně inovativní způsob provedení stabilizačních opatření pro podcházení rampy Svatovítská, kterému je třeba v další projektové fázi věnovat mimořádnou pozornost.

LITERATURA

- AUE, M. et al. (2024) Zhodnocení navržených variant nového propojení železničních stanic Praha-Dejvice a Praha-Veleslavín ve vztahu ke geologické stavbě zájmového území reprezentované vytvořeným koncepčním 3D geologickým modelem. Česká geologická služba, dostupné na https://geology.maps.arcgis.com/home/webscene/viewer.html?webscene=99cc8742052947c6bef0c087cbe11e65
- BEDNAŘÍK, K. (2020) Porovnání variant. Metroprojekt Praha a.s.
- BROŽ, M. (2020) Nezávislý posudek vlivu vibrací na zástavbu nad železničním tunelem Praha-Dejvice – Praha-Veleslavín.
- DAUB Recommendation for selection of tunnel boring machines (2010) (DAUB = Deutsche Ausschuss für Unterirdisches Bauen e.v.)
- DRAGOUN, F. et al. (2024) Předběžný geotechnický průzkum pro „Modernizace trati Praha-Výstaviště (mimo) – Praha-Veleslavín (mimo)“ – část Geotechnický průzkum ražených tunelů Střešovice. . SUDOP PRAHA a.s.
- CHMELAŘ, R. et al. (2019) Předběžný geotechnický průzkum pro „Modernizace trati Praha-Výstaviště (mimo) – Praha-Veleslavín (mimo)“– část Geotechnický průzkum ražených tunelů Střešovice. PUDIS a.s.
- THEWES, M. et al. (2024) Expert assessment – Assessment of Alignment Variants

Dr.-Ing., Zdeněk, Žižka
METROPROJEKT PRAHA a.s.
zdenek.zizka@metroprojekt.cz

MONOLITICKÉ OSTĚNÍ TUNELŮ RAŽENÝCH TBM

P. Vítek
HOCHTIEF CZ, Praha, Česká republika
Š. Pešková
ČVUT, Praha, Česká republika

ABSTRAKT:

K ražbě tunelů pomocí tunelovacích strojů TBM patří segmentové ostění. Systémy výroby a montáže ostění jsou vyvinuté a zavedené. Kromě výhod má segmentové ostění i určité nevýhody a těmi je především velké množství spár v ostění a výroba vyžadující velké plochy a dopravní nároky. Aby se výroba ostění zjednodušila byl navržen a ověřen systém monolitického ostění, který hlavní nevýhody eliminuje.

Ostění se zhotovuje z betonu vyztuženého ocelovou rozptýlenou výztuží, který se k čelbě tunelu vozí v domíchávači umístěném na podvozku MSV (víceúčelové vozidlo). Sekce stroje, kde probíhá montáž ostění je vybavena ocelovou formou. Prostor mezi formou a horninou se vyplní dovezeným betonem. Následně během ražby dalšího úseku tlačné válce stroje vystavují betonovou směs značnému tlaku, čímž dojde k jejímu zhutnění. Následně beton tuhne a tvrdne, stále za podpory formy. Poté co dosáhne dostatečné pevnosti, aby ostění vzdorovalo horninovému tlaku, je forma přemístěna směrem k čelbě k použití na betonáž dalšího prstence. Takto se proces cyklicky opakuje.

Výzkum se věnoval výhradně materiálu a technologii výroby vlastního ostění, nikoliv návrhu strojních součástí. Využití technologie se předpokládá především v soudržných horninách. Rozhodující procesy byly experimentálně ověřeny na vzorcích dostatečné velikosti.

1. VYUŽITÍ TECHNOLOGIE V MINULOSTI

Technologie monolitického ostění byla využita mimo jiné v Praze během výstavby metra I.A. v úseku Malostranská – Můstek. Součástí úseku je i podchod Vltavy. Pro ražbu byl využit sovětský tunelovací stroj TŠčB, který se svými parametry a výkony ani zdaleka nepřibližoval současným strojům TBM. I přes řadu problémů, mezi které patřila i vysoká poruchovost, vzniklé tunelové ostění z prostého monolitického betonu vykazuje spolehlivost a nízké průsaky. Připomeňme, že stavebnictví v 70. letech 20. století obecně nebylo příliš zaměřeno na pečlivost a spolehlivost, jak je tomu nyní, a přesto časem prověřený výsledem můžeme hodnotit pozitivně.

2. SEGMENTOVÉ OSTĚNÍ

Připomeňme si v krátkosti typickou výrobu a montáž segmentového ostění. Segmenty se obvykle vyrábějí ve výrobně, která je vybavena mísicím centrem pro výrobu betonu. Beton se dopravuje do forem, kam se uloží a následně hutní. Následuje tuhnutí a tvrdnutí, které se někdy urychluje proteplováním. Když beton dosáhne požadované pevnosti umožňující manipulaci, je segment vyjmut z formy, náležitě ošetřen a pak dopraven na skládku. Výrobna obvykle nedosahuje výkonu odpovídajícímu potřebě tunelovacích strojů, proto se zahajuje v předstihu před ražbou. S tím je spojena potřeba velké plochy pro deponování vyrobených segmentů. Segmenty jsou vybaveny po celém obvodě těsněním, které se buď nalepuje na hotový segment, nebo vkládá do formy před betonáží. Obvyklá délka prstence je 1.5 až 2 m, při čemž prstenec bývá sestaven z 6 až 8 segmentů včetně klenáku. Parametry jsou závislé zejména na průměru tunelu.

Podle vzdálenosti výrobny segmentů od přístupu do tunelu se volí vhodný druh dopravy. Na staveništi u portálu tunelu se segmenty přeloží na speciální vozidlo (MSV), které je upraveno pro jízdu v tunelu po sestaveném ostění. Na konci závěsu stroje (TBM) se segmenty přeloží na podavač a dopraví k erektoru, který segmenty ukládá na předepsané pozice. Délka prstence je po obvodě mírně proměnná. Vhodnou

sekvencí postupných rotací prstenců se zajistí aproximace směrových a výškových oblouků. Přítlak stroje TBM při ražbě je zajištěn proti sestavenému ostění.

Normálová síla od přítlaku válců stroje je pro segmenty významný zatěžovací stav, který rozhoduje o materiálu a dimenzi segmentu. Působení uvedeného zatížení je zcela odlišné od vlivu horninového tlaku. Každý segment je vystaven tlaku stroje pouze jednou, a to během ražby a další zatížení působící po dobu životnosti je jiné. Na některých stavbách např. při ražbě metra V.A1. (ale i jinde v zahraničí) právě v tomto stavu docházelo k porušení segmentů trhlinami v plné tloušťce, čímž se narušila vodonepropustnost ostění.

Dalším problémem je těsnění spár mezi segmenty. Těsnost je podmíněna přesným sestavením prstence. Pokud na sebe jednotlivé segmenty nedoléhají, nebo jsou vzájemně posunuté z roviny, kontaktní plocha těsnění se zmenšuje, a tak hrozí riziko průsaků vody spárami. Tento problém se projevil ve větší míře na železničním tunelu u Ejpovic.

Běžně se segmenty vyrábějí ze železobetonu nebo drátkobetonu. Drátkobeton je materiál duktilnější. Porovnáme-li drátkobeton a železobeton stejných pevností zatížený tahem, rozptýlená výztuž drátkobetonu brání lokalizaci trhlin, proto vznikne větší počet drobných trhlinek. To je stav příznivější pro vodonepropustnost ostění.

Prostor mezi ostěním a výrubem se vyplňuje injektážní hmotou. Injektážní hmoty jsou různé, v ČR se dosud užívala tekutá injektáž, kde hlavními složkami jsou voda (cca 700 l/m^3), cement, bentonit a gelovací přísada. Injektáž po zaplnění prostoru rychle přejde v gel a je odolná proti rozplavení podzemní vodou. Vzniklá hmota má však velmi malou pevnost a v suchém prostředí vysychá a ztrácí objem.

3. MONOLITICKÉ OSTĚNÍ

Základní myšlenka monolitického ostění není nová, jak bylo zmíněno v úvodu. Řešitelský tým si vytkl cíl vypracovat novou technologii, která bude splňovat výkonové parametry běžných strojů TBM. Materiál pro ostění se předpokládá beton s rozptýlenou ocelovou výztuží.

3.1 VÝROBA A DOPRAVA BETONU

Výroba betonu se předpokládá v mísicím centru umístěném přímo na staveništi v blízkosti portálu. Kvalitně rozmísený beton je základním předpokladem spolehlivosti ostění, proto se počítá s dávkováním rozptýlené výztuže přímo do míchačky, a to ve formě drátků vzájemně odseparovaných distributorem. Proces přidávání drátků zabere čas, o který se prodlouží vlastní doba míchání. Nepřímé dávkování drátků spolu s kamenivem se nedoporučuje, protože nastává velké riziko vzniku shluků drátků tzv. ježků. Dimenze míchačky tedy musí odpovídat potřebě betonu, aby bylo možné dostatečně zásobit stroj TBM. S ohledem na spolehlivost se předpokládají dvě nezávislá mísicí centra v rámci jedné betonárny.

Betonová směs se postupně plní do domíchávače namontovaném na tunelovém vozidle MSV (kterým se běžně zavážejí segmenty). Rychlost jízdy vozidla v tunelu se předpokládá 15 km/h z čehož plyne, že čistý čas na dopravu tunelem délky 5 km je 20 min. Přičteme-li k tomu dobu míchání směsi a čas potřebný na vyplnění prostoru získáme potřebnou dobu zpracovatelnosti přes v rozmezí 1-2 hodin. To je parametr splnitelný.

V souvislosti s výstavbou ostění kromě betonu není již potřebné ke stroji dopravovat žádný materiál. Nespotřebovaný beton, který zbude v domíchávači se odseparuje, při čemž kamenivo a drátky lze znovu použít.

3.2 ODLIŠNOSTI TECHNOLIGIE OPROTI STANDARDNÍMU TBM

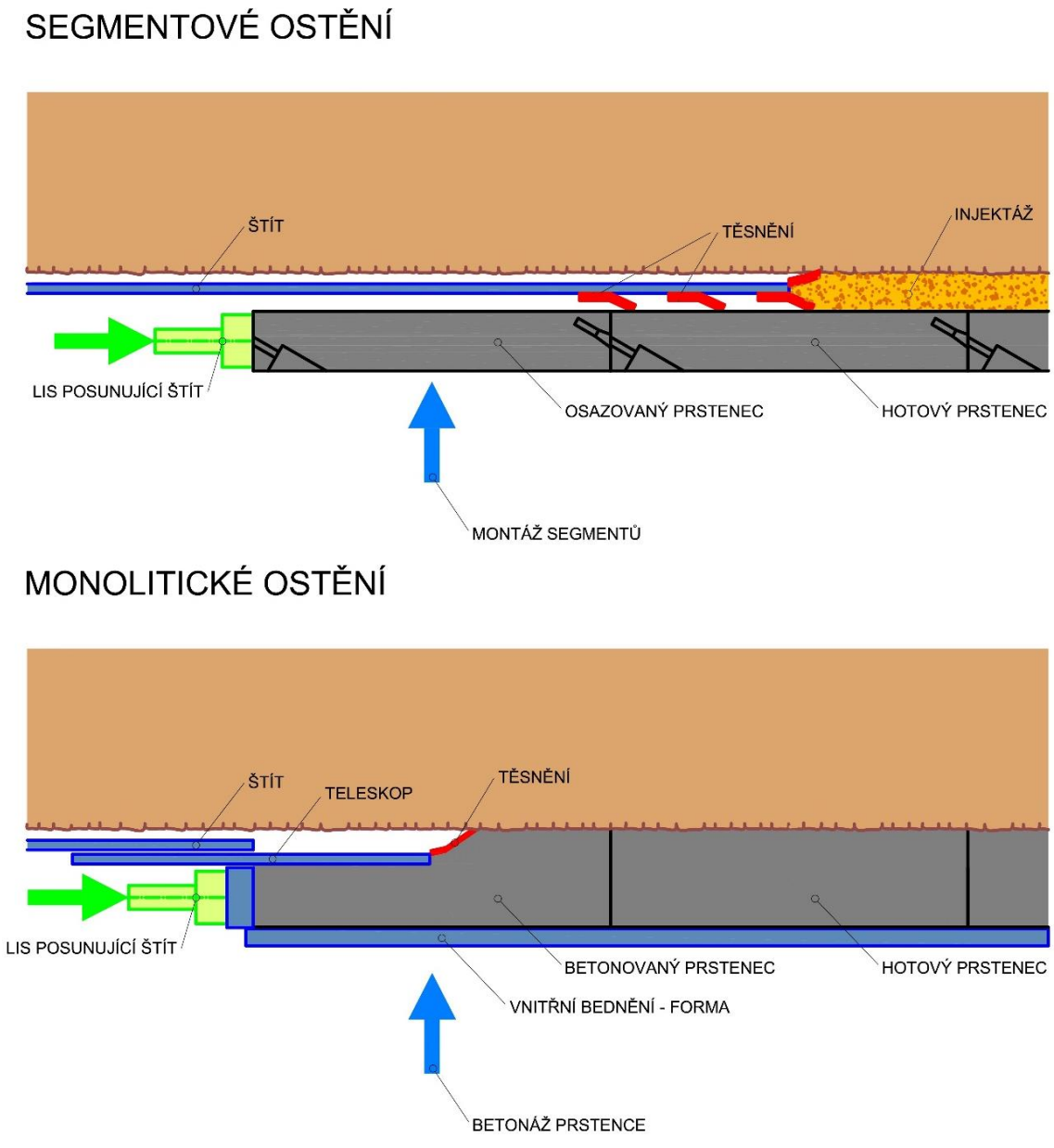
Zatímco u standardního TBM je segmentové ostění montováno přímo do obálky štítu, u monolitického ostění je do zadní části obálky vložen ještě teleskop (obr. 1). Jedná se o ocelový válec zasunutý do obálky a ovládaný separátní hydraulikou. Během ražby zůstává na místě a zajišťuje tak výrub. V případě, že se v prostředí vyskytuje tlaková podzemní voda, je na vnitřní stěnu teleskopu natažena izolační fólie. Primární smysl fólie je v zamezení rozplavení betonové směsi podzemní vodou. Fólie samozřejmě kolem ostění zůstane a lze počítat s jejím druhotným příčinkem k těsnosti ostění, nebo odolnosti proti vlivu

bludných proudů. Ostění je však navrženo jako vodonepropustné, protože nelze zaručit, že nedojde k poškození fólie.

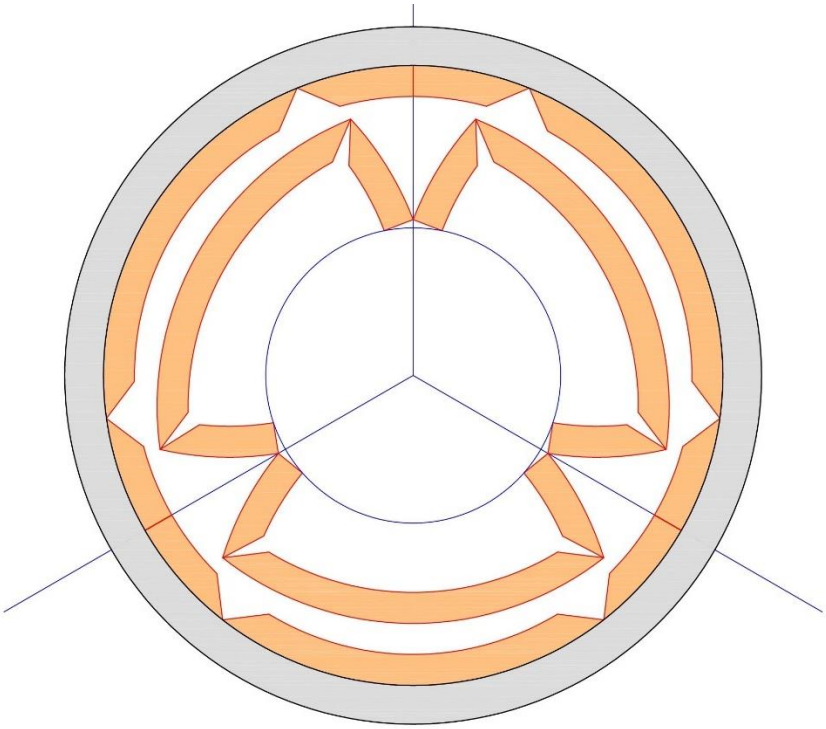
Razicí sekce stroje TBM je se závěsem spojena tzv. mostem. U technologie monolitického ostění se most využívá pro transport bednicích forem ostění (obr. 2). Forma kruhového tvaru se složena ze sekcí, které lze sbalit do menšího průměru, který se protáhne rozbalenou formou. Jednotlivé formy mají délku záběru TBM, tedy standardně 1.5 až 2 m. Na mostě se pohybuje manipulátor, což je obdoba erektoru. Manipulátor sbalí poslední díl formy a přesune jej směrem k čelbě do prostoru, kde se buduje ostění, tedy na úroveň teleskopu. Tam se forma opěr rozbalí. Forma tvaru válce je mírně kónická, tedy podstavy opsaného válce nejsou rovnoběžné, obdobně jako u segmentového prstence. Rotací formy se zajistí aproximace směrových a výškových oblouků, rotaci provede manipulátor jako poslední fázi uložení formy. Forma se připne k předcházející sekci.

Tlačné válce stroje jsou zakončené čílkem, které zabední prostor mezi formou a teleskopem. Čílko je upraveno tak, že do něj lze vložit izolační plech, který zabrání případnému pronikání vody pracovní spárou mezi jednotlivými prstenci.

Kromě uvedeného stroj není vybaven prvky pro manipulaci se segmenty a rovněž odpadá celá technologie injektáže za ostění.



Obrázek 1: Porovnání segmentového a monolitického ostění



Obrázek 2: Rozbalená a sbalená forma pro monolitické prstencové ostění

3.3 BETONÁŽ PRSTENCE

Beton se do určeného prostoru vymezeného z vnější strany teleskopem, z vnitřní strany ocelovou formou, zpředu čílkem a vzadu navazujícím prstencem načerpá tak, že zmíněný prostor zcela vyplní. Dále se ve směsi vyvodí tlak odpovídající tlaku podzemní vody. V našich podmínkách se předpokládá maximálně 50 m vodního sloupce tedy 5 bar = 500 kPa. Poté se za udržování tlaku postupně zasouvá teleskop. Doplňovaná směs tedy vyplňuje prostor vně teleskopu. Během této činnosti se protahuje těsnicí fólie a dotlačuje se k výrubu, případně vyplňuje nadvýlomy. Posun teleskopu je natolik pomalý, že čerpadlo směsi stačí dodávat směs a nepoklesne požadovaný tlak. Takto se postupuje až do vyplnění celého prostoru.

Tloušťka ostění mezi formou a teleskopem je garantována jako minimální. V případě, že se uvolněná hornina opře o teleskop, nepředpokládá se její proniknutí do první vrstvy. Tloušťka ostění bude ve většině rozsahu zvýšená o vzdálenost mezi lícem teleskopu a výrubem. Ojediněle může tloušťka ostění stoupnout o rozměr nadvýlomu.

Po zasunutí teleskopu a zaplnění mezikruží je prostor zcela vyplněn kvalitním materiálem betonu ostění. Následuje zahájení ražeb. Čílko je zatíženo normálovou silou od tlačných válců stroje. Tato síla je značná a obvykle odpovídá tlaku čílka na beton 5 MPa. Při tomto tlaku dochází k zatlačení betonu do horniny a k velmi účinnému zhutnění směsi. Směs musí být čerpatelná, proto se předpokládá jisté nadbytečné množství vody. Během stlačení dojde k vytlačování vody ze směsi. Samotným stlačením dojde je zpevnění struktury betonu a zdánlivé pevnosti betonu v řádech desetin MPa (např. 0.3 MPa).

Nově vytvořený prstenec je zatížen přítlakem stroje ve fázi betonové směsi. Je tedy zcela eliminováno riziko vzniku trhlin vlivem přítlaku stroje. Směs začne tvrdnout a předpokládá se že za 16 hodin dosáhne pevnosti pro možné odbednění.

Alternativně se počítá s možností využití odpadního tepla stroje k proteplování betonu prstence. Standardně jsou TBM vybavena vodním chlazením, kdy se tunelem přivádí chladná voda a od stroje se odvádí teplá voda využitá k chlazení strojních technologií. Tuto vodu lze zavést do výměníků tepla umístěných na formách, a tak část tepla předat betonové směsi k urychlení procesu tuhnutí.

3.4 ČASOVÝ PRŮBĚH

Předpokládejme průměr tunelu 6 m, min. tloušťku ostění 30 cm, a délku prstence 1.5 m. Pracovní cyklus ražby – vlastní ražba 30 min, přesun formy + montáž fólie 30 min. Čerpání směsi také 30 minut. Celý cyklus je tedy 1.5 h.

Objem betonu bude při reálné tloušťce ostění 40 cm a nadvýlomů zhruba 12 m^3. Výroba betonu si vyžádá 6 cyklů v míchačce o velikosti 2 m^3. Prodloužené míchání včetně dávkování drátků lze zvládnout za 10 minut. Výroba betonu na jeden prstenec si vyžádá cca 1 hodinu, což je méně než předpokládaný cyklus ražby 1.5 h. Lze tedy zvládnout s jedním mísicím centrem, ale ta stejně z důvodů spolehlivosti a případných oprav jsou potřebná dvě.

Ražba při rychlosti 1.5 m za 1.5 hodiny dosahuje výkonu 24 m/den. Tedy za potřebnou dobu tvrdnutí betonu 16 hodin se vyrazí 16 m tunelu. Postačuje tedy 16 m forem (11 ks forem). S ohledem na odchylky předpokládáme 13 forem a délku podbednění 19.5 m. To odpovídá běžné délce mostu u strojů TBM kolem 20 m. Tedy stroj není třeba v tomto parametru zásadně upravovat.

4. EXPERIMENTÁLNÍ ČINNOST

Technologie je postavena na předpokladech, které bylo vhodné experimentálně ověřit. Návrh experimentu a velikost vzorku vycházela z charakteru testovaných veličin. Přestože testů bylo realizováno více, v tomto textu se soustředíme na nejdůležitější.

4.1 TEST NÁRŮSTU PEVNOSTI

Předpokládá se použití betonu stejné pevnostní třídy, jaká se běžně užívá pro výrobu segmentů – C 50/60. Odbedňovací pevnosti v době, kdy je možné demontovat formu byla stanovena na 15 MPa. Takové ostění by mělo vzdorovat horninovým tlakům i účinkům tlakové vody. Byl zaveden předpoklad, že pevnosti bude dosaženo za 16 hodin. V tabulce nárůstů pevností je stanovený požadavek splněn.

Pokud by byl požadavek na vyšší pevnost ostění, lze např. zvýšit počet forem, a tak prodloužit dobu tvrdnutí betonu ve stavu podepřeném formou. Tvrdnutí lze také urychlit proteplováním betonu odpadním teplem TBM.

Tabulka 1: Nárůst pevnosti betonu v průběhu času

Hodiny	Dny	Pevnost v tlaku (MPa)
16		17,2
18		17,3
24	1	24,1
	2	35,2
	3	44,8
	7	55,7
	28	67,4

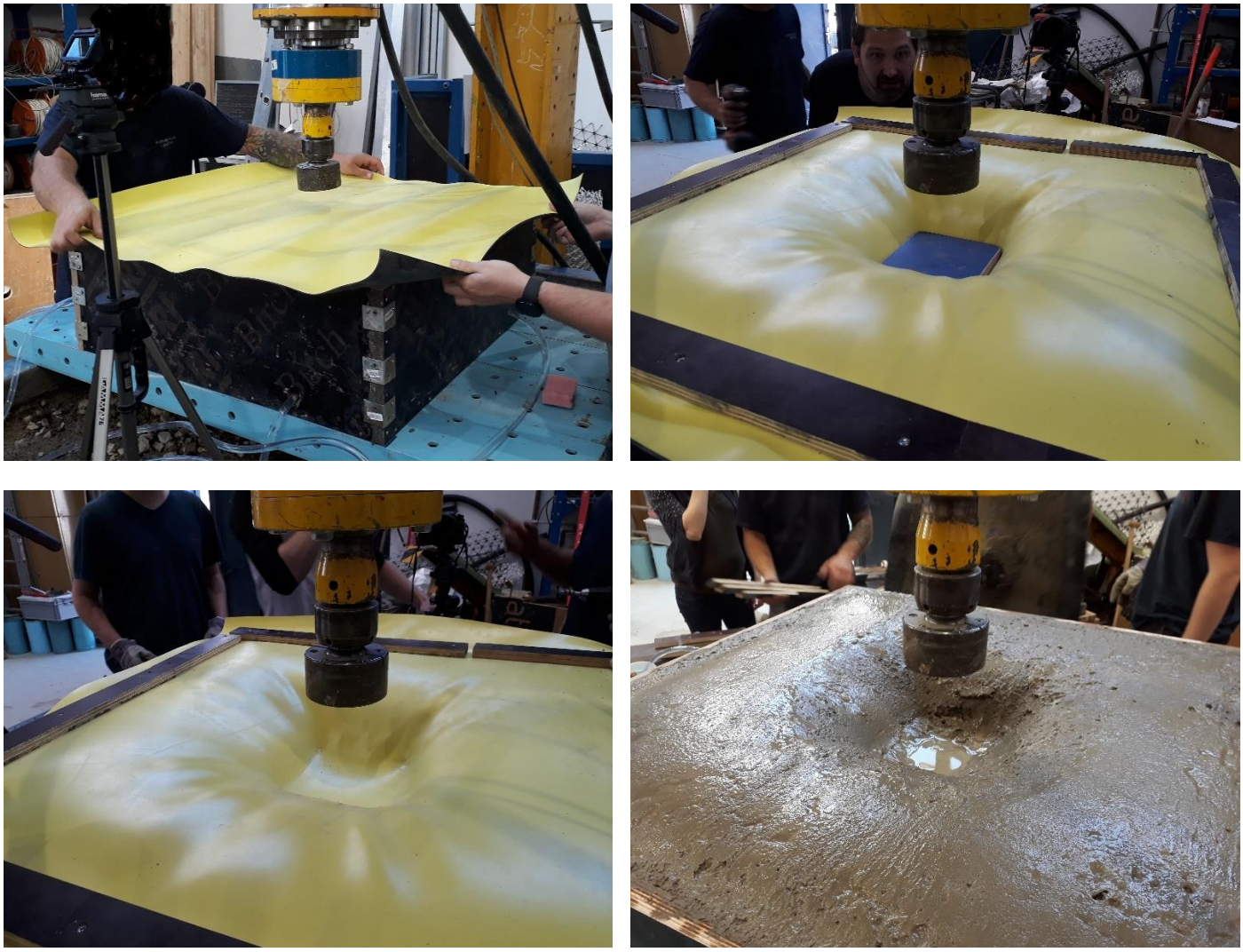
4.2 TEST ODOLNOSTI SEPARAČNÍ FÓLIE

Separační fólie má primární cíl zamezit rozplavení betonu podzemní vodou. Zvláště problematický je stav, kdy podzemní voda proudí trhlinami v hornině a může výrazně degradovat beton. Druhotně zajišťuje čistotu prostoru pro uložení betonu a v dlouhodobém horizontu přispívá k vodonepropustnosti ostění a k eliminaci vlivu bludných proudů.

Při vytipování rizik vznikla obava, k čemu dojde v případě uvolnění ostrohranného úlomku horniny, který bude pronikat do čerstvého betonu ostění. Během ražby je prostor chráněn obálkou štítu a dále teleskopem. Případný úlomek může do ostění proniknout při zasouvání teleskopu, tedy v době, kdy je prostor vyplněn betonem. Nedojde tedy k volnému pádu na formu, ale proniknutí do betonu uloženého pod tlakem cca 500 kPa. Testována byla fólie, za jakých okolností dojde k jejímu protržení.

Experiment byl tvořen blokem čerstvého betonu v bednění bez zhutnění, pokrytý fólií, do které se lisem zatlačoval čtverec o straně 10 cm vyrobený z překližky (obr. 3). Měřeno bylo zatlačení desky při zatížení postupně rostoucí na 10 kN a zároveň byl vizuálně sledován stav fólie. Na vzorku tvaru desky výšky 25 cm došlo k postupnému zatlačení 125 mm, tedy do poloviny tloušťky prvku. Při tom se nedošlo k porušení separační fólie. Připomeňme, že se jedná především o test fólie, síla 10 kN (1 t) na plochu

0.01 m^2 odpovídá tlaku 1 MPa, což je velmi nepříznivá hodnota odpovídající nadloží výšky 40 m, která by v reálu zdaleka neměla nastat, proto i zatlačení 125 mm je výrazně nad skutečnými hodnotami.



Obrázek 3: Postup testu odolnosti separační fólie

4.3 TEST ZHUTNĚNÍ BETONÉ SMĚSI TLAKEM

Je zřejmé, že tlakem vytvořeným na beton dochází ke zhutnění směsi a rovněž i k vytlačování přebytečné vody. Dostatečné množství záměsové vody je potřebné pro zpracovatelnost a čerpatelnost směsi. Odseparování přebytečné vody v uloženém betonu tedy není na závadu. Zároveň bylo zajímavé ověřit jaký má vliv tlak stroje na beton v dalších dříve realizovaných prstencích.

Zde je na místě připomenout, že názory na opakované hutnění se značně liší od zvýšení výsledné pevnosti ke snížení pevnosti. To je zřejmě způsobeno podmínkami testu a způsobem hutnění. Proto bylo na místě ověřit, jak se projeví druhotné stlačení na předcházejícím prstenci.

Experiment byl uspořádán tak, že betonové směs byla vložena do válcové nádoby, a byla zatížena tlakovou silou působící na směs vytvářejí tlak 5 MPa. Po hodině se na nádobu se stlačenou směsí osadila druhá nádoba, naplnila směsí a rovněž se zatížila stejným tlakem. Rovnoměrný tlak na směs se realizoval přes betonový válec, aby bylo vytvořeno rovnoměrné zatížení simulující čílko formy prstence (obr 4).

Zatímco 28denní pevnost referenčních nezatěžovaných vzorků vykazovala průměrnou hodnotu 71 MPa, vzorky zatížené v jednom cyklu dosahovaly průměrné pevnosti 88 MPa a vzorky zatížené dvěma cykly vykázaly průměrnou pevnost 83 MPa. Z toho vyplývá, že hutnění tlakem oproti běžné vibraci na referenčních vzorcích vede ke výraznému zvýšení pevnosti, zatímco druhý zatěžovací cyklus pevnost mírně snížil, ale zůstává stále výrazně vyšší než ta na referenčním vzorku.

Během zatěžování vzorků došlo k vyplavení vody, a to především v rámci prvního zatěžovacího cyklu. Každý vzorek je tvořen válcem průměru 150 mm a výšky 300 mm. Množství uvolněné vody je cca 250 ml/vzorek, což činí cca 5 % objemu.



Obrázek 4: Uspořádání testu zhutnění betonové směsi tlakem

4.4 TEST PRSTENCE OSTĚNÍ

Nejdůležitějším experimentem bylo ověření celého procesu výroby ostění na velkém vzorku v měřítku 1:3. Jelikož nebylo vhodné experiment realizovat v podmínkách ostění, byla vytvořena masivní betonová vnější forma simulující horninový masiv. Vnitřní ocelová forma byla z ekonomických důvodů nahrazena rovněž masivním betonovým prvkem. Mezi formami vznikl prostor pro ostění. Na jedné straně byly obě formy pevně spojeny betonovou deskou simulující předchozí prstenec, na druhé straně bylo instalováno posuvné čílko, na které působilo tlakem celkem 10 lisů.

Test probíhal v souladu s reálným předpokladem. Na místo byl dovezen beton C 50/60 s ocelovou rozptýlenou výztuží z drátků profilu 0.8 mm a délkou 60 mm. Doprava z betonárna trvala asi hodinu, což odpovídá době dopravy do tunelu v reálu. Beton byl pumpou začerpán do prostoru mezi formami tlakem až 500 kPa. Dále se přistoupilo k zatížení betonu přes čílko. Měřily se síly v lisech a zatlačení čílka. Lisy byly zapojeny do dvou okruhů, takže byly vytvářeny i nesymetrické sestavy zatížení, což simuluje potřebu nerovnoměrného tlaku ke změně vektoru pohybu TBM. Podmínky experimentu byly nastaveny tak, aby co nejvěrněji odpovídaly realitě.

Experimentem se prokázal očekávaný proces vytlačování vody, a to již v době natlakování směsi čerpadlem na 500 kPa. Následovalo postupně narůstající plné zatížení všemi lisy po obvodě až na požadovanou hodnotu tlaku 4.5 MPa, která simuluje přítlak TBM na ostění. Tomu odpovídalo zatlačení čílka o 23 mm v dolní části prstence a 30 mm v horní části.

Následně se odlehčilo a zatěžovací schéma se upravilo tak, že v horních válcích byla jen třetina zatížení cca 1.5 MPa a v dolních válcích plný tlak 4.5 MPa. Tomu odpovídalo zatlačení čílka cca 25 mm po celém obvodě.

Po odlehčení se deformace ustálily na 18 mm (nahoře) až 22 mm (dole).

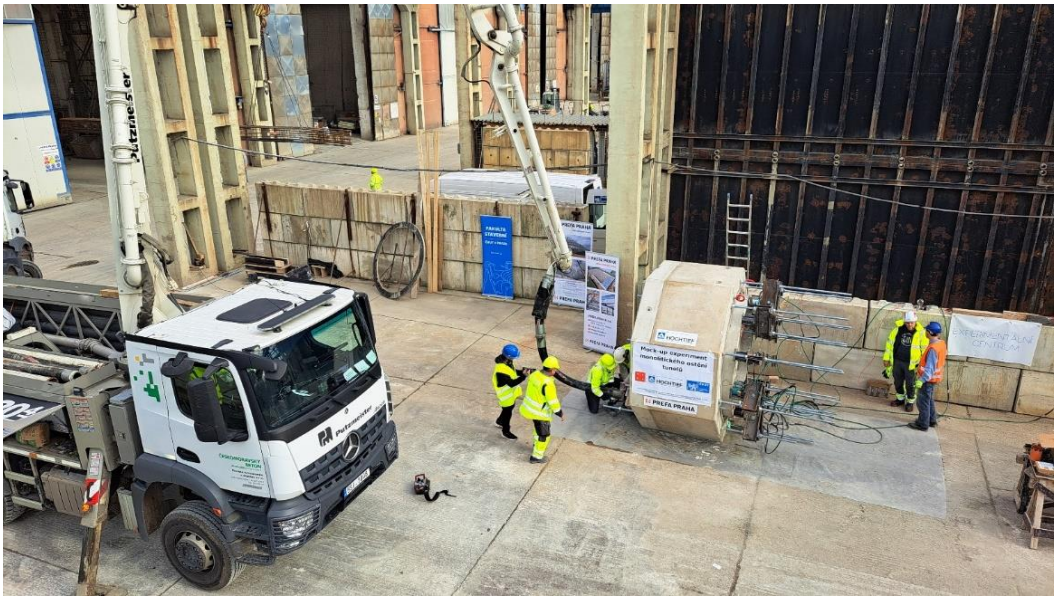
Test byl realizován dvakrát s velmi obdobnými výsledky. U prvního vzorku bylo odformováno čílko již cca po 1 hodině od zahájení zatěžování. Beton byl již velmi tuhý a bylo velmi obtížné jej z prostoru odstranit. Bylo k tomu zapotřebí použít sbíječku a zbytky rozplavit tlakovou vodou. Tím se prokazuje, že nehrozí riziko narušení betonu prstence při odstranění čílka.



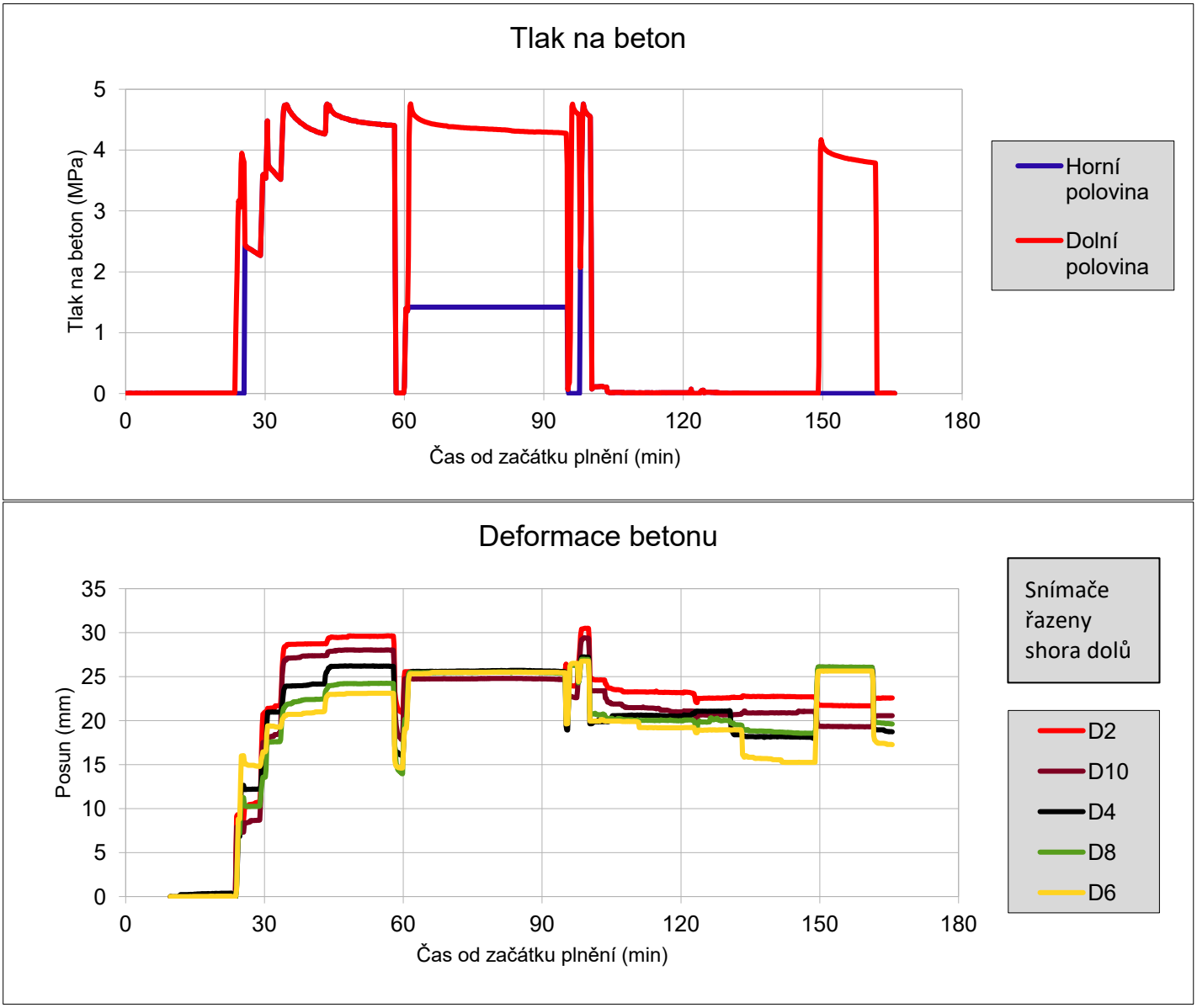
Obrázek 5: Vkládání čílka do připraveného modelu horniny a formy



Obrázek 6: Sestavený a instrumentovaný vzorek



Obrázek 7: Čerpání betonu do prostoru mezikruží tlakem až 500 kPa



Obrázek 8: Vývoj zatlačení čílka v čase. Čas 25-28 min postupný nárůst na plný tlak 4.5MPa, 60-95 min. dolní polovina tlak 4.5MPa, horní polovina tlak 1.5 MPa, 102-150 min úplné odlehčení.

5. ZÁVĚR

V rámci výzkumného projektu byla úspěšně ověřena technologie výroby monolitického ostění. Tato technologie není universální, není vhodná zejména do nestabilního prostředí, kde se užívají bentonitová TBM. Naopak je vhodná do soudržných zemin a měkkých i tvrdých hornin.

K hlavním výhodám monolitu patří:

- Eliminace výrobny segmentů, skladových ploch a dopravy segmentů.
- Absence celé technologie injektáže za rub ostění.
- Omezení počtu spár v ostění, vytvoření spojitého jednolitého prstence, pouze s příčnými pracovními spárami mezi prstenci, které je možné těsnit běžnými prvky.
- Snížení tloušťky ostění v tom smyslu, že prostor na injektáž za segmenty se stává součástí ostění. Předpokládá se, že celková tloušťka monolitu bude větší než tloušťka segmentu, ale menší než tloušťka segmentů spolu s injektáží.
- Zcela se eliminuje riziko narušení ostění trhlinami přítlakem hnacích lisů stroje. Místo hotových segmentů se zatěžuje betonová směs a síla přítlaku se využívá k procesu zhutnění.
- Případné nadvýlomy se řádně vyplní kvalitním materiálem vpraveným pod vysokým tlakem.

Uvedené výhody vedou ke zvýšení výsledné kvalitě díla a rovněž k menší ekonomické náročnosti. V neposlední řadě mají i příznivý vliv na životní prostředí.

6. ŘEŠITELSKÝ TÝM

Dr. Ing. Petr Vítek – hlavní řešitel
Ing. Šárka Pešková, PhD. – spoluřešitel
Ing. Libor Mařík – člen řešitelského týmu
Prof. Ing. Vít Šmilauer, Ph.D. – člen řešitelského týmu
Ing. Pavel Růžička Ph.D. – člen řešitelského týmu
doc. Ing. Jan Valentin Ph.D. – člen řešitelského týmu
Ing. Marcel Jogl, Ph.D. – člen řešitelského týmu
Ing. Martin Válek Ph.D. – člen řešitelského týmu
Ing. Michal Mára Ph.D. - člen řešitelského týmu
Ing. Rostislav Šulc Ph.D. – člen řešitelského týmu
prof. Ing. Bc. Radoslav Sovják Ph.D., LL.M. – člen řešitelského týmu
Prof. Ing. Miroslav Petrtýl DrSc. – člen řešitelského týmu
prof. Ing. Petr Konvalinka CSc., FEng. - člen řešitelského týmu
Ing. Robert Coufal, Ph.D. – člen řešitelského týmu

7. PODĚKOVÁNÍ

Projekt „CK03000045 – implementace nové technologie monolitického ostění tunelů ražených TBM ve stavebním inženýrství“ je financován se státní podporou Technologické agentury ČR a Ministerstva dopravy ČR v rámci Programu 3.VS DOPRAVA 2020+.

Ověření navržené technologie proběhlo během mock-up experimentu, který byl realizován v závodě Prefa Praha, ve spolupráci společností HOCHTIEF CZ a.s., Fakulty stavební ČVUT v Praze, TBG METROSTAV, Ředitelství silnic a dálnic ČR a Ministerstva dopravy ČR.

Dr. Ing. Petr Vítek
HOCHTIEF CZ, Plzeňská 16/3217, 150 00 Praha 5, Česká republika
Petr.Vitek@hochtief.cz

Ing. Šárka Pešková, Ph.D.
ČVUT, Fakulta Stavební, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika
Sarka.Peskova@fsv.cvut.cz

PŘÍPRAVA STŘÍŽKOVSKÉHO TUNELU JAKO SOUČÁSTI VRT PODŘIPSKO

Z. Žižka
METROPROJEKT PRAHA a.s., Prague, Czech Republic

ABSTRAKT: Článek se zabývá přípravou vysokorychlostní trati Praha – Lovosice, která je nazývána VRT Podřipsko. V první části se článek zaměřuje na popis celé trati Podřipsko. Ve své druhé části se článek zaměřuje na představení koncepce Střížkovského tunelu, který je součástí zmiňované vysokorychlostní trati.

1. ÚVOD

Příprava vysokorychlostních železničních tratí (VRT) v naší republice značně pokročila. Vysokorychlostní tratě se stanou součástí sítě Rychlých spojení v České Republice. Rychlá spojení jsou definována Správou železnic jako provozně-infrastrukturní systém rychlé železnice na území ČR. Rychlá spojení budou zahrnovat nejen VRT, ale i některé tratě upravené pro rychlost do 200 km/h. V současné době se nacházejí v různých stádiích projektové přípravy následující úseky VRT:

- RS 1 VRT Praha – Brno – Ostrava (délka 385 km)
- RS 2 VRT Brno – Břeclav (délka 44 km)
- RS 4 VRT Praha – Ústí nad Labem – Drážďany (délka 137 km)
- RS 5 VRT Praha – Hradec Králové/Pardubice – Vratislav (délka 273 km)

Trasa RS 4 spojuje Prahu a Drážďany, přičemž Krušné hory podchází velmi dlouhým bázovým tunelem. Naše společnost Metroprojekt Praha a.s. stojí v čele 22 projekčních firem, které aktuálně zpracovávají projektovou dokumentaci pro RS 4 a konkrétně její část Podřipsko ve stupni DÚR (Obr. 1). Pod názvem Podřipsko se skrývá označení úseku trati mezi Pražským uzlem Balabenka a stávajícím 4. železničním koridorem, na který se napojuje mezi Roudnicí a Lovosicemi. Na trase RS 4 by se měl v budoucnu nacházet ještě další dlouhý bázový tunel podcházející České Středohoří a vyúsťující v Ústí nad Labem.

Tento článek popisuje v první části stav přípravy vysokorychlostní trati a obecně koncepci vysokorychlostní trati. V druhé části se pak článek zaměřuje na Střížkovský tunel, který je navrhován na začátku trasy VRT pod stejnojmennou pražskou čtvrtí.

2. VRT PODŘIPSKO

Zmíněný úsek VRT je pojmenován podle Řípu, který je jedinou krajinou dominantou v okolí tratě, která významem překročila hranice regionu.

Úsek dvojkolejné trati začíná v Praze a končí sjezdem na konvenční trať č. 090 (takzvanou „levobřežku“) za městem Roudnice nad Labem. Trasa této VRT začíná ještě v širším centru Prahy. Součástí projektu je i návrh odbočky Balabenka (Obr. 2), který představuje jeden ze složitých pražských železničních uzlů. Ten propojuje 5 velkých pražských nádraží, a zatímco dnes se tu několik kolejí proplétá ve dvou výškových úrovních, po přestavbě se počet kolejí přibližně zdvojnásobí a přibude ještě třetí výšková úroveň. To vše za velmi podrobné koordinace s městským silničním okruhem, který povede v tunelech pod kolejištěm. Důvodem takto velkorysého řešení není samotná VRT a její zapojení do Prahy, ale zejména potřeba kapacitně vyhovět provozu, který předpokládá studie Železniční uzel Praha. Tento uzel by měl být z velké části dokončen až v polovině 21. století a odbočka Balabenka tak bude jedna z prvních staveb s ním přímo spojených. Koleje RS 4 probíhají touto dopravnou od ŽST Praha hlavní nádraží, kam bude tato VRT zaústěna, a na severním konci odbočky se zanořují do svahu pod pražskou čtvrtí Prosek a Střížkov. Podle druhé z nich jsou tunely délky ca 3 160 m pojmenované.



Obrázek 1: Přehledná situace VRT Podřipsko

Po výjezdu z tunelů se trať ocitá na polích mezi městskými částmi Letňany a Ďáblice, která mají velký potenciál v budoucí zástavbě a pražský Institut plánování a rozvoje (IPR) zde plánuje zcela novou městkou čtvrť. Z toho důvodu zde IPR požaduje rovněž zřízení železniční stanice. Stanice by měla

vzniknout paralelně s ulicí Cínovecká (pokračování dálnice D8 na území Prahy), a protože její plný potenciál bude využit až s případnou novou zástavbou v okolí stanice, je navržena s etapovitou výstavbou. Rozšíření zprvu nouzové stanice Praha Sever do plnohodnotné podoby má být umožněno za plného provozu tratě.



Obrázek 2: Nové kolejové řešení Balabenky

V úseku za stanicí Praha Sever budou již vlaky překračovat rychlost konvenční železnice. Až do oblasti severně od obce Líbeznice je návrhová rychlost 250 km/h a trať zde nejprve mostem o délce 90 m překonává plánovaný vnější dálniční okruh Prahy D0 (konkrétně úsek D520), aby se následně opět zanořila pod zem. Dvojkolejný Líbeznický tunel o délce 3 400 m provede VRT ještě relativně hustě zastavěným územím severně od Prahy. Za jeho severním portálem již mohou vlaky zrychlovat na plánovaných 320 km/h, respektive výhledových 350 km/h. Právě zde také trasa opouští Prahu, aby přes Středočeský kraj postupovala téměř těsně podél dálnice D8 až do kraje Ústeckého. Na rozhraní Středočeského a Ústeckého kraje se nachází poslední velká dopravna tohoto úseku s pracovním názvem ŽST Roudnice n/L VRT.

Před popisem samotné dopravny, je třeba zmínit ještě několik umělých staveb, které jí předcházejí. První z nich by mohl být tunelový most, nazývaný z legislativních důvodů nadjezdem, ovšem šířky 99 m. Jde o ekodukt, jen jeho účelem není vytvoření migrační trasy pro zvěř, ale propojení dvou blízkých části přírodní rezervace (PR Vršky pod Špičákem). Další stavbou je Úžická estakáda délky 900 m, pod níž prochází pozemní komunikace a trať č. 092. Za obcí Zlosyň je trať navrhována v úzké koordinaci s plánovaným rozsáhlým štěrkopískovým lomem, a hned za ním následuje nejdelší estakáda na RS 4, 1 600 m dlouhá Vltavská estakáda. Její délka je dána hlavně širokým pásem aktivní záplavové oblasti Vltavy v tomto místě. Samotnou řeku překonává 25 m vysokým mostem o rozpětí 80 m. Hned za touto estakádou je navržena prostorová rezerva pro odbočku, ve které se bude odpojovat VRT Poohří na město Most. Ta je v tuto chvíli prověřována samostatnou studií a není jisté, zda pokročí do další fáze přípravy. Poslední větší umělou stavbou ve Středočeském kraji je tunel Ledčice, nazvaný podle obce, kterou podchází. Je až s podivem, že se povedlo bezmála 50 km novostavby naplánovat už ve studii tak, aby k jediným demolicím obytné zástavby došlo právě v této obci. VRT zde povede 1 100 m dlouhým hloubeným tunelem.

Stanice Roudnice VRT bude tvořit kapacitní přepravní uzel. Do 4 kolejné stanice bude zapojena trať č. 096, která bude tvořit dopravní spojení s městem Roudnice nad Labem. Tato jednokolejná trať bude do stanice zaústěna přes „triangl“ (trať ve tvaru trojúhelníku), která má mimo jiné sloužit k otáčení některých pracovních vlaků před vjezdem do údržbové základny. Z tohoto servisního střediska, pro které

jsou projektovány vlastní kolejiště a haly, bude probíhat značná část údržby celé budoucí RS 4. Údržba bude probíhat pravidelně v nočních hodinách, kdy je provoz vlaků osobní dopravy na VRT přerušen.

Zbývající část trasy VRT představuje dalších asi 10 km trati na dvou několikaset metrových estakádách, z toho asi třetina trasy bude parametrů VRT. V odbočce Kněždol se bude od VRT odpojovat sjezd na konvenční trať č. 090, který bude na jednu až dvě dekády představovat jediné pokračování této tratě směrem k severní hranici ČR. Úsek VRT přes Středohoří představuje nejen technický, ale i politický oříšek, a proto se jeho realizace předpokládá s určitým zpožděním.

Je třeba zmínit, že pro celou trasu je vytvářen vedle klasické 2D dokumentace i model BIM obsahující i negrafické informace dle požadavků Správy železnic na stupeň DÚR. Veřejnost se s postupem přípravy může seznámit na gis portálu https://vrtky.cz/podripsko .

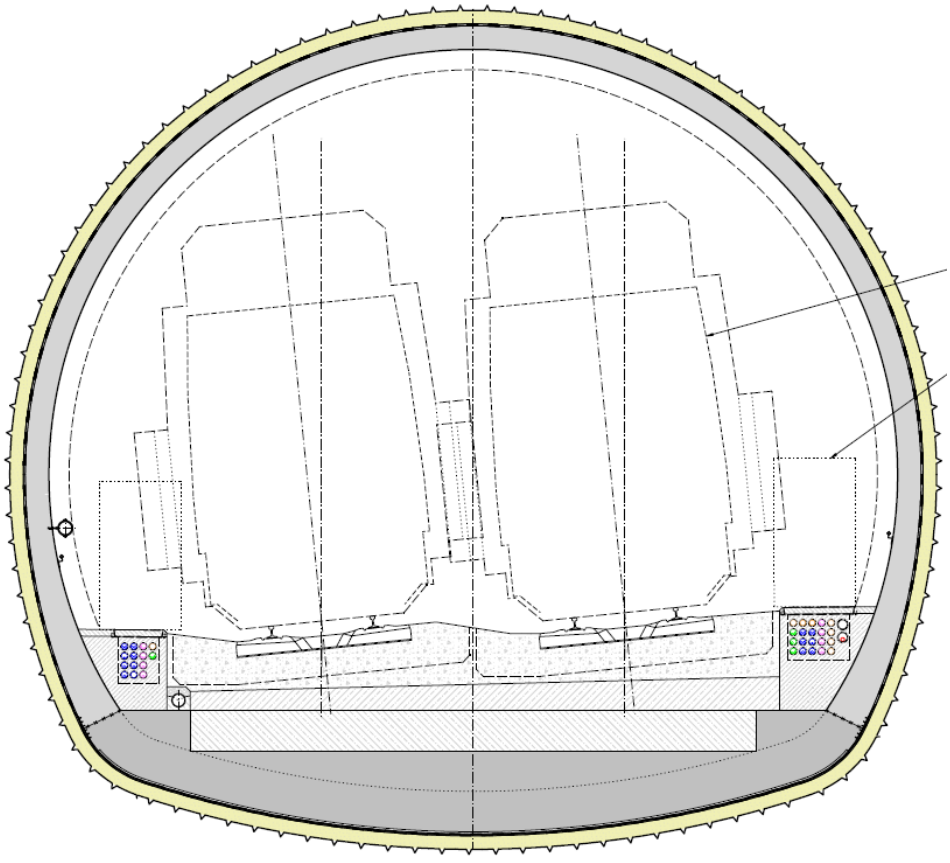
2.1 TUNELY NA VRT PODŘIPSKO

Na trase VRT Podřipsko se vedle již zmíněného Střížkovského tunelu nacházejí i další dva tunely. Konkrétně se jedná o tunel Ledčičcký a tunel Líbeznický. Ledčičcký tunel je celý hloubený a pro Líbeznický tunel je částečně navržena metoda výstavby ražená a částečně hloubená. Zatímco projekce Střížkovského tunelu se odehrává v režii Metroprojektu, jsou zbylé dva tunely projektovány kolegy z firmy Sagasta s.r.o.

Tunely jsou primárně navrhovány podle tzv. „Manuálu pro projektování VRT ve stupni DÚR“ vydaného Správou železnic na základě sdíleného know-how s francouzskými železnicemi (SNCF).

2.1.1 Tunel Líbeznice

Novostavba dvoukolejného hloubeného tunelu je navrhována délky 3400 m. Návrhová rychlost je 250 km/h. Od vjezdového portálu prvních 140 m je tunel hloubený budovaný v otevřené stavební jámě. Dalších 600 m délky je prováděno jako ražených (Obr. 3). Zbylých 2660 m tunelu je budovaných opět jako hloubených v otevřené stavební jámě. Vzhledem k umístění tunelu v extravilánu a většinou v malé hloubce pod povrchem terénu je navržena svahovaná stavební jáma. Konstrukce tunelu bude přesypaná do úrovně současného terénu případně vrstvou mocnosti alespoň 1 m.



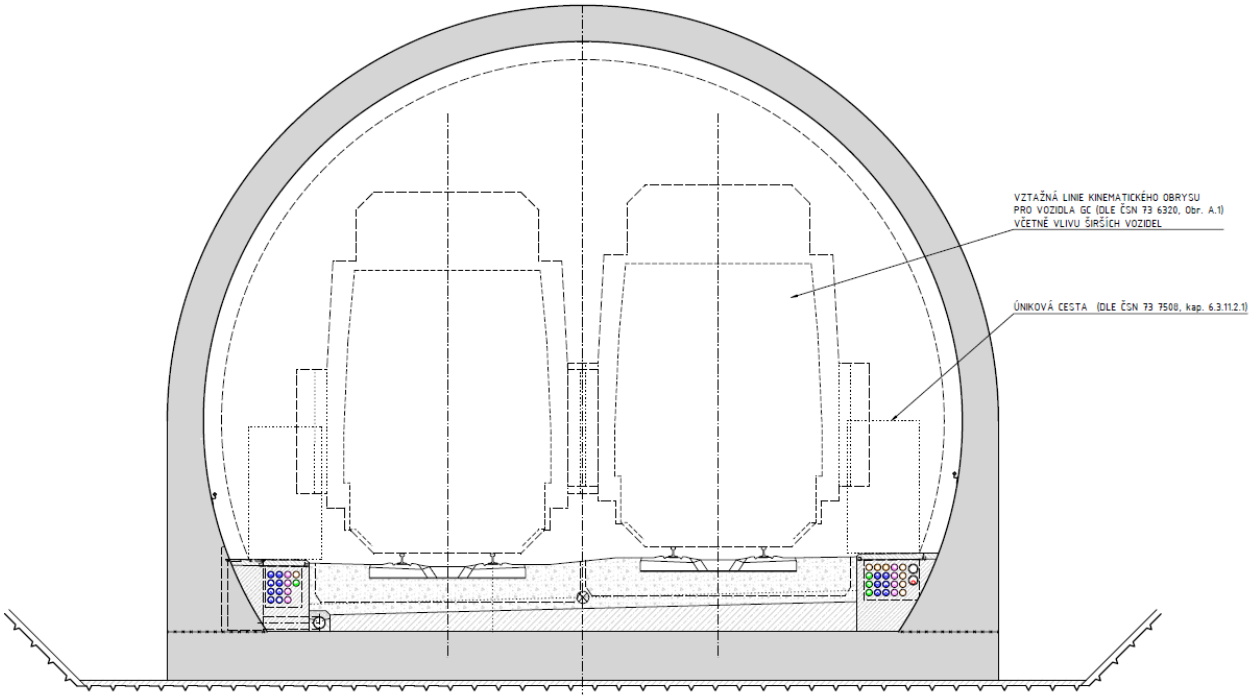
Obrázek 3: Příčný řez ražené části Líbeznického tunelu (Sagasta s.r.o.)

Niveleta tunelu je vedena v údolnicovém oblouku, což si vyžádalo nutný návrh čerpací jímky. Ostění tunelu je navržené z železobetonu jako voděodolné s těsněnými spárami pomocí vnitřních těsnících pásů. Rozměry světlého profilu tunelu odpovídají Manuálu pro projektování VRT. Světlý profil tunelu je 91,8 m2 (pro návrhovou rychlost 230 až 270 km/h je požadavek na min 90 m2). Klenba je založena na základové desce, jejíž tloušťka je závislá na zastižené geologii a výšce zásypu. Navržené jsou tloušťky 800 a 1200 mm.

Ražba bude prováděna dle principů Nové rakouské tunelovací metody. Vzhledem k délce tunelu jsou navržené tři únikové objekty (max. vzdálenost je 1000 m). Při únikových objektech jsou na povrchu navrženy plochy IZS a technologické objekty. Tunel kříží osm komunikací od silnic druhé třídy až po pěší komunikace.

2.1.2 Tunel Ledčice

Novostavba dvoukolejného hloubeného tunelu má navrhovanou délku 1450 m. Návrhová rychlost je 320 km/h. Tunel bude v celé délce hloubený (Obr. 4). Vzhledem k umístění tunelu z větší části v extravilánu a malé hloubce je navržena svahovaná stavební jáma s max. třemi výškovými úrovněmi svahů, které jsou odděleny lavicemi.



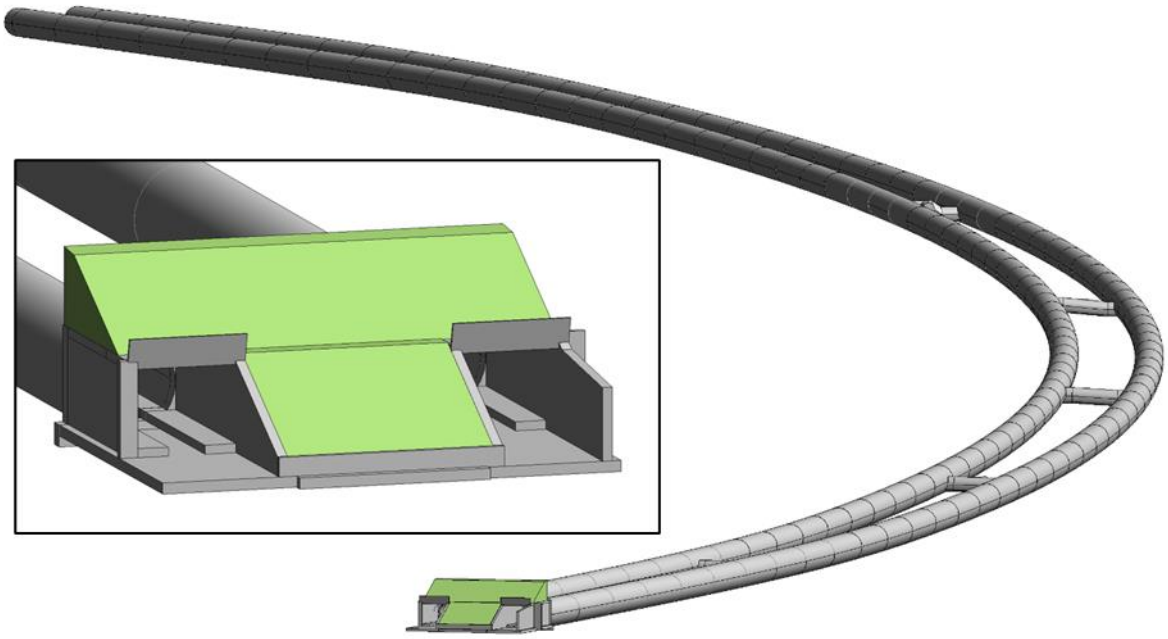
Obrázek 4: Příčný řez Ledčického tunelu (Sagasta s.r.o.)

Osa tunelu je v celé délce vedena ve směrovém oblouku s maximálním převýšením kolejí 150 mm. Tunel má střechovitý podélný sklon, kdy niveleta od vjezdového portálu nejprve stoupá a pak klesá. Rozměry světlého profilu tunelu odpovídají Manuálu pro projektování VRT (vnitřní líc ostění je kružnice o poloměru 6,5 m). Světlý profil tunelu je 99,6 m2 (pro návrhovou rychlost 270 až 350 km/h je doporučení na min 100 m2). Úroveň hrany chodníku je opět navržená vždy ve výšce temene přilehlé kolejnice. Tunel kříží několik polních cesta a silnic třetí třídy.

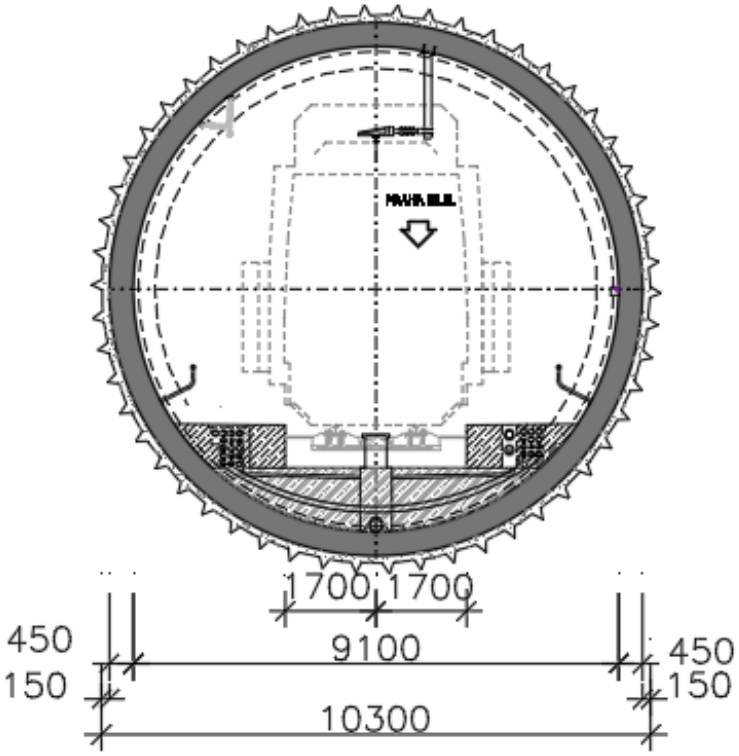
3. STŘÍŽKOVSKÝ TUNEL

Komplex Střížkovského tunelu (Obr. 5) se skládá dvou jednokolejných ražených traťových tubusů (Obr. 6), hloubeného portálového úseku na Balabence, hloubeného portálového úseku v Letňanech (Obr. 7) a ražených tunelových propojek. Levý i pravý ražený jednokolejný traťový tunel celkové délky ca 3160 m, z čehož ca 3000 m bude raženo plnoprofilovým tunelovacím strojem EPB-TBM (Obr. 5). Niveleta tunelu od vjezdového portálu stoupá až ve sklonu 16,5 ‰. Z důvodu omezení maximálního podélného sklonu

kolejí pak jsou v rámci směrových oblouků trasovány tubusy v rozdílných výškách. To si vyžádalo do tunelových propojek instalovat schody.

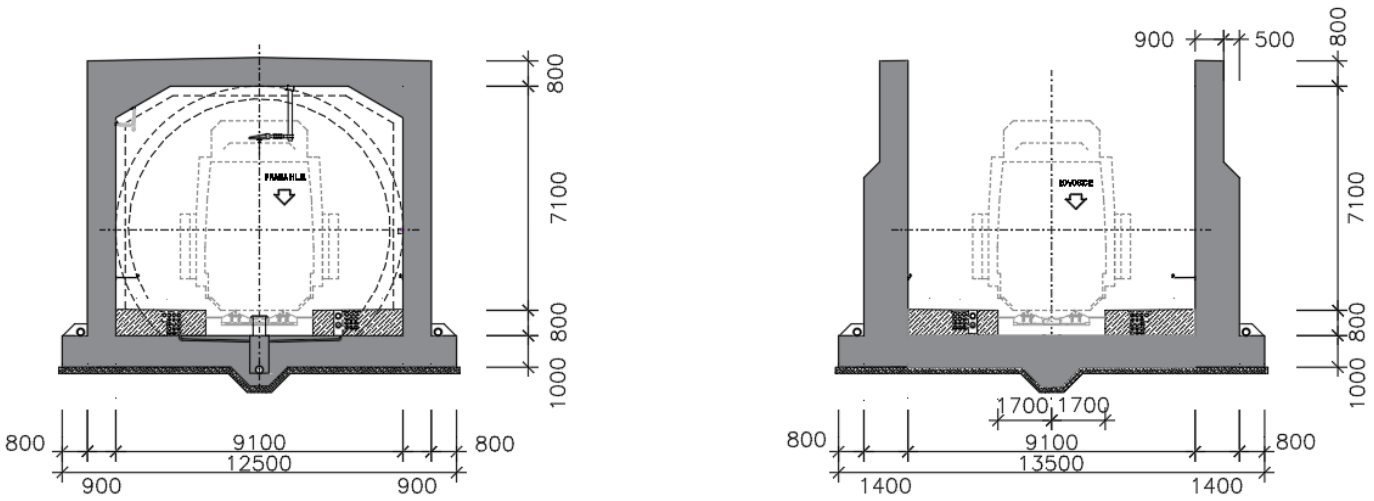


Obrázek 5: BIM model Střížkovského tunelu



Obrázek 6: Příčný řez ražené části Střížkovského tunelu

Návrhová rychlost v tunelu je uvažována do 200 km/h. Vzhledem k tomu se nejedná tunel VRT. Z toho důvodu nebyl jeho příčný řez navržen podle manuálu VRT, nýbrž podle vzorových listů Správy železnic pro tunely rychlostí do 200 km/h. Zmenšení příčného řezu oproti manuálu VRT si ovšem vyžádalo z aerodynamických důvodů nutnost instalaci pevné troleje.



Obrázek 7: Příčný řez hloubené části Střížkovského tunelu

3.1 GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY

Úsek km 5,660-6,170 prochází tunel horninami letenského souvrství a platí zde obdobné podmínky, jako v místě vjezdového portálu. Zastoupeny jsou jílovitoprachovité břidlice s polohami křemenců. Pevnost horniny do hloubky roste. V profilu tunelu se budou nacházet především břidlice odpovídající pevností třídě R4, více zvětralé břidlice třídy R5 se budou nacházet v úvodní části kolem portálu tunelu a v nadloží. Polohy křemenců představují velmi odolnou horninu, která bude způsobovat vyšší opotřebení roubíků razícího štítu. Podle laboratorních rozborů je pevnost křemenců v prostém tlaku průměrně 40 MPa. V průběhu vrtných prací byly dokumentovány hodnoty RQD převážně 0, max. cca 50 %.

Úsek km 6,170-6,280 prochází tunel zlomovým pásmem u paty prosecké plošiny. Tektonická linie prochází územím ve směru ZZS-VVJ a zapříčinila vznik deprese vyplněné kvartérními sedimenty nasedající na podložní ordovické horniny. Lze předpokládat kvartérní deluviální a deluviofluviální sedimenty charakteru jílů a hlín písčitých s proměnlivým podílem podložních úlomků hornin. Předkvartérní podklad tvoří ordovické horniny letenského souvrství charakteru monotónních jílovitoprachovitých břidlic černošedé barvy, které jsou vlivem tektonických linií zvětralé do větších hloubek. V bezprostředním nadloží tunelu se budou nacházet zcela zvětralé břidlice charakteru jílovité zeminy pevné konzistence. V průběhu vrtných prací byly dokumentovány hodnoty RQD převážně 40-90 %.

Úsek km 6,280- cca 7,660 prochází tunel jílovitoprachovitými břidlicemi patřící do jemnozrnného (pelitická facie) vývoje letenského souvrství nebo libeňského souvrství. Niveleta tunelu stoupá a mocnost nadloží se pohybuje v rozsahu max. 62 m v km 6,540 až 36 m v km 7,660. Tunel bude ražen především ve zdravých jílovitých a jílovitoprachovitých břidlicích. Horniny mají pevnost v prostém tlaku na dolní hranici třídy R3 odpovídající nejčastěji rozsahu cca 18-34 MPa. Přítomnost poloh křemenců je ojedinělá. Vzdálenost diskontinuit je malá až střední, v průzkumných vrtech bylo dokumentováno RQD v rozsahu nejčastěji 30-80 %.

Úsek km cca 7,660- cca 7,900 prochází tunel na rozhraní dvou zcela rozdílných litologických celků hornin spodní křídy a ordoviku. Niveleta tunelu stoupá a mocnost nadloží se pohybuje v rozsahu 36-29 m. V horní části profilu tunelu se začnou objevovat pískovce korycanského souvrství, které jsou slabě diageneticky zpevněné a odpovídají třídě R5-R4. Pískovce jsou jemně až hrubě zrnité a v průběhu vrtných prací se rozpadaly na úlomky a písek. RQD téměř v celém profilu pískovců odpovídá hodnotě 0. V podloží pískovců bývá přítomná vrstva jílovců patřící již do peruckých vrstev. Jílovce mají šedou až černošedou barvu a obsahují zbytky organiky, popř. se jedná až o uhelné jílovce. Hornina je málo pevná a úlomky lze drtit v ruce, přetváření je částečně plastické. Tato vrstva, pokud je přítomná, bývá obvykle mocná cca 0,5-1,5 m. Přechod do hornin ordoviku může být ostrý, nebo může zahrnovat přechodnou vrstvu zvětralých hornin. Tmavošedé libeňské jílovité břidlice byly ve svrchní vrstvě cca 2,0 m lateriticky zvětralé. Podzemní voda se nachází především v křídových pískovcích, které tvoří výrazný kolektor, jílovce na rozhraní vrstev a podložní břidlice jsou prakticky nepropustné. S rostoucím podílem pískovců v profilu tunelu budou výrazně narůstat přítoky podzemní vody.

Úsek km cca 7,900- cca 8,757 prochází tunel v celém profilu křídovými pískovci korycanských vrstev. Mocnost nadloží postupné klesá z 29 m na 9 m v místě severního portálu ražené části. Pískovce jsou slabě diageneticky zpevněné a odpovídají třídě R5-R4. Křídové pískovce tvoří opět hlavní kolektor pro podzemní vodu v oblasti a vzhledem k nepropustnému podloží dochází k hromadění vody na bázi křídy. Horniny jsou slabě až středně rozpukané a vytváří středně až silně propustný kolektor.

3.2 VÝBĚR TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

Nejprve bylo třeba vybrat nejvhodnější technologii ražby a s tím související kolejové řešení. Do úvahy přicházela možnost řešení tunelu jako dvoukolejného raženého technologií NRTM nebo dvou jednokolejných tubusů ražených metodou TBM. Jako prvotní kritérium byla zhodnocena u těchto dvou variant rychlost výstavby, kdy varianta dvou jednokolejných tunelů ražených pomocí TBM jasně dominuje. Varianta dvou jednokolejných tunelů dále nabízí vyšší úroveň bezpečnosti provozu a v neposlední řadě vhodné umístění technologického vybavení tunelu do tunelových propojek. Volbu varianty ražby pomocí TBM podporuje možnost zřízení kvalitní logistické základy v Letňanech pro obsluhu ražeb.

Statický výpočet prokázal s ohledem na zastižené geologické podmínky nutnost nasazení stroje s možností aktivní podpory čelby podpůrným tlakem. Požadavky na razící techniku je možné na základě předběžného geotechnického průzkumu stanovit pouze orientačně. V rámci plnoprofilových TBM existují tři varianty strojů s aktivní podporou čelby. Vedle zeminového štítu (EPB) je to bentonitový štít a štít s variabilní hustotou podpůrného média (variable density shield). Z důvodu nezastižení rozsáhlých oblastí zemin bez jemných částic v navrhované trase tunelu je navrhován zeminový štít EPB-TBM. Výhodou tohoto typu stroje oproti zbylým dvou typům je jeho nižší cena i provozní náklady. EPB-TBM dále umožňuje ražbu ve třech módech v závislosti na aktuálně zastižených geologických podmínkách (uzavřený, otevřený a polouzavřený mód). Všechny tyto tři módy budou s vysokou pravděpodobností při ražbě Střížkovského tunelu využity.

Vzhledem k poměrně nepříznivým geologickým a hydrogeologickým podmínkám z hlediska stability výrubu bude nutné významnou část tunelu razit v uzavřeném módu. Pouze tak dojde k minimalizaci sedání povrchu a minimálnímu ovlivnění hydrogeologické situace zájmového území. V otevřeném módu se bude razit pouze ve zdravých skalních horninách s minimální puklinovou propustností podzemní vody. Na přechodu mezi oblastmi ražby v uzavřeném módu a otevřeném módu je navrhováno nasazení polouzavřeného módu. Přítoky podzemní vody do tunelu budou v místech s vysokými přítoky regulovány ražbou v uzavřeném módu TBM.

Při určování potřebného průřezu tunelu bylo vycházeno na základě návrhové rychlosti do 200 km/h ze VZOROVÉHO LISTU SVĚTLÝCH TUNELOVÝCH PRŮŘEZŮ JEDNOKOLEJNÉHO TUNELU Příloha 12 Mechanizovaná ražba – Geometrie – od 161 km/h do 230 km/h pevná jízdní dráha, převýšení 0 - 160 mm (bez odsazení). Jako ostění tunelu je navrženo prefabrikované betonové ostění Φ 9,1/10,0 m tl. 450 mm s výztužím drátků nebo konvenční ocelovou výztuží. Pevnostní třída betonu musí být minimálně C35/45 a nemá překročit C50/60 z důvodu křehkosti betonu. Podrobnější požadavky na kvalitu betonu nejsou v rámci současného stupně projektové dokumentace stanoveny.

Pro účely projektové přípravy je uvažován výsledný průměr výrubu Φ 10,3 m. Uvažovaný výrub je o 150 mm větší na každé straně něž vnější hrana segmentového ostění. Velikost 150 mm je v současném stupni dokumentace uváděná jako orientační. Tento prostor je technologicky nutný mimo jiné pro řízení stroje. Na konci zadní obálky štítu je pak tlakově vyinjektován např. tzv. dvou-komponentní injektáží. Tolerance směrového a výškového vedení ražby je uvažována 100 mm na každou stranu od osy tunelu. Těchto 100 mm pro toleranci ražby je vyčleněno mimo pojistný prostor 300 mm.

Segmentové ostění traťových tunelů je v příčných a podélných spárách utěsněno proti vodě pomocí elastomerového těsnění. Toto elastomerové těsnění může být vybaveno bentonitovými pásky, které v případě kontaktu s vodou nabobtnají a oblast dále utěsní. U elastomerového těsnění je prokázáno, že vyhoví na těsnost pro dvojnásobek požadovaného hydrostatického tlaku se zohledněním degradace těsnění během návrhové životnosti ostění a vzájemného natočení segmentů či vzájemného posunu prstenců. Požadavek na vodotěsnost je návrhová hodnota vodního sloupce výšky po 100 letech.

Kolejové řešení tunelu počítá s návrhem pevné jízdní dráhy a s maximálním převýšením koleje 60 mm. Konkrétní typ pevné jízdní dráhy není v tomto stupni PD specifikován. Použití štěrkového lože by si oproti PJD (pevná jízdní dráha) vyžádalo zvětšení průměru tunelu ze dvou důvodů:

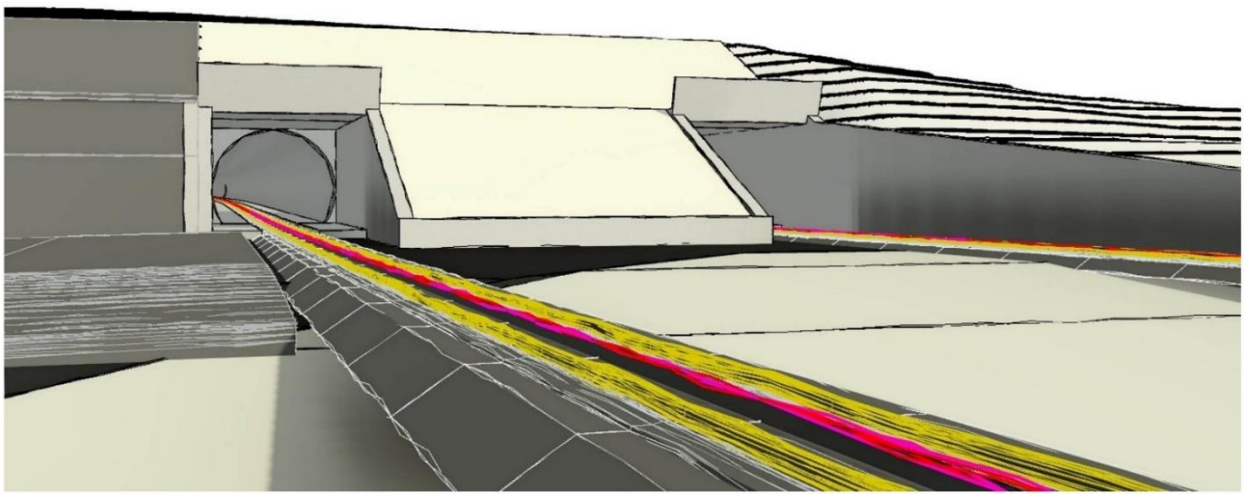
1. o 0,2 m v průměru. Při zachování stávajícího průměru tunelu by se použitím kolejového lože zmenšila šířka únikové cesty na 1022 mm. Dle PBŘ mají být chodníky široké minimálně 1,1 m. Zvětšení výrubu o 0,2 m by přineslo na výšení plochy teoretického výrubu z 83,3 m^2 na 86,6 m^2.
2. o 0,7 m z důvodu umístění šachet čištění drenáže do chodníků z důvodu jejich přístupnosti a zároveň zachování možnosti strojního čištění kolejového lože

Použití PJD v jednokolejném Střížkovském tunelu je tedy úspornější z hlediska plochy výrubu i plochy segmentového ostění. Toto srovnání vychází z nutnosti umístění hrany chodníků až 2,26 m od osy koleje dle vzorových listů. Tato vzdálenost umožnuje strojové čištění kolejového lože a dále rovněž jeho efektivní údržbu z hlediska rektifikace koleje z důvodu použití stejných mechanizmů jako na otevřené trati. V případě nasazení PJD je nutnost údržby minimalizována, avšak je třeba oproti štěrkovému loži počítat s většími investičním náklady na samotný železniční svršek o 20 až 40 % (údaj z německé literatury). PJD dále umožňuje umístění tlumícího tzv. mass-spring systému zabraňujícímu šíření vibrací do okolí tunelu. Naproti tomu štěrkové lože umožňuje pouze umístění tlumících matrací mezi štěrk a železobetonovou konstrukci v tunelu, která je méně účinná. Poloha únikového chodníku nad TK je 0 mm na levé straně tunelu. Na pravé straně se chodník nachází v úrovni temene přilehlé převýšené kolejnice. Specialitou Střížkovského tunelu je provedení

Záchranné výklenky v tomto typu ostění nebudou obecně vybudovány. Výjimkou a zároveň zajímavostí Střížkovského tunelu je výklenek pro filtr, který složí zahrazení DC proudů (DC filtr). Důvodem umístění toho filtru změna typu napájení trakce před tunelem v blízkosti portálu na Balabence. Zhotovení tohoto výklenku je navrženo jako provedení zárodku propojky.

Na traťové tunely TBM navazují tunely portálových úseků (Obr. 8), které jsou prováděny jako hloubené otevřené stavební jámě. Zatímco v oblasti Letňan je délka tohoto úseku zhruba 140 m, na Balabence je uvažovaná délka hloubeného úseku pouze ca 20 m. To je z důvodu strmějšího klesání nadloží na Balabence, jelikož ražba pomocí TBM vyžaduje určité minimální nadloží.

V rámci porovnání variant bylo posuzováno nasazení jednoho komplexu TBM či dvou komplexů TBM, které by razily oba tubusy Střížkovského tunelu současně. Projektant se vzhledem k délce tunelu přiklonil k nasazení pouze jednoho komplexu TBM z důvodu úspory finančních prostředků a délky tunelu. V případě nasazení dvou komplexů TBM by se doba výstavby zkrátila pouze zhruba o 12 měsíců, což by z hlediska časové náročnosti jiných úseků trati VRT nemělo význam.



Obrázek 8: Vizualizace portálu Střížkovského tunelu na Balabence (ing. arch. Pavel Sýs)

Z hlediska postupu provádění ražeb pro Střížkovský tunel byly prověřovány dvě možnosti:

1. Ražba od portálu na Balabence směrem do Letňan – dovrchní ražba
2. Ražba z Letňan směrem k portálu na Balabence – úpadní ražba

Z hlediska možnosti umístění staveniště, zásobování staveniště a jeho vlivu na okolí zde jednoznačně vítězí varianta ražby z Letňan směrem na Balabenku. Oblast Letňan umožňuji i zřízení komfortního zařízení staveniště spolu s továrnou na segmentové ostění a betonárkou. Tato betonárka pak bude sloužit i při jiné objekty prováděné v rámci VRT.

3.3 PROPOJKY

Potřeba návrhu tunelový propojek (Obr. 9) vychází z TSI, na kterou se při definici nutnosti propojek odkazuje PBŘ tunelu. Tunely propojek jsou navrženy jako ražené NRTM. Návrh obecně počítá s maximální roztečí propojek 450 m, která je doložena v PBŘ na základě modelu evakuace osob a modelu zakouření jakožto dostatečná. Lokálně je tato vzdálenost eventuálně zmenšována z důvodu nadzemní zástavby, tak aby ražba propojky nebyla prováděna pod senzitivní nadzemní zástavbou. V úseku je navrženo 7 propojek s nadložím od 15 m až po 59 m.

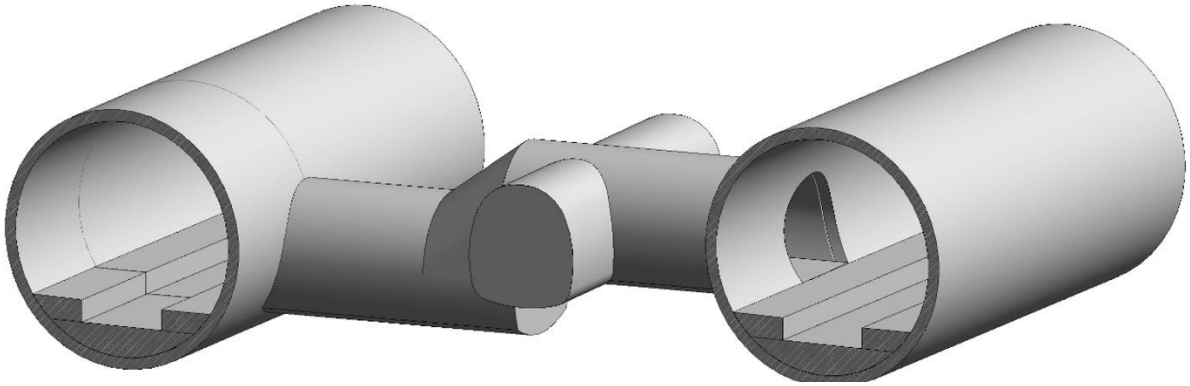
Jak již bylo zmíněno v článku dříve, výškové řešení obou kolejí se po trase tunelu odchyluje. V případě malého výškového rozdílu mezi traťovými tunely probíhají propojky přímo (podélný sklon propojek do 1:8 = 12,5 %). Při vyšším sklonu je do propojky umístěno schodiště, které sklon vyrovnává.

Tři typy propojek:

- Základní s bočními rozrážkami - V propojkách č. 2 a č. 4 bude vždy vybudována ještě štola kolmá na propojku pro umístění přídavných technologických zařízení. V propojkách č. 5 a 6 pak budou vybudovány boční štoly dvě. vybudovány dvě kolmé štoly pro umístění přídavných technologických místnosti. Provedení těchto dodatečných místností je zajištěno bočními rozrážkami z hlavní štoly propojky. Propojky č. 5 a 6 budou obsahovat schody pro překonání výškových rozdílů mezi tubusy traťových tunelů. Za tlakotěsnými dveřmi propojky (v chráněném prostoru) před samotnými schody je umístěna vždy bezbariérová plocha o obsahu min 30 m2.
- Zvětšená bez bočních rozrážek - Propojky č. 1, č.2, a č. 7 nemají boční štolu, avšak mají zvětšený základní příčný řez, aby úniková štola vedle technologických místností splňovala podmínky TSI (šířka 1,5 x výška 2,25 m).

Propojky se budou razit až po vybudování traťových tunelů. Po zajištění stability hotového segmentového ostění v místě prostupů a vyjmutí příslušných dílců železobetonového montovaného ostění se vyrazí příslušné propojky podle technologie NRTM a opatří se primárním ostěním. Následně se položí hydroizolační souvrství a vybetonuje se sekundární ostění.

Monolitické železobetonové konstrukce v ražených propojkách jsou na rubu opatřeny fóliovou povlakovou izolací z měkčeného PVC odolnou proti tlakové podzemní vodě. Vstupy do propojek budou opatřeny 2 ks tlakotěsnými dveřmi. Vzduchotechnické vybavení umožňuje vyvodit přetlak v propojkách.



Obrázek 9: Propojka Střížkovského tunelu s příčnou rozrážkou a rozdílnou nadmořskou výškou traťových tunelů

4. ZÁVĚR

Před samotnou realizací úseku RS 4 čeká projektanty ještě mnoho práce. Ať už je to provedení podrobného inženýrskogeologického průzkumu a následné upřesnění razícího mechanismu a vystrojení

tunelu nebo dokončení projektů technologických profesí. Klíčovým úkolem pro projektanty je i vysvětlit vybrané řešení VRT veřejnosti a prokázat, že krajina i obyvatelstvo bude výstavbou VRT dotčena v co nejmenší možné a zároveň akceptovatelné míře.

LITERATURA (písmo tučně, velkými písmeny, styl REFERENCE HEADING 12 b)

Manuál pro projektování VRT ve stupni DÚR, Sprá železnic, 2021

Nařízení Komise (EU) č. 1303/2014 ze dne 18. listopadu 2014 o technické specifikaci pro interoperabilitu týkající se „bezpečnosti v železničních tunelech“ železničního systému Evropské unie (TSI)

KUČERA, P. (2024) Koncepce požárně bezpečnostního řešení, Střížkovský tunel

HOFMAN, P. a kol. (2024): RS 4 VRT Praha-Balabenka - sjezd Lovosice Metroprojekt Praha a.s.

SVOBODA, M., MAŘÍK, L. (2024) Projektová dokumentace Líbeznického a Ledčického tunelu ve stupni DÚR, Sagasta s.r.o.

SŽDC s.o.: Vzorový list světlý tunelový průřez jednokolejného tunelu, Schváleno č.j. S 65027/09 - OTH ze dne 17. 2. 2010, Účinnost od 1. 3. 2010, Praha 2010

Dr.-Ing., Zdeněk, Žižka
METROPROJEKT PRAHA a.s.
zdenek.zizka@metroprojekt.cz

Sekce 3

Ostatní podzemní stavby, úložiště, rekonstrukce a historie

Předsedající: Shahab Yasrebi, Jan Pruška, Jan Faltýnek, Richard Šňupárek

Ústní prezentace

NÁVRH UPRAVENÉHO ODVODŇOVACÍHO SYSTÉMU BÁZOVÉHO TUNELU BRENNER
O. Jágr, F. Pacher, R. Insam & M. Knapp

PROJEKČNÍ PŘÍPRAVA HLOUBĚTÍNSKÉHO TUNELU NA PRŮMYSLOVÉM POLOOKRUHU V PRAZE
L. Grünwald, P. Šourek & M. Laloušek

TUNEL STRÁNOV VO VÝSTAVBE
J. Ortuta & J. Boltvan

PODZEMNÍ LABORATOŘ JOSEF A NOVÉ VÝZVY
J. Šťástka, J. Bendl, Z. Rudovský, M. Kulíková, J. Svoboda & J. Pruška

REKONSTRUKCE DOLNOLUČANSKÉHO TUNELU, OD PRVNÍCH PŘEDSTAV O ŘEŠENÍ PRŮSAKU PO VÝSTAVBU NOVÉHO TUNELU
L. Mařík

Postery

ZAJÍMAVOSTI Z VÝSTAVBY KOLEKTORU HG A TS20 NA LETIŠTI VÁCLAVA HAVLA V PRAZE
R. Bernard & I. Kohoušek

HLOUBENÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY V RÁMCI ROZŠÍŘENÍ KAPACIT TERMINÁLU 2 NA LETIŠTI VÁCLAVA HAVLA
J. Čeněk & T. Parák

ŽST PRAHA-DEJVICE
V. Hansl & K. Bednařík

VODNÍ DÍLO HARCOV – ZAJIŠTĚNÍ BEZPEČNOSTI ZA POVODNI
M. Kyselák

SILNIČNÍ TUNEL PĚTIDOMÍ V ČESKÝCH BUDĚJOVICÍCH, GEOTECHNICKÁ, LOGISTICKÁ A DALŠÍ ÚSKALÍ TECHNICKÉHO NÁVRHU MĚSTSKÉHO TUNELU

L. Mařík, Z. Bielá & I. Březinová

TUNELY NA PROJEKTE I/33 NÁCHOD – OBCHVAT

M. Maričák & B. Čillik

NÁVRH UPRAVENÉHO ODVODŇOVACÍHO SYSTÉMU BÁZOVÉHO TUNELU BRENNER

O. Jágr

AMBERG Engineering Brno, Česká republika

F. Pacher

AMBERG Engineering AG, Switzerland

R. Insam & M. Knapp

Brenner Basistunnel BBT SE, Austria

ABSTRAKT: Bázový tunel Brenner (BBT) se řadí mezi největší a nejvýznamnější infrastrukturní projekty v Evropě. Jedná se o novostavbu železničního tunelu mezi městy Innsbruck v Rakousku a Franzensfeste v Itálii, který bude tvořit důležitou část evropského skandinávsko-středomořského koridoru. Napojením na již existující podzemní obchvat města Innsbruck se stane se svými 64 km nejdelším tunelem světa. První práce byly započaty v roce 2007, uvedení do provozu se předpokládá v roce 2032. Příspěvek se kromě obecného pojednání o návrhu a realizaci rakouské části projektu zaměřuje především na vývoj a aspekty návrhu odvodňovacího systému tohoto podzemního díla.

1. ÚVOD

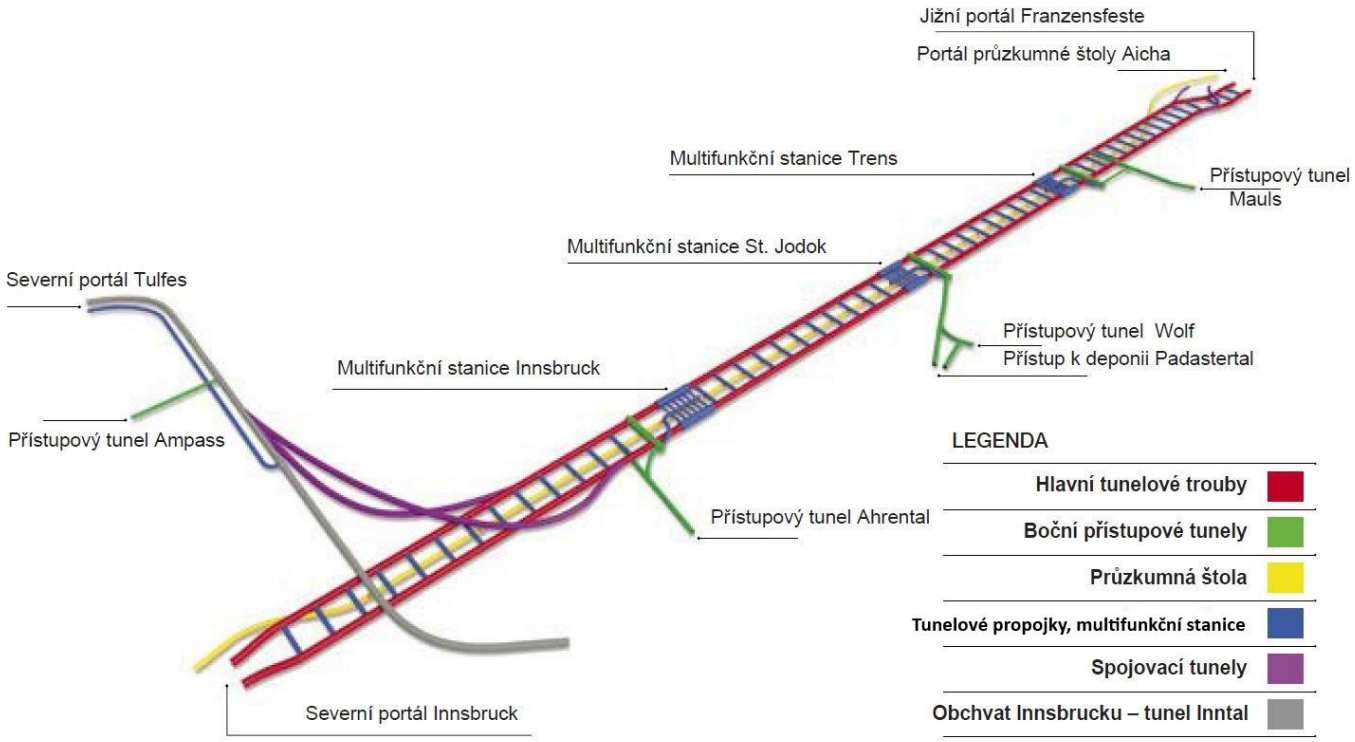
Bázový tunel Brenner (BBT) patří v současnosti mezi nejvýznamnější infrastrukturní projekty v Evropě. Tvoří základní prvek severojižního transevropského železničního spojení – tzv. skandinávsko-středomořského (SCAN-MED) koridoru Helsinki-Valetta. Jedná se o novostavbu železničního tunelu nacházející se na rakousko-italské hranici mezi městy Innsbruck a Franzensfeste/Fortezza. Na severu se tunel napojuje na nádraží v Innsbrucku a na stávající železnici v údolí Innu, na svém jižním portálu bude navazovat na novou železniční trasu směr Verona. Projektové práce na obřím projektu financovaném společně Evropskou unií (cca. 40-50 %), Rakouskem a Itálií (po ca. 25-30 %) běží od roku 1999. Investorem celé stavby je společnost *BBT SE*. První stavební práce byly započaty v roce 2007 a v současné době je vyraženo již zhruba 90 % z celkem 230 km štol a tunelů. Uvedení do provozu se předpokládá v roce 2032. Příspěvek se zaměřuje na rakouskou část projektu, konkrétně na aktuálně probíhající úseky H41 *Sillschlucht-Pfons* a H53 *Pfons-Brenner*. U třetího úseku na rakouské straně H21 *Sillschlucht* jsou již práce ukončené.

2. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O TUNELOVÉM SYSTÉMU

Brennerský bázový tunel je dvoutubusový železniční tunel délky zhruba 55 km. Po napojení na již v roce 1994 otevřený tunel *Inntal* (nákladní obchvat Innsbrucku, viz Obrázek 1**Error! Reference source not found.**) se tunelový systém se svými zhruba 64 km stane nejdelším tunelem světa. Vlastní tunel je tvořen dvojicí jednokolejných traťových tunelů, vzdálených od sebe 70 m, které jsou navzájem po 333 m propojeny tunelovými propojkami. Zhruba 10 až 18 m pod úrovní traťových tunelů se uprostřed mezi nimi nachází průzkumná, respektive obslužná štola, která bude za provozu sloužit pro odvodnění a údržbu tunelu a má také pojmout většinu traťového vybavení. Důležitou součástí systému je trojice multifunkčních stanic (*Innsbruck, St. Jodok* a *Trens*), které jsou navrženy v rozestupu 20 km. Dopravní obslužnost multifunkčních stanic je zajištěna přístupovými tunely *Ahrental, Wolf* a *Mauls*. Jižně od stanice *St. Jodok* se nachází přejízdné tunely pro přejezd vlaků mezi východní a západní tunelovou troubou.

V podélném směru je tunel navržen ve střechovitém sklonu, přičemž na severní rakouské straně stoupá ve sklonu 6,7 ‰ až k vrcholovému oblouku na státní hranici a následně klesá směrem k jižnímu portálu

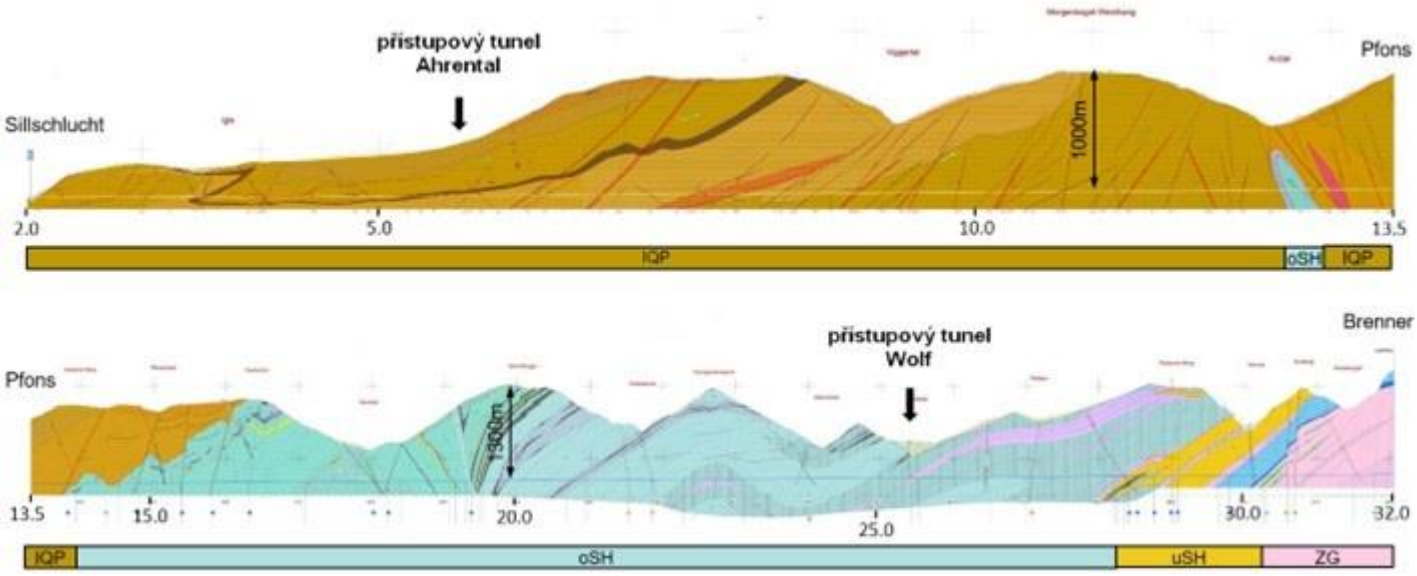
v Itálii ve sklonu 4,0 ‰. Trasa tunelu je s výjimkou portálových oblastí navržena na maximální rychlost 250 km/h. Maximální nadloží tunelu činí zhruba 1700 m.



Obrázek 1: Schéma tunelového systému BBT

3. GEOLOGIE A HYDROGEOLOGIE

Brennerský bázový tunel prochází přechodovou zónou mezi severními a jižními Alpami. Přitom protíná tři velké tektonické jednotky Alp: východoalpskou (*Ostalpinikum*), *Penninikum* a jihoalpskou (*Südalpinikum*).



Obrázek 2: Geologický podélný řez na rakouské straně tunelu

Zjednodušený sled základních geologických formací ve směru od severního portálu tvoří:

- křemenné fylity (*Ostalpiner Innsbrucker Quarzphyllit*) – cca. km 0-14

Vyvýšení taurského okna s penninskými břidlicemi a centrálním rulovým masivem:

- penninské břidlice (*penninische Bündnerschiefer)* svrchní břidličné obálky (*Obere Schieferhülle*) - vápencové břidlice a vápencové fylity s vložkami „exotických" bloků z karbonátových a sulfátových hornin v severní části; spodní břidličná obálka (*Untere Schieferhülle*) s poruchovou zónou *Hochstegen* a částečně zkrasovatělým mramorem (*Hochstegenmarmor*) na hranici s centrálním rulovým masivem – cca. km 14-30,3
- subpenninský centrální rulový masiv (*subpenninischer Zentralgneis*) tvořený ortorulami a metagranity, ohraničený amfibolity a rulami (*Hornblendegneise*) – cca. km 30,3-36
- zóna převážně z peninnských břidlic (*penninische Bündnerschiefer*) – cca. km 36-45,4
- východoalpské ruly a břidlice – cca. km 45,4-47,5
- Periadriatický zlom – cca. km 47,5-48,2
- jihoalpské brixenské granity – ca. km 48,2-55

Na trase se vyskytuje celá řada poruchových zón, jako například soustava poruch údolí *Inntal*, soustava poruch údolí *Wipptal* a zejména Periadriatický zlom, který představuje jeden z největších systémů poruch v celém alpském oblouku.

Lokalizaci, charakterizaci a následné klasifikaci poruchových zón byla při provádění průzkumných předvrtů a během ražby průzkumné štoly věnována zvláštní pozornost. Spolu s údaji o jednotlivých „homogenních" oblastech byly informace o poruchových zónách východiskem pro veškeré úvahy o volbě tunelovací metody.

Penninské břidlice a křemenné fylity se obecně vyznačují nízkou propustností, takže dlouhé úseky ražby byly prakticky suché. Velké přítoky tlakové podzemní vody byly při provádění průzkumných předvrtů zastiženy v poruchové zóně *Hochstegen*.

4. PŘEHLED A AKTUÁLNÍ STAV JEDNOTLIVÝCH STAVEBNÍCH ÚSEKŮ

4.1 ROZDĚLENÍ NA STAVEBNÍ ÚSEKY

Z důvodu komplexnosti je tunelový systém BBT rozdělen na celou řadu průzkumných a stavebních úseků jak na rakouské, tak na italské straně, přičemž jejich návrh je řešen specificky pro danou zemi. Oproti tomu veškeré součásti traťového vybavení tunelu jsou navrhovány jednotně.
Přehled průzkumných, resp. hlavních stavebních úseků poskytuje Tabulka 1, resp.

Tabulka 2.

Tabulka 1: Přehled průzkumných úseků BBT

Označení	Název průzkumného úseku	Stát	Datum realizace
E41	Ahrental	Rakousko	2010-2014
V41	Větrací kaverna Ahrental a šachta Patsch	Rakousko	2013-2014
E51	Wolf 1	Rakousko	2011-2013
E52	Wolf 2 - Padastertal	Rakousko	2013-2017
E53	Geologický průzkum zóny Hochstegen	Rakousko	2017-2018
E62	Křížení Periadriatického zlomu	Itálie	2013-2016
E91	Aicha Mauls	Itálie	2007-2012

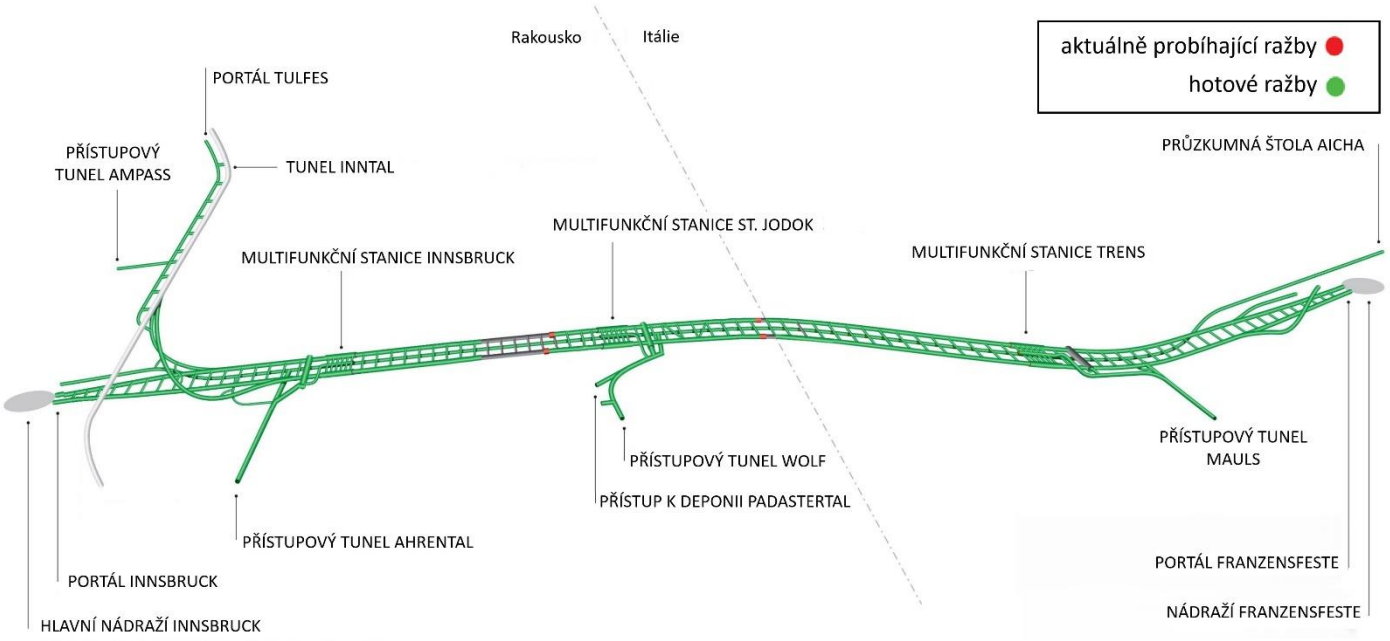
Tabulka 2: Přehled hlavních stavebních úseků BBT

Označení	Název stavebního úseku	Stát	Datum realizace
H11	Nádraží Innsbruck	Rakousko	2016-2021
H21	Sillschlucht	Rakousko	2020-2024
H33	Tulfes Pfons	Rakousko	2014-2021
H41	**Sillschlucht-Pfons**	**Rakousko**	**2021-2029**
H51	Pfons-Brenner	Rakousko	2018-2020
H52	Hochstegen	Rakousko	2022-2023
H53	**Pfons-Brenner**	**Rakousko**	**2024-2029**
H61	**Mauls 2-3**	**Itálie**	**2016-2027**
H71	Podjezd Eisack	Itálie	2015-2024
H81	**Nádraží Franzensfeste**	**Itálie**	**průběžně**

4.2 AKTUÁLNÍ STAV STAVEBNÍCH PRACÍ

Jak již bylo zmíněno v úvodu, byly první stavební práce započaty již v roce 2007. V současné době je vyraženo již zhruba 90 % z celkem 230 km štol a tunelů (viz Obrázek 3), které byly zhruba z 50 % raženy konvenčně pomocí NRTM a z 50 % pomocí TBM. Na rakouské straně jsou již vyraženy všechny přístupové a spojovací tunely, obě multifunkční stanice, průzkumná štola a také většina délky traťových tunelů a tunelových propojek. Aktuálně probíhá ražba zbývajících částí traťových tunelů a tunelových propojek v úseku H53 *Pfons-Brenner* a na řadě stavebních úseků je realizováno sekundární ostění. Italská část projektu je s výjimkou některých částí multifunkční stanice *Trens* a tunelových propojek již kompletně vyražena. Důležitým milníkem celého projektu byla prorážka průzkumné štoly na rakousko-italské hranici, která proběhla v září 2025. Prorážka obou traťových tunelů by měla proběhnout v roce 2026. Uvedení do provozu celého tunelu se předpokládá v roce 2032.

Příspěvek se bude dále zabývat rakouskou částí projektu, kterou od roku 2015 zpracovává projekční sdružení firem *Projektgemeinschaft Brenner Basistunnel Nord* (*PG BBTN)*, jehož lídrem je firma *Amberg Engineering AG*. Sdružení bylo zadavatelem poptáno zpracováním zadávací a realizační dokumentace stavby a nasazením geotechnického dozoru na stavbě. Konkrétně se příspěvek bude zaměřovat na aktuálně probíhající úseky H41 *Sillschlucht-Pfons* a H53 *Pfons-Brenner*.



Obrázek 3: Aktuální stav ražeb

4.3 STAVEBNÍ ÚSEK H41 *SILLSCHLUCHT-PFONS*

Stavební úsek H41 *Sillschlucht–Pfons* zahrnuje ražbu zbývajících částí hlavních tunelů (v délce zhruba 22 km) a 38 tunelových propojek v oblasti mezi severním portálem a staničením cca. km 16,5, které nebyly vyraženy v rámci realizace předchozích úseků H21 a H33. Navíc zahrnuje stavební úsek sekundární ostění hlavních tunelů, průzkumné štoly a 38 tunelových propojek jakož i sekundární ostění multifunkční stanice *Innsbruck*, příčné kaverny a přístupového tunelu *Ahrental*, šachty *Patsch*, přístupového tunelu *Sillschlucht* a přístupového tunelu k multifunkční stanici *Innsbruck*. Ke stavebnímu úseku patří také rozsáhlá plocha zařízení staveniště s továrnou na produkci tybinků a mostem přes brennerskou dálnici A13.

Stavební práce na úseku H41 probíhají od roku 2022. Ražba hlavních tunelů, která v úseku na jih od multifunkční stanice *Innsbruck* probíhala pomocí dvou TBM a v úseku na sever od stanice konvenčně pomocí NRTM, byla na podzim roku 2025 kompletně dokončena. V současné době probíhá konvenční ražba zbývajících tunelových propojek. Na řadě míst se realizuje sekundární ostění. Dokončení všech prací se předpokládá v roce 2028.

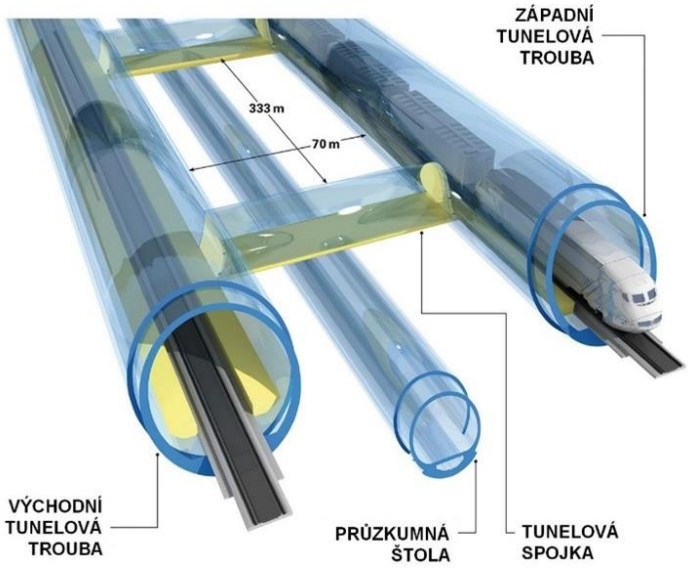
4.4 STAVEBNÍ ÚSEK H53 *PFONS-BRENNER*

Na stavební úsek H41 navazuje stavební úsek H53 *Pfons–Brenner*, který zahrnuje ražbu hlavních tunelů (v délce zhruba 25 km) a 37 tunelových propojek mezi staničením cca. km 16,5 a státní hranicí (cca. km 32,0) a ražbu zbývající části průzkumné štoly k italské hranici. Úsek H53 také navazuje na stavební práce realizované již dříve v rámci úseku H52. Dále zahrnuje sekundární ostění hlavních tunelů, průzkumné štoly a 45 tunelových propojek mezi staničením cca. km 16,5 a státní hranicí, sekundární ostění multifunkční stanice *St. Jodok* včetně přilehlé příčné kaverny a přejízdných tunelů a sekundární ostění přístupového tunelu *Wolf* a tunelů a štol v poruchových oblastech *Iris* a *Hochstegen*.

Stavební práce úseku H53 byly započaty v roce 2023. Ražba průzkumné štoly byla dokončena slavnostní prorážkou na rakousko-italské hranici v září 2025. V současné době probíhá ražba hlavních tunelů, a to současně strojní ražba pomocí dvojice TBM ve směru na sever od multifunkční stanice *St. Jodok* a konvenční ražba směrem na jih od stanice k italské hranici. Současně s ražbou hlavních tunelů probíhá konvenční ražba souvisejících tunelových propojek. Na řadě míst se realizuje sekundární ostění. Dokončení všech prací se předpokládá začátkem roku 2029.

5. NÁVRH ODVODNĚNÍ RAKOUSKÉ ČÁSTI TUNELOVÉHO SYSTÉMU

Podzemní vody a vody z dopravního prostoru jsou odváděny oddílným systémem. Veškeré přítoky vody na rakouské straně jsou díky navrženého podélného sklonu 6,7 ‰ odváděny směrem k severnímu portálu tunelu.



Obrázek 4: Schéma příčného uspořádání traťových tunelů a průzkumné štoly

Odvodňovací systém stejně jako veškerá technická zařízení vyžadující budoucí údržbu mají u takto velké stavby podstatný vliv na budoucí provozně-technické náklady. Cílem zadavatele bylo navrhnout odvodňovací systém s co nejmenšími nároky na údržbu v hlavních tunelech tak, aby byly v budoucnu minimalizovány výluky provozu. Tunelový systém BBT s navrženou průběžnou průzkumnou štolou pod úrovní obou hlavních tunelů (viz Obrázek 4) umožňuje v budoucnu efektivní využití průzkumné štoly jak pro odvodnění podzemní vody, tak i pro údržbu technických zařízení během provozu.

5.1 PŮVODNÍ NÁVRH ODVODŇOVACÍHO SYSTÉMU

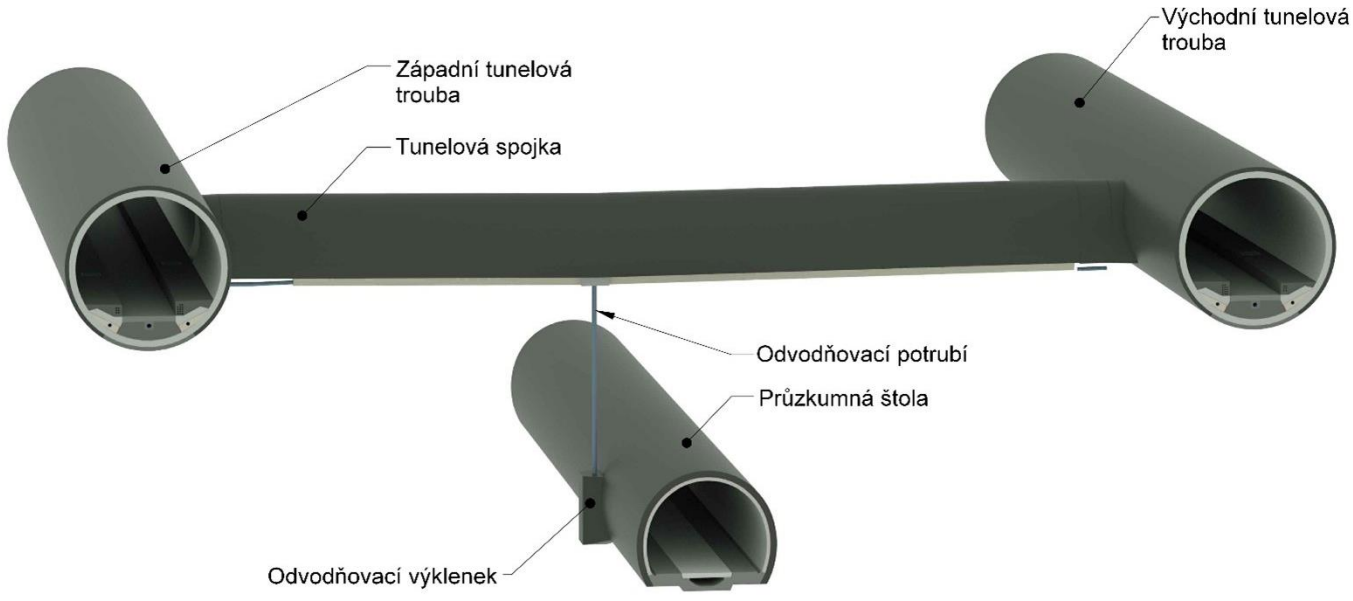
V rámci zadávací dokumentace stavebních úseků H41 a H53 byly nadefinovány dva systémy odvodnění podzemní vody – systém A a B.

V systému A v konvenčně ražených úsecích hlavních tunelů byla navržena deštníková hydroizolace s rubovými patními drenážemi. Příčné tunelové propojky a propojovací chodby v multifunkčních stanicích mají střechovitý podélný sklon a jsou odvodňovány pomocí rubových patních drenáží směrem do traťových tunelů. Po pravidelných vzdálenostech zhruba 125 m byly v traťových tunelech navrženy čistící, resp. revizní šachty.

V systému B, který se uplatňuje ve všech úsecích hlavních tunelů ražených pomocí TBM, je po vzdálenosti každých 333 m voda převedena do tunelové propojky, která má na rozdíl od systému A vždy dostředný podélný sklon směrem k průzkumné štole, kam je voda svislým potrubím svedena, a to buď formou svislého vrtu (viz Obrázek 5) nebo pomocí svislé propojovací šachty (každých 2000 m). Průzkumnou štolou je následně voda odvedena k severnímu portálu, kde je vyvedena do vodoteče, řeky *Sill*. Systém B má dvě podvarianty podle typu výplně za rubem segmentového ostění:

- Systém B1 byl navržen v tlačivém prostředí, kde je prostor mezery za rubem ostění zainjektován maltou. Tento materiál se vyznačuje nízkou až téměř žádnou propustností a nemůže tedy plnit drenážní funkci. Proto je pro zachycení a odvedení podzemní vody nutné položit uvnitř segmentového ostění průběžné podélné patní drenáže, z nichž je voda následně svedena do tunelové propojky.
- Systém B2 je navržen v úsecích, kde prostor mezery za rubem ostění může být vyplněn kačírkem, který plní drenážní funkci. Zde tedy není nutné zabudovávat průběžné podélné patní drenáže, ale pouze v omezených oblastech těsně před a za ústím každé tunelové propojky, kde je prostor mezery za rubem ostění zainjektován maltou. Voda z mezery za ostěním se v těchto krátký úsecích přivede průvrty přes tybinky.

Stanovení systému odvodnění (B1 nebo B2) mělo proběhnout vždy ve spolupráci mezi investorem a projektantem ve fázi realizace v závislosti na skutečně zjištěných přítocích a provedeném typu výplně.



Obrázek 5: 3D-model původního návrhu odvodnění v úseku ražby TBM (systém B)

5.2 NÁVRH UPRAVENÉHO ODVODŇOVACÍHO SYSTÉMU

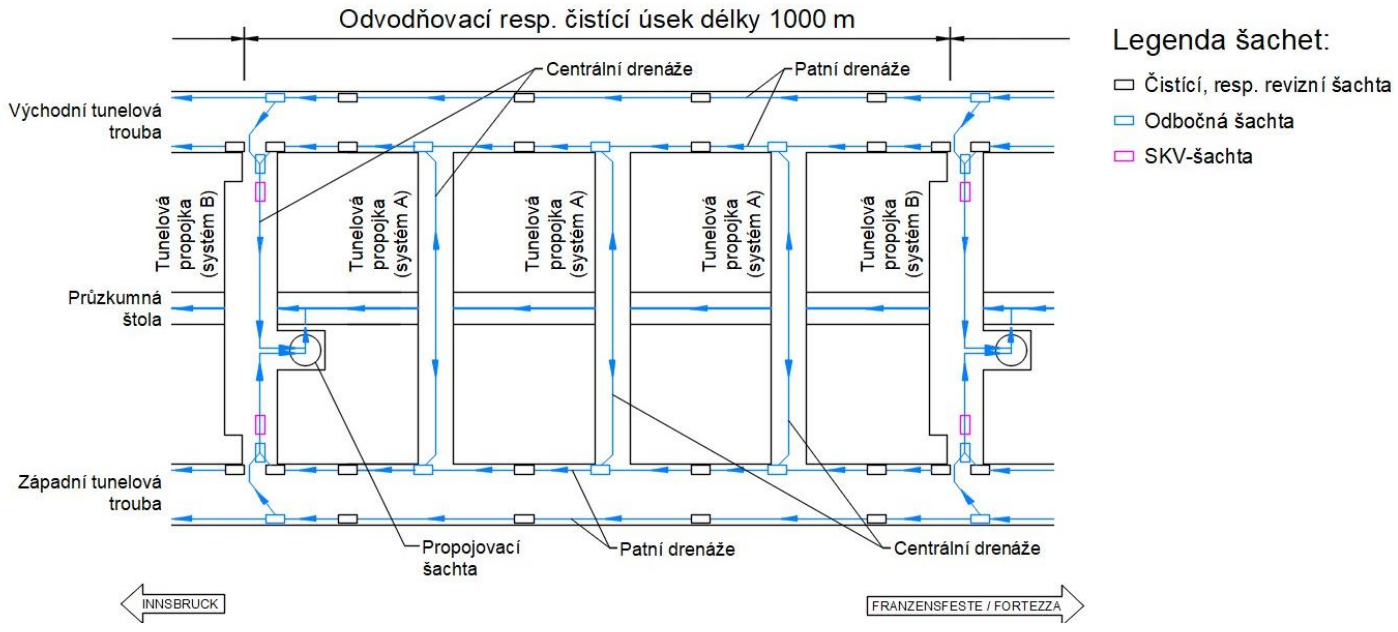
V průběhu projekční fáze prováděcí dokumentace stavebních úseků H41 a H53 vzešel ze strany zadavatele na základě vývoje čistících systémů na dlouhé vzdálenosti požadavek na úpravu původního konceptu odvodnění navrženého dle zadávací dokumentace. Cílem této optimalizace bylo zredukovat budoucí náklady na čištění a údržbu celého odvodňovacího systému a umožnit provádět tyto práce pokud možno bez přerušení provozu v traťových tunelech.

Základní myšlenkou upraveného odvodňovacího systému je čištění veškerých potrubí pro odvodnění podzemní vody v hlavních tunelových troubách pokud možno „vzdáleně“, tedy bez nutnosti vstupu do provozovaných traťových tunelů. Systém předpokládá nasazení speciálního čistícího zařízení, které bude za provozu tunelu transportováno některým z přístupových tunelů do průzkumné (za provozu odvodňovací a revizní) štoly, odkud bude schopno vyčistit veškerá odvodňovací potrubí tunelu v úseku o délce cca. 1000 m (= čistící úsek, viz Obrázek 6).

Upravený koncept odvodnění stále pracuje se dvěma systémy odvodnění (A, B), ale jejich rozdělení narozdíl od původního konceptu již nezávisí na metodě ražby hlavních tunelů, ale pouze na směru a způsobu odvedení podzemní vody.

Systém A se uplatňuje v tunelových propojkách, resp. propojovacích chodbách v multifunkčních stanicích, které mají střechovitý podélný sklon a odvádějí vodu směrem do traťových tunelů pomocí centrální drenáže, která nahrazuje původně navrženou dvojici rubových patních drenáží. Tímto systémem jsou z tunelových propojek do traťových tunelů sváděny veškeré podzemní vody v úseku dlouhém cca. 1000 m (viz Obrázek 6).

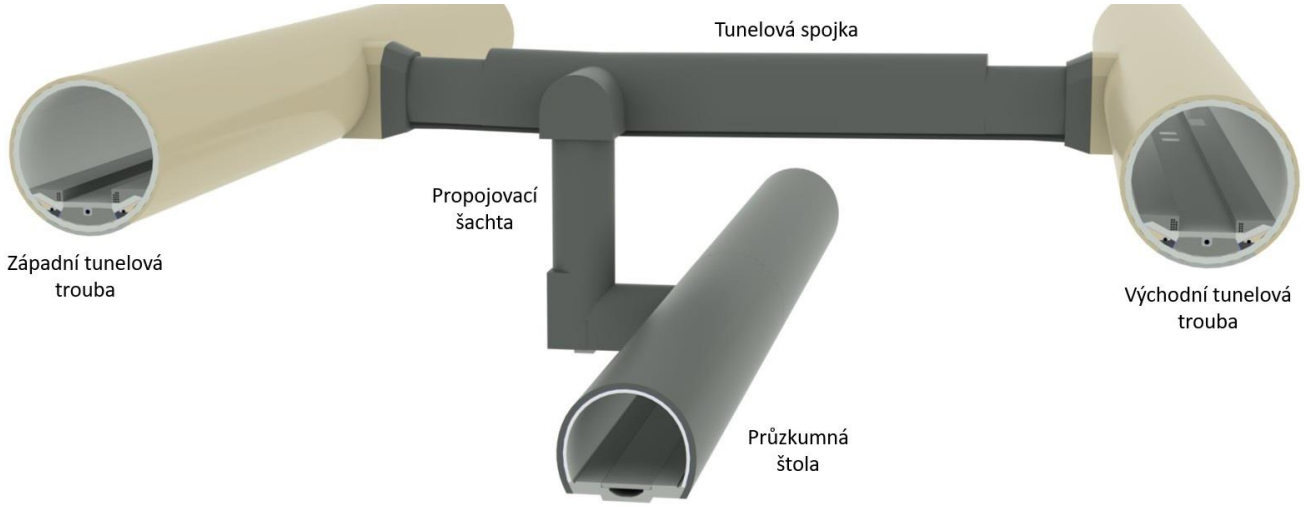
Ty jsou následně z traťových tunelů po vzdálenosti cca. 1000 m převedeny do centrální drenáže tunelové propojky systému B (viz Obrázek 6 a Obrázek 7)**Error! Reference source not found.**. Tyto tunelové propojky mají vždy dostředný sklon směrem ke svislé propojovací šachtě, kterou je voda potrubím svedena do průzkumné štoly, pomocí níž je následně odvedena směrem k severnímu portálu. Veškerá podzemní voda tunelového systému tedy končí v průzkumné štole.



Obrázek 6: Schéma principu upraveného odvodňovacího systému

V traťových tunelech jsou v úsecích mezi jednotlivými tunelovými propojkami ponechány původně navržené čistící, resp. revizní šachty, které budou ale fungovat pouze jako rezervní systém čištění. Nově jsou v oblasti tunelových propojek navrženy speciální typy prefabrikovaných revizních šachet (odbočné a tzv. SKV-šachty) určené přímo pro optimalizovaný způsob čištění. Ten vyžaduje také použití speciálních tvarovek pro kolena odvodňovacích potrubí s ohledem na jejich minimální poloměr a maximální úhel. Čištění bude realizováno pomocí speciálního čistícího vozu z výklenku průzkumné štoly v místě každé svislé propojovací šachty (viz Obrázek 7), odkud budou pomocí vysokotlakých pump čištěna vždy

všechna odvodňovací potrubí v hlavních tunelech a tunelových propojkách daného cca. 1000 m dlouhého úseku. Podmínkou funkčnosti systému je, aby všechna potrubí byla přes obočné a SKV-šachty přístupná pro čištění proplachovací tryskou. Kromě toho musí být zajištěn dostatečný prostor pro umístění čistícího zařízení včetně potřebné infrastruktury (připojení k elektrické energii, zásobování vodou, připojení k datové síti).



Obrázek 7: 3D-model upraveného odvodňovacího systému (systém B)

6. ZÁVĚR

Bázový tunel Brenner je svou velikostí a významem naprosto unikátním projektem. Oproti jiným dlouhým tunelovým stavbám v Evropě má tu výhodu, že mimo standartních k provozu určených traťových tunelů obsahuje ještě třetí tunelovou troubu, která je přístupná nejen z obou portálů, ale také dalšími třemi přístupovými objekty z povrchu. To umožňuje její budoucí využití nejen pro údržbu technických zařízení ve fázi provozu tunelu, ale díky nové koncepci odvodňovacímu systému také pro čištění veškerých prvků odvodnění bez nutnosti přerušení provozu, čímž dojde k významnému ušetření budoucích provozních nákladů.

Trend v používání čistících systémů nevyžadujících omezení provozu v tunelu během vlastního čištění se v současné době prosazuje i na jiných velkých tunelových projektech v Rakousku. Obdobný způsob čištění byl navržen např. na bázovém tunelu *Semmering* nebo *Koralm*.

Změna koncepce odvodňovacího systému BBT představovala pro všechny zainteresované subjekty projektu (investora, projektanta, dozor a zhotovitele stavby) velkou výzvu. Z pohledu projektanta se jednalo o podstatnou úpravu již značně pokročilé projektové dokumentace, která probíhala souběžně s realizací stavby. Díky efektivní a spolehlivé spolupráci mezi jednotlivými subjekty se podařilo všechny výzvy a problémy spojené s optimalizací odvodnění úspěšně zvládnout. V současné době jsou již na řadě míst stavebních úseků H41 a H53 zabudovány prvky upraveného odvodňovacího systému, který už byl také úspěšně otestován z hlediska nasazení čistícího zařízení přímo na stavbě. Jeho uvedení do budoucího provozu tak už nic nebrání.

7. PODĚKOVÁNÍ

Autor příspěvku by rád poděkoval investorovi *BBT SE* a partnerům v inženýrském sdružení *PG BBTN* za poskytnuté podklady a za konstruktivní spolupráci v průběhu celého dosavadního projekčního procesu.

LITERATURA

BBT SE home page, [on-line], http://www.bbt-se.com/, 2025.

INSAM, R.; CARERRA, E.; CRAPP, R. *Das Entwässerungssystem des Brenner Basistunnels*. In Proceedings, Swiss Tunnel Congress 2018, Band 17, FGU.

INSAM, R.; MAIR AM TINKHOFF, K.; FAHRNBERGER, W.; SCHALLER, D.; PRILLER, A.; GOLDBERGER, H. *Brenner Basistunnel: Erfahrungen aus den kontinuierlichen Vortrieben der Haupttunnelröhren mit Einfachschild-TBM im Baulos H41 Sillschlucht-Pfons*. In Proceedings, Geomechanics Congress 2025 Salzburg.

INSAM, R.; WAHLEN, R.; WIELAND, G. *Brenner Base Tunnel – Interaction between underground structures, complex challenges and strategies.* In Proceedings, World Tunnel Congress 2019 Naples.

REHBOCK, M.; INSAM, R.; REINHOLD, C.; MAIR AM TINKHOF, K. *The Brenner Base Tunnel, Overview and TBM Specifications for the 2 tunnel lots at the Austrian Side.* In Proceedings, World Tunnel Congress 2018 Dubai.

Ing. Ondřej Jágr
AMBERG Engineering Brno, Česká republika
ojagr@amberg.cz

Dipl.-Ing. Dr.techn. Franz Pacher
AMBERG Engineering AG, Switzerland
fpacher@amberg.ch

Dipl.-Ing. Romed Insam
Brenner Basistunnel BBT SE, Austria
romed.insam@bbt-se.com

Dipl.-Ing. Michael Knapp
Brenner Basistunnel BBT SE, Austria
Michael.Knapp@bbt-se.com

PROJEKČNÍ PŘÍPRAVA HLOUBĚTÍNSKÉHO TUNELU NA PRŮMYSLOVÉM POLOOKRUHU V PRAZE

L. Grünwald & P. Šourek & M. Laloušek
SATRA, spol. s r. o., Praha, Česká republika

ABSTRAKT: Záměr Hloubětínský tunel představuje klíčovou součást plánované modernizace a zprůjezdnění tzv. Průmyslového polookruhu (PPO) v severovýchodní části Prahy. Příprava stavby je aktuálně ve fázi povolení záměru dle nového stavebního zákona č. 283/2021 Sb. Projekt řeší převedení významného úseku stávající povrchové komunikace nadřazené komunikační sítě hl. m. Prahy do podzemí s cílem odstranit stávající dopravní kongesce, zásadně snížit negativní dopady tranzitní dopravy na přilehlé obytné a rekreační území, zvýšit bezpečnost a plynulost provozu a umožnit urbanistickou transformaci povrchových komunikací na městskou třídu s preferencí MHD, cyklistů a pěších. Realizace záměru spolu s dalšími opatřeními podmiňuje dostavbu východní části vnitřního Městského okruhu (MO) v Praze, neboť PPO představuje objízdnou trasu pro období výstavby MO v oblastech ulice Spojovací, Balabenky a ulice Čuprova.

Tunelový úsek je navržen konstrukčně jako klasický hloubený, dvoutubusový, s jednosměrným provozem v každé troubě, v délce cca 670 m pod ulicí Kbelská. Celková délka řešeného úseku PPO činí téměř 2 km. Tunel podchází dvě významné světelně řízené křižovatky (ulic Poděbradská x Průmyslová x Kbelská a ulic Kolbenova x Kbelská). Nad tunelem vznikne městská třída s vyhrazenými pruhy pro MHD, IZS a cyklisty, doplněná o městskou zeleň a nové pěší a cyklistické vazby.

Stavba je vymezena jako veřejně prospěšná stavba dle platného územního plánu hl. m. Prahy. Z hlediska životního prostředí nebyl identifikován významný negativní vliv, projekt nepodléhá posouzení dle zákona č. 100/2001 Sb.

Projekční příprava byla výrazně ovlivněna složitými urbanistickými, geotechnickými a inženýrskými podmínkami. Území je silně urbanizované, v těsném sousedství obytné zástavby, sportovních areálů, chráněných přírodních lokalit (Pražský zlom, přírodní park Smetanka) a významných infrastrukturních staveb (metro B, železnice, tramvajová trať). Geotechnický průzkum zařadil trasu do III. geotechnické kategorie dle ČSN EN 1997, zejména kvůli proměnlivé geologii, vysoké hladině podzemní vody a složité interakci s okolní zástavbou a provozovanými stavbami.

Návrh respektuje požadavky na ochranu okolních staveb a areálů (metra, nadzemní zástavby, přírodních parků a krajinných prvků), včetně jejich zajištění a sledování prostřednictvím geotechnického monitoringu během výstavby. Dále řeší ochranu před bludnými proudy i extrémními srážkami pomocí retenčních nádrží a kapacitních čerpacích systémů.

Součástí záměru jsou rozsáhlé přeložky inženýrských sítí, nové vodohospodářské objekty, protihluková opatření a krajinářské úpravy v duchu principů modrozelené infrastruktury a hospodaření s dešťovou vodou dle celopražské metodiky.

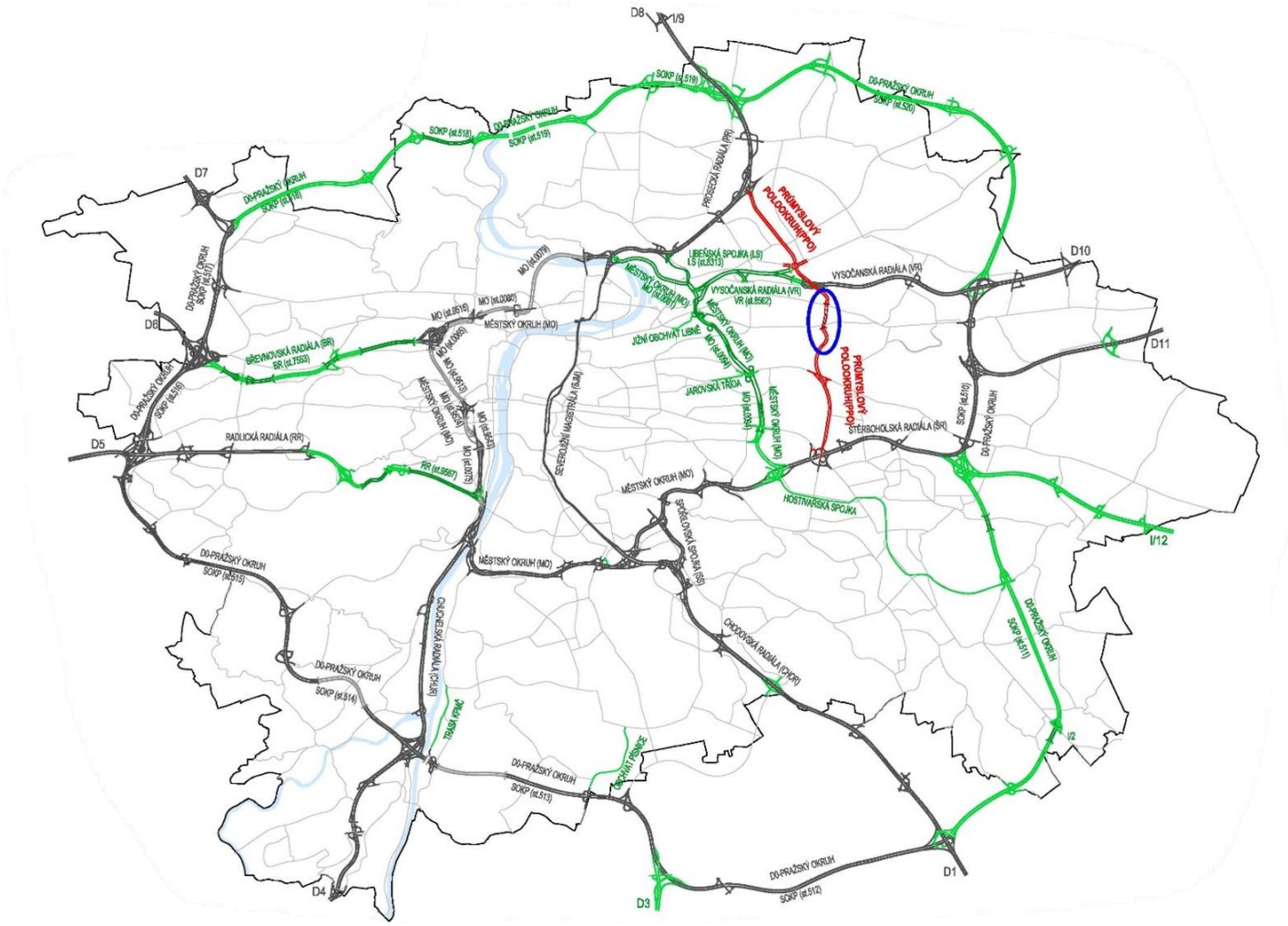
Příspěvek představí hlavní principy projekční přípravy, klíčové technické parametry tunelu, řešení napojení na technickou infrastrukturu, principy zásad organizace výstavby, které významně ovlivňují i konstrukční uspořádání tunelu a opatření pro minimalizaci dopadů na okolí. Zvláštní pozornost bude věnována integraci tunelu do městského dopravního systému, koordinaci s dalšími investicemi a zkušenostem z přípravy v podmínkách hustě zastavěného městského prostředí.

1. ÚVOD

Průmyslový polookruh (PPO) o délce cca 8,75 km je veden ulicemi Průmyslová a Kbelská a patří mezi nejzatíženější dopravní tepny Prahy. V současnosti fakticky supluje funkce Pražského i Městského okruhu, což se projevuje vysokými intenzitami dopravy (cca 36–88 tis. voz/den) včetně významného podílu těžké nákladní dopravy. Problematický charakter komunikace je umocněn tím, že v některých

úsecích prochází obytnou zástavbou, zejména oblastí Hloubětína, a generuje tak negativní dopady na okolní prostředí.

Předmětem záměru je řešení střední části PPO mezi mostní estakádou nad údolím Rokytky a mimoúrovňovou křižovatkou (MÚK) s Novopackou ulicí (Vysočanská radiála I). V úseku průchodu zastavěným územím Hloubětína je navrženo převedení části trasy do tunelu. Hlavním cílem je snížení negativních dopadů dopravy na přilehlé obytné území a odstranění pravidelných kongescí na úrovňových křižovatkách Poděbradská × Průmyslová × Kbelská a Kolbenova × Kbelská.



Obr. 1 Širší dopravní vztahy

2. VÝCHOZÍ STAV A DŮVODY PRO ZAHLOUBENÍ TRASY

Střední část PPO mezi MÚK Českobrodská a MÚK Novopacká představuje z hlediska dopravního provozu dlouhodobě nejproblematičtější úsek. Klíčovým problémem jsou úrovňová křížení s ulicemi Poděbradská a Kolbenova, která způsobují výrazné dopravní kongesce v obou směrech. V kombinaci s těsně přilehlou obytnou zástavbou vzniká potřeba řešení, které současně zvýší plynulost dopravy a sníží její negativní vlivy na okolí.

Z tohoto důvodu je navrženo zahloubení trasy PPO do tunelového úseku vedeného pod stopou stávající ulice Kbelská. Samostatný tunelový úsek je navržen jako klasický hloubený pod ulicí Kbelská. Tunelový úsek je koncipován v návaznosti na přestavbu uzlových míst tak, aby bylo možné nahradit stávající světelně řízené úrovňové křižovatky řešením mimoúrovňovým.

3. VÝVOJ ZÁMĚRU A LEGISLATIVNÍ POSTUP

Na dílčí části PPO byly v minulosti zpracovány četné studie. Jako poslední a rozsahově nejkomplexnější byla zpracována dopravně-urbanistická studie z 11/2021 (SATRA s.r.o., JK Architekti s.r.o.), která řešila trasu PPO v celém rozsahu a navrhovala opatření ke zvýšení plynulosti a bezpečnosti všech účastníků dopravy a doplnění příčných vazeb pro pěší a cyklisty.

Vzhledem ke složitosti navržených opatření ve střední části PPO, zahrnujících zahloubení trasy v oblasti Hloubětína, a také ve vztahu k připravovanému dokončení Městského okruhu (Průmyslový polokruh tvoří objízdnou trasu pro výstavbu centrální části Městského okruhu), bylo rozhodnuto o přípravě tohoto úseku jako samostatné investiční akce. Přípravou záměru byl pověřen odbor investiční Magistrátu hl. m. Prahy, oddělení dopravní stavby II.

Na základě tohoto rozhodnutí bylo zadáno zpracování technické studie středového úseku, dokončené v 01/2022. Studie se stala podkladem pro dokumentaci pro zjišťovací řízení dle zákona č. 100/2001 Sb. a pro navazující stupeň projektové přípravy – dokumentaci pro povolení záměru.

Dne 5. 5. 2025 byl vydán závěr zjišťovacího řízení s výsledkem, že záměr nemůže mít významný vliv na životní prostředí a nepodléhá posouzení podle uvedeného zákona. Rozhodnutí nabylo právní moci dne 6. 6. 2025. Ve druhé polovině roku 2024 byly zahájeny průzkumné práce a navazující projekční činnost na dokumentaci pro povolení záměru, zpracovávanou společností „Satra - Pragoprojekt – Valbek - Hloubětínský tunel“. Od poloviny roku 2025 do současnosti (03/2026) probíhá inženýrská činnost směřující k získání vyjádření a stanovisek nezbytných pro zahájení řízení o povolení záměru. Předpokládané zahájení řízení je plánováno na druhé čtvrtletí roku 2026.

Záměr je v územně plánovací dokumentaci identifikován v plochách a koridorech veřejně prospěšných staveb a je veden v seznamu VPS, což potvrzuje jeho význam z hlediska veřejné infrastruktury.

4. CHARAKTERISTIKA ÚZEMÍ A ZÁKLADNÍ DOPRAVNÍ ŘEŠENÍ

Zájmové území se nachází ve východní části Prahy, na území městských částí Praha 9 a Praha 14, v katastrálních územích Vysočany a Hloubětín. Trasa prochází v centrální části silně zastavěným územím a kopíruje stávající síť pozemních komunikací – ulice Průmyslová a Kbelská – včetně křížení s ulicemi Poděbradská (jižní úsek) a Kolbenova (severní úsek).



Obr. 2 Vizualizace rozsahu povrchového řešení

Stavební rozsah záměru je navržen v délce 1,992 km. Směrové řešení je v jižním úseku upravováno mimo jiné tak, aby vznikl prostor pro souběžnou komunikaci pro pěší a cyklisty podél východního jízdního pásu.

Další směrové korekce trasy jsou navrženy s ohledem na minimalizaci stavebních zásahů a záborů v jižním předportálovém úseku do zvláště chráněných území a přírodních parků (Přírodní park Smetanka, Přírodní památka Pražský zlom) včetně vodoteče Rokytka.

Zásadní změnou je návrh dvou mimoúrovňových křížení: MÚK Poděbradská a MÚK Kolbenova. Obě jsou navrženy jako mimoúrovňové křižovatky s vnitřním připojením a odpojením větví, což umožňuje kompaktní uspořádání světelně řízených křižovatek odpojovacích a připojovacích větví s Poděbradskou ulicí na jihu a s Kolbenovou ulicí na severu. Výjimkou je připojovací větev z Kolbenovy ulice na Kbelskou ve směru na Prosek v rámci MÚK Kolbenova, která je z důvodu stísněných poměrů vedena a připojena na trasu PPO vnějším způsobem.

Tunelový úsek začíná v ulici Průmyslová bezprostředně (jižně) před křižovatkou s ulicí Poděbradská a končí v ulici Kbelská bezprostředně za (severně) křižovatkou s ulicí Kolbenova. Směrové vedení je navrženo ve shodné trase stávajícího vedení komunikace PPO, pouze s drobnými korekcemi, jako je např. vytvoření prostoru pro souběžnou komunikaci pro pěší a cyklisty či úprava obou stávajících křižovatek této části PPO (s ulicemi Poděbradská a Kolbenova). Součástí stavby je komplexní úprava povrchových částí řešeného úseku. Nad tunelem je navržena realizace městské třídy s vyhrazenými pruhy pro MHD, složky IZS a cyklisty s doplněním vegetace. Dále budou v rámci záměru doplněny chybějící podélné a příčné vazby pro pěší a cyklistickou dopravu, a to jak v rámci úseku nad tunelem, tak i podél navazujících úseků Průmyslového polookruhu.

Významným územním dopadem záměru je změna výškového řešení ulice Kolbenova. V souvislosti s křížením s tunelovými konstrukcemi dojde v definitivním stavu ke zvýšení nivelety komunikace Kolbenovy ulice až o cca 4 m. Součástí řešení je terénní modelace ve volných plochách podél komunikace a zřízení opěrných stěn ve vazbě na stávající areály, zejména areál Vozovny Hloubětín Dopravního podniku hl. m. Prahy a areál společnosti Klima-Classic.



Obr. 3 Oblast křížení PPO s Poděbradskou ulicí – stávající stav



Obr. 4 Oblast křížení PPO s Poděbradskou ulicí – navrhovaný stav



Obr. 5 Oblast křížení PPO s Kolbenovou ulicí – stávající stav



Obr. 6 Oblast křížení PPO s Kolbenovou ulicí – návrhový stav

4.1 GEOMORFOLOGICKÉ A GEOLOGICKÉ POMĚRY

Zájmové území se nachází na hranici dvou celků, Pražské plošiny, kterou na lokalitě představuje Říčanská plošina a celku Českobrodská tabule, pod kterou spadá tabule Čakovická. Terén přímo v zájmovém území v rámci stavby klesá z přibližně 222 m n.m. jižním směrem na přibližně 202 m n.m. Do parovinného reliéfu je hluboce zaříznuto údolí Vltavy s jejími přítoky. Pro zájmové území je významný přítok Rokytka, která silně erodovala bezlesou krajinu a místy je hluboce zaříznuta do břidlic a ordovických pískovců.

Geologická stavba je v zájmovém území poměrně složitá. Z regionálně geologického hlediska náleží území k ordovické sedimentární pražské pánvi. Současný poměrně členitý reliéf je výsledkem selektivní eroze a denudace původní paroviny. Vodní toky svou erozí vytvořily deprese v místech méně odolných hornin a hřbety v místech výskytů pevných křemenců a pískovců. Předkvarterní podklad je tvořen souborem zvrásněných a tektonicky porušených prachovitých a písčitých hornin ordovického stáří. Na horninách skalního podkladu jsou uloženy kvarterní deluviální a deluviofluviální sedimenty, náplavy a terasové sedimenty Rokytky a antropogenní navážky.

4.1.1 Předkvartérní podklad

Skalní podloží je tvořeno ordovickými sedimentárními horninami pražské pánve náležejícími do zahořanského a částečně i bohdaleckého souvrství. Severně od zájmového území se pak nacházejí nadložní křídové sedimentární horniny.

V prostoru tunelu tvoří předkvartérní podloží proterozoické horniny ordovického stáří, převážně prachovité břidlice, okrajově pak křemence. V povrchové vrstvě jsou břidlice zcela rozložené na rozhraní zemin a poloskalních hornin R6/CI, R6/F6Cl. V jejich podloží se nachází zcela zvětralé horniny, střípkovitě rozpadavé břidlice R6. Celková mocnost této povrchové vrstvy dosahuje 0,6- 6,0 m. Pod touto povrchovou vrstvou se nachází břidlice silně zvětralé, střípkovitě rozpadavé R5, které směrem do hloubky přecházejí do břidlic zvětralých R5/R4. Místy se nacházejí zvětralé křemence R5/R4. Celková mocnost této vrstvy dosahuje 0,5-12,0 m. V podloží těchto zvětralých hornin byla hlubšími vrty ověřena vrstva slabě zvětralých poměrně pevných břidlic R4/R3 až R3.

4.1.2 Tektonika

Skalní podloží je poměrně významně postiženo tektonickou činností. Hlavní linií prvního řádu je v daném území Pražský zlom. Došlo podél něj k zaklesnutí severní kry pod jižní o minimálně 900 m. Díky tomuto posunu došlo k bezprostřednímu styku mladších zahořanských břidlic se staršími skaleckými křemenci a dobrotivskými břidlicemi. V blízkosti zlomu jsou horniny tektonicky podrceny, především pevné křemence. Zlom probíhá přibližně mezi ulicí Nademlejnskou a Hloubětínským zámkem. Tedy v území mimo vlastní trasu tunelu jižně od jeho jižního portálu. Zlom je původně velmi strmě ukloněn. Horniny, zejména v prostoru pražského zlomu jsou silně tektonicky porušené hojnými tektonickými poruchami, které způsobily, kromě podrcení a vyšší míry zvětrání, také výškové posuny některých horninových bloků.

4.1.3 Kvartérní pokryv

Kvartérní pokryv je v zájmovém území budován pestrým sledem deluviálních, fluviálních, deluviofluviálních i a antropogenních sedimentů. Celková mocnost kvartérního pokryvu je proměnlivá v závislosti na morfologii terénu. Celková mocnost těchto sedimentů dosahuje v prostoru uvažované stavby tunelu 0,4 - 12,8 m.

Navážky se v zájmovém území nacházejí v rozsáhlých mocnostech v nejsvrchnější přípovrchové vrstvě. Zde jsou většinou materiálem použitým k úpravám a modelaci terénu, tvoří tělesa železničních náspů, konstrukční vrstvy komunikací a proluky mezi jednotlivými stavebními objekty. V projektovaném úseku tunelu jsou svrchní vrstvy tvořeny převážně heterogenními navážkami velmi proměnlivého složení o mocnosti 0,2 – 4,6 m.

4.2 HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Posuzovaná lokalita spadá do oblasti povodí Vltavy, dále je zájmové území součástí dílčího povodí Rokytka. Zájmové území je odvodňováno tokem Rokytky do soutoku s Vltavou. Hladina podzemní vody je závislá na dotacích atmosférickými srážkami z širšího okolí. V daném území se uplatňují dva hydrogeologické celky, a to prostředí méně propustných skalních hornin (především puklinově propustné) a relativně dobře průlinově propustné prostředí kvartérních pokryvných útvarů, přičemž oba celky jsou více či méně hydraulicky závislé.

Pro zatřídění dle normy ČSN EN 206+A2, stanovující skupiny agresivity na stavební beton, podzemní voda s ohledem na mineralogické složení horninového prostředí vykazuje převážně slabou síranovou, místy také uhličitanovou agresivitu na stavební beton.

Generelní směr proudění podzemní vody je k jihu až jihozápadu k toku Rokytky. Hladina podzemní vody se nachází v proměnlivé hloubce. V průběhu průzkumných prací byla ověřena ustálená hladina se v hloubce 1,9 – 9,0 pod úrovní terénu především v nesoudržných písčitých sedimentech kvartérního pokryvu. V celé délce tunelu se hladina podzemní vody nachází nad niveletou tunelu.

4.3 ZÁKLADOVÉ PODMÍNKY

Základové podmínky jsou hodnoceny jako složité, odpovídajícím podmínkám pro 3. geotechnickou kategorii dle ČSN EN 1997. Horninové prostředí se v rámci stavby výrazně mění, podzemní voda bude ovlivňovat založení objektu v celé délce tunelu.

Jižní portál tunelu se nachází v zářezu hlubokém cca 13,4 m. V základové spáře se budou nacházet horniny navětralých ordovických břidlic. V nadloží se nacházejí od hloubky 9.1 horniny předkvarterního pokryvu, v jejich nadloží písky středné ulehlé až ulehlé, s vložkami hlín tuhé až pevné konzistence. Nadloží tvoří navážky tuhé až pevné konzistence a na povrchu konstrukční vrstvy vozovek. Hladina podzemní vody se nachází 4,5 m p.p.t.

V úseku tunelu se základová spára tunelu nachází v proměnlivém prostředí přechodu předvartérních hornin ordovického stáří a kvartérních sedimentů. Přičemž od jihu k severu v souvislosti se stoupající úrovní trasy se základová spára dostává do mělčích partií především kvarterních sedimentů. Hladina podzemní vody se nachází v proměnlivých hloubkách 2,0 – 6,5 m p.p.t

V úseku severního portálu tunelu budou základovou spáru v hloubce 3,0 – 3,3 m tvořit písčité hlíny tuhé konzistence o celkové mocnosti 1.2 - 1,5 m. Povrchovou vrstvu o mocnosti 1,8 – 2,1 m tvoří navážky a na

povrchu konstrukční vrstvy vozovek. Hladina podzemní vody se nachází v hloubce 4,2 - 4,6 m p.p.t. Předkvartérní podloží se nachází v hloubce cca 5 až 7 m p.p.t.

4.3.1 Korozní průzkum a průzkum kontaminace

Korozní průzkum byl proveden s ohledem na vysokou zastavěnost komunikacemi, obytnou a průmyslovou výstavbou. Celkem bylo zaměřeno a vyhodnoceno 12 korozních bodů. Dle TP124 bude v celém území nutné s ohledem na křížení trasy s trasou metra linky B, tramvajovou a železniční tratí aplikovat ochranná opatření stupně 5.

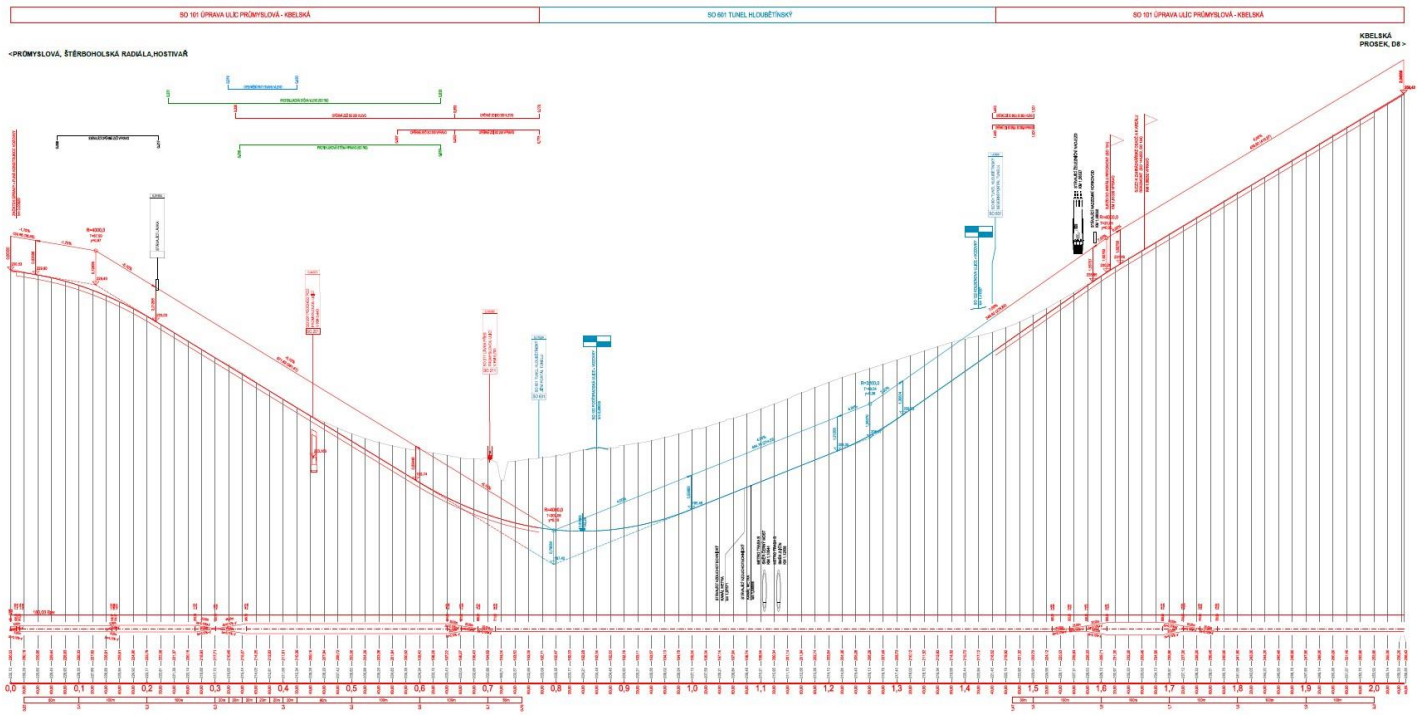
V rámci průzkumu byla stanovena míra kontaminace zemin a určení možnosti jejich likvidace při výstavbě dle Vyhlášky 273/2021 Sb. Byl realizován odběr celkem 9 ks směsných vzorků odebraných v celé délce profilu z 36 průzkumných vrtů. Výsledkem průzkumu je, že pouze 3 z 9 směsných vzorků splňují požadavky vyhlášky a materiály lze využít ke zpětným zásypům.

5. NÁVRHOVÉ PARAMETRY KOMUNIKACE

Kategorie komunikace PPO zůstává na začátku řešení shodná se stávajícím stavem, tj. uspořádání 2+2 v kategorii MS4d 18/70 s návrhovou rychlostí 70 km/h.

V koncové třetině povrchové trasy PPO je východní (stoupající) pás ve směru na Prosek rozšířen o jeden jízdní pruh. Vzniká tak stavební příprava pro průběžné vedení dvou jízdních pruhů ve směru k D8. Na tuto úpravu navazuje doporučení dopravně-urbanistické studie z roku 2021 na rozšíření navazující části PPO mezi MÚK Novopacká a MÚK Mladoboleslavská o jeden jízdní pruh tak, aby byla zajištěna průběžnost dvou jízdních pruhů ve směru k D8 i v tomto úseku. Obdobným doporučením je současná rekonstrukce mostní estakády nad údolím Rokytky před začátkem řešeného úseku.

Úprava výškového vedení trasy PPO pro dosažení dostatečného zahloubení v prostoru obytné zástavby a její převedení do tunelu je v jižní části ovlivněna zejména polohou stávajících významných kanalizačních stok v Poděbradské ulici. V severní části zahloubení je návrh ovlivněn zejména vazbou na Kolbenovu ulici a možností jejího napojení připojovacími větvemi ještě před stávajícím železničním nadjezdem. Stávající šířkové uspořádání železničního nadjezdu je zároveň limitní pro šířkové uspořádání trasy PPO.



Obr. 7 Výšková úprava části trasy PPO

6. TUNEL HLOUBĚTÍN – KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ A ZÁKLADNÍ PARAMETRY

Tunelový úsek je navržen v délce cca 670 m. S ohledem na místní podmínky, tj. mělce vedenou trasu v kombinaci s geologickou stavbou území a morfologií terénu neumožňující použití ražené technologie, je tunel konstrukčně řešen jako klasický hloubený. Výška nadloží se pohybuje do max. 5,0 m v křížení s ulicí Poděbradskou s ohledem na převáděnou tramvajovou trať a inženýrské sítě.

6.1 KATEGORIE TUNELU A ZÁKLADNÍ TECHNICKÉ PARAMETRY

Navrhovaný tunel je dvoutubusový s jednosměrným provozem v každé tunelové troubě. Součástí tunelu je s ohledem na připuštění kongescí v tunelu a na základě závěrů bezpečnostní dokumentace a požadovaných délek únikových cest navrženo 7 příčných propojek v maximálním rozestupu 153 m. Dvě z nich jsou situovány před portály tunelu a nejsou uvažovány jako únikové (jižní průjezdná, severní průchozí), slouží pro přístup do prostor technologického zázemí tunelu a zároveň mohou být využity jako zásahová cesta složek IZS. Uvnitř tunelu jsou situovány 1 průjezdná a 4 průchozí příčné propojky sloužící jako únikové cesty.

Délka tunelu hloubeného tunelu ZTT:	676,21 m
Délka tunelu hloubeného tunelu VTT:	665,12 m
Šířková kategorie tunelu (dle ČSN 73 7507):	T- 8,0 (dvoupruh)
Bezpečnostní kategorie tunelu (dle ČSN 73 7507):	TA
Návrhová rychlost v tunelech:	70 km/ h
Dovolená rychlost v tunelech:	50 km/ h
Podélné sklonové poměry:	max. 7,0 % (severní portál), standardně 4,0 %
Kategorie tunelu podle délky (dle ČSN 73 7507):	Střední
Výška průjezdního prostoru (dle ČSN 73 6201):	4,50 m (volná výška podjezdu 4,65 m)
Navrhovaná životnost hl. nosných konstrukcí:	100 let
Požadovaná pož. odolnost nosných konstrukcí:	REI 180 DP1

Šířkové uspořádání tunelu, T-8,0 (dvoupruh) s následujícími rozměry:

Vodící proužky	2 x 0,50 m
Jízdní pruhy	2 x 3,50 m
Nouzové chodníky	2 x 1,00 m
Výška obruby	120 mm

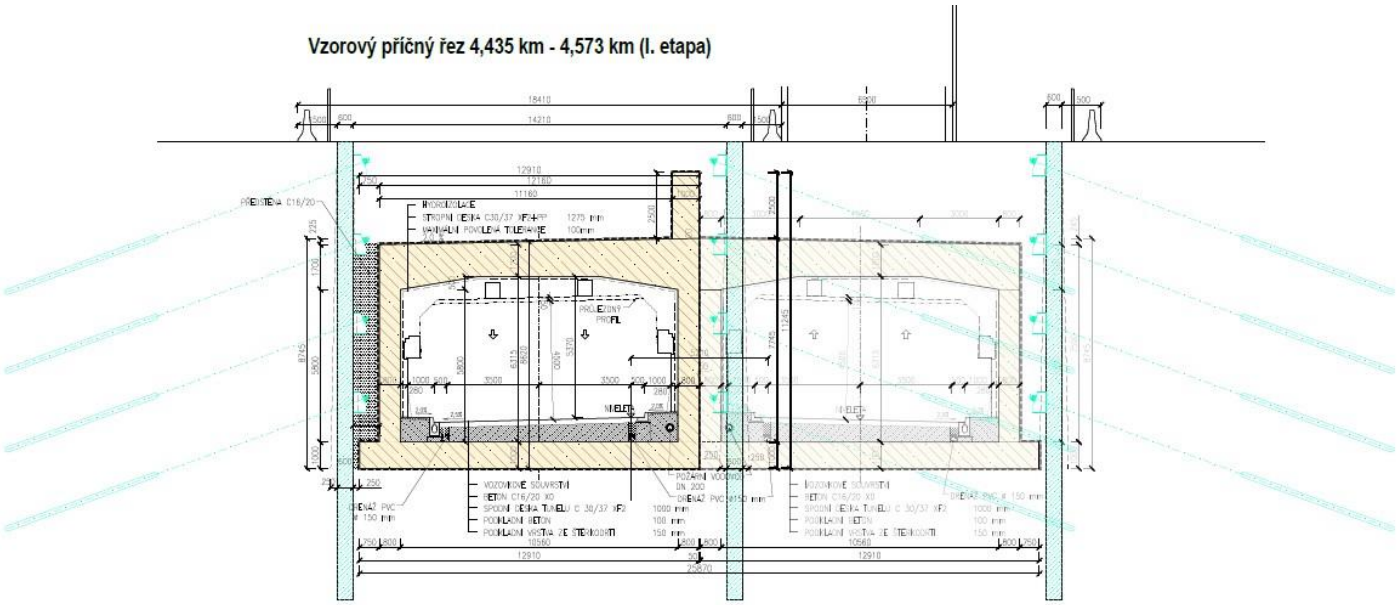
6.1.1 Směrové a výškové poměry tunelu

Směrově, po staničení hlavní trasy, navazuje z jihu tunel na otevřenou část hlavní trasy, která se v příportálové oblasti zahlubuje pod úroveň terénu a se zajištěním výškového rozdílu prostřednictvím opěrných úhlových zdí. Hloubětínský tunel, začíná předportálovým úsekem opěrných konstrukcí s předportálovou propojkou č. 0 zajišťující provozní propojení v oblasti portálu mezi rozestoupenými tunelovými tubusy, mezi kterými nastoupávají mezilehlé rampy povrchových větví křižovatky Poděbradská x Průmyslová. Trasa zde začíná v pravostranném oblouku o poloměru R = 360 m, dále pokračuje v přechodnici dl. 70 m do navazujícího přímého úseku dl. 115 m, v kterém dochází k těsnému souběhu tunelových tubusů. Následně trasa pokračuje dále přechodnicí dl. 70 m, na níž navazuje levostranný směrový oblouku R = 1247 m délky 76 m. Další přechodnicí délky 70 m trasa osy os přechází do přímé, v které dochází opět k rozestoupení tubusů a trasa v ní probíhá až k severnímu tunelovému portálu a předportálovým zdem s předportálovou provozní propojkou č.7.

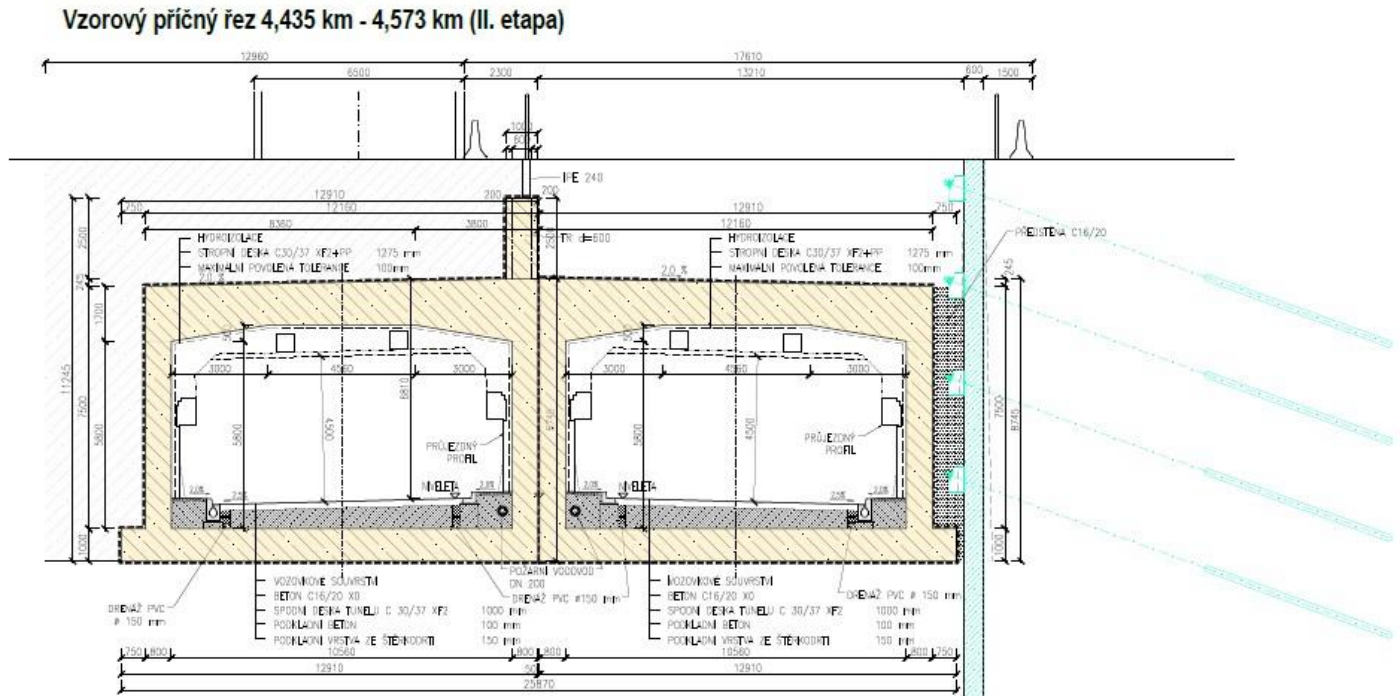
Z hlediska výškového vedení trasa tunelu začíná po směru staničení od jihu údolnicovým obloukem R = 4000 m, v kterém přechází z klesání 6,1% do stoupání 4,0%. Nejnižší místo trasy se nachází v tunelu

poblíž tunelové propojky č. 1 v křížení s ulicí Poděbradská. Ve stoupání 4,0% trasa pokračuje dále k severu do dalšího údolnicového oblouku R = 3200 m, od kterého ve stoupání 7,0% směřuje k severu, podchází ulici Kolbenovu a vychází do povrchového vedení v severním portálu.

Příčný sklon vozovky je uvažovaný jako střechovitý, tj. v obou tunelech s jednostranným klopením 2,5%.



Obr. 8 Příčný řez tunelem – realizace západní tunelové trouby



Obr. 9 Příčný řez tunelem – realizace východní tunelové trouby

6.2 PROSTOROVÉ USPOŘÁDÁNÍ TUNELU

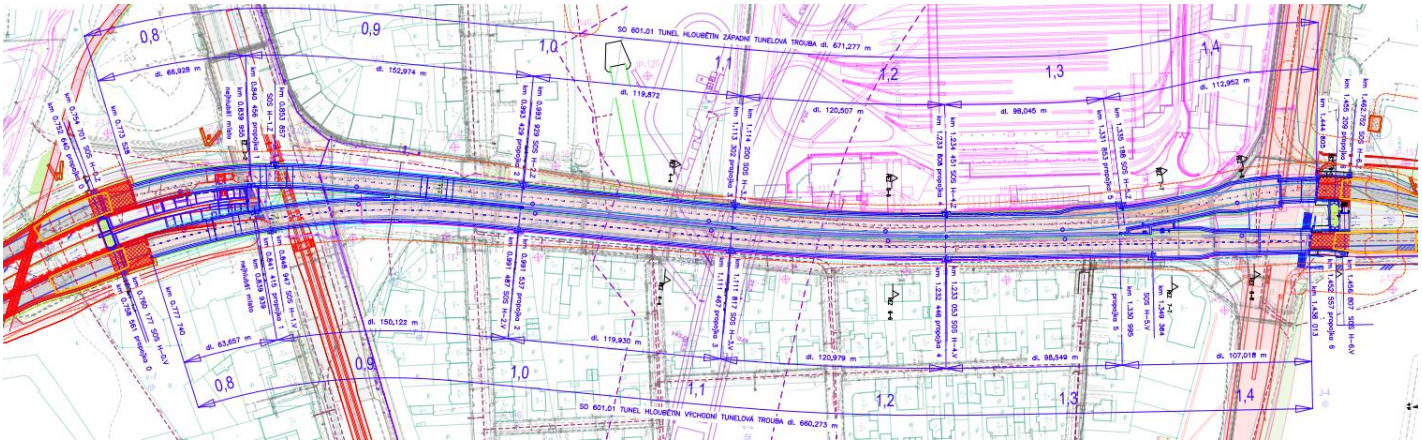
Po směru staničení s ohledem na požadavky etapizace výstavby tvoří tunel Hloubětínský tunel dvě stavebně oddělené jednosměrné tunelové trouby podcházející ulici Poděbradská (světelně řízená křižovatka Poděbradská x Průmyslová), povrchový usek ulice Kbelské a ulici Kolbenovu (světelně řízená křižovatka Kolbenova x Kbelská).

Tunely hlavní trasy jsou v celé trase tunelu Hloubětínský řešeny jako podélně větrané v rámci hl. dopravního prostoru.

Tunely jsou s ohledem na místní podmínky (výškové vedení trasy, morfologie terénu, zastižené geologické podmínky) uvažovány jako klasické hloubené realizované v otevřených stavebních jamách respektující svým řešením zastiženou geologii a vycházející z výsledků podrobného GTP s přihlédnutím k proměnným inženýrskogeologickým poměrům a geotechnickým podmínkám v průběhu trasy.

Dispozičně tvoří tunely dva fyzicky konstrukčně oddělené dvoupruhové tunelové tubusy. V portálových oblastech jsou tubusy tunelů rozestoupeny a na hlavní trasu jsou mezilehle povrchově zleva připojeny / odpojeny křižovatkové větve zmíněných křižovatek Kbelská – Poděbradská, Kbelská – Kolbenova.

Mezi rozestoupenými tunelovými tubusy u jižního portálu je situována objekt technologického centra tunelu (TGC), zajišťující zázemí jeho provozně technologického vybavení.



Obr. 10 Půdorys tunelu

6.3 TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

Hloubené tunely klasického typu jsou rámové konstrukce tvořené stěnami a vodorovným stropem uvažované jako plošně založené na základové desce.

Dispozičně tunel tvoří dva tunelové tubusy uvažované ve dvoupruhovém profilu, vždy směrově rozdělené, s případným nadvýšením v místech situování proudových ventilátorů. Vzhledem k tomu, že v severní části území, kde rámová konstrukce vystupuje nad stávající terén, není možné umístit ventilátory nad průjezdný profil, budou ventilátory umístěny vedle průjezdného profilu. V těchto místech bude docházet k dílčímu rozšíření tunelu na obě strany o cca 2,3m.

Tubusy VTT a ZTT budou realizovány samostatně s ohledem na etapizaci výstavby.

Hloubené tunely ZTT a VTT jsou propojeny únikovými propojkami ve vzájemných vzdálenostech max. 153 m. Dvě propojky (č. 0, a č.6) jsou koncipovány jako propojky určené primárně pro obsluhu tunelu (přístup do technologických prostor), svými parametry však umožňují i zásah složek IZS, přičemž jižní propojka č. 0 je koncipována jako průjezdná sloužící i k zavážení technologického vybavení do objektu TGC. Severní propojka č.6 zajišťuje přístup k rozvaděči a podzemní ATS pro tlakování požárního vodovodu, zároveň je přístupná i z povrchu vstupním objektem s přístupovým servisním a únikovým schodištěm.

Tunelové propojky č. 1-5 tvoří únikové cesty do sousedního tubusu v případě mimořádné události - požáru v tunelu. Propojka č. 1 je koncipována jako průjezdná, funkčně propojená s komunikační chodbou TGC. Propojky č. 2-5 jsou průchozí.

Severně od propojky č. 5 jsou situovány objekty tunelových rozvoden přístupné vždy každá z jedné tunelové trouby. Tyto prostory jsou nuceně větrány a klimatizovány s přívodem čerstvého vzduchu v povrchu (VZT komínek v rámci SDP ulice Kbelská) a s odvodem odpadního tepla do prostoru tunelu.

Naproti tunelovým propojkám je vždy situovány SOS výklenky, které jsou umístěny tak, aby vzájemná vzdálenost SOS výklenků byla vždy max. 150 m dle požadavku normy ČSN 73 7507.

Postup výstavby bude spočívat v betonáži spodní základové desky, stěn a stropu. Tloušťky konstrukcí se pohybují od 800 mm u stěn až po cca 1 200 m u stropních desek (v náběžích až 1700 mm). Tloušťka

základové desky je uvažována 1000 mm. Konstrukce tubusu hloubených tunelů je navržena z betonu C 35/45 - XF4, XD3, krytí výztuže nominální 50 mm resp. 65 mm s PP vlákny.

Předpokládá se využití uzavřeného hydroizolačního systému na bázi foliové celoplášťové hydroizolace a dimenzováním ostění na plné hydrostatické zatížení. Koncepčně se předpokládá využití dostatečně těsné hydroizolační obálky s možností okamžitého i několikanásobně dodatečného těsnění. Pracovní spáry tunelového ostění budou standardně několikanásobně těsněny s využitím spárových těsnících plechů, součástí řešení těsnění spár budou vždy injektážní hadičky pro dodatečnou injektáž.

V podélném směru budou monoliticky prováděné tubusy tunelů konstrukčně děleny na bloky délky cca standardně 12 m oddělené pracovními spárami. Dilatační spáry budou uvažovány po maximální vzdálenosti 40 m. Výstavba bude probíhat proudově s využitím systémových prvků bednění.

Součástí řešení SO tunelů jsou výplňové a spádové vrstvy tunelových servisních chodníků a komunikací, včetně definitivních povrchů servisních chodníků. Vozovky v tunelu budou v souladu se zvyklostmi v Praze řešeny jako živičné s vodonepropustnou membránou.

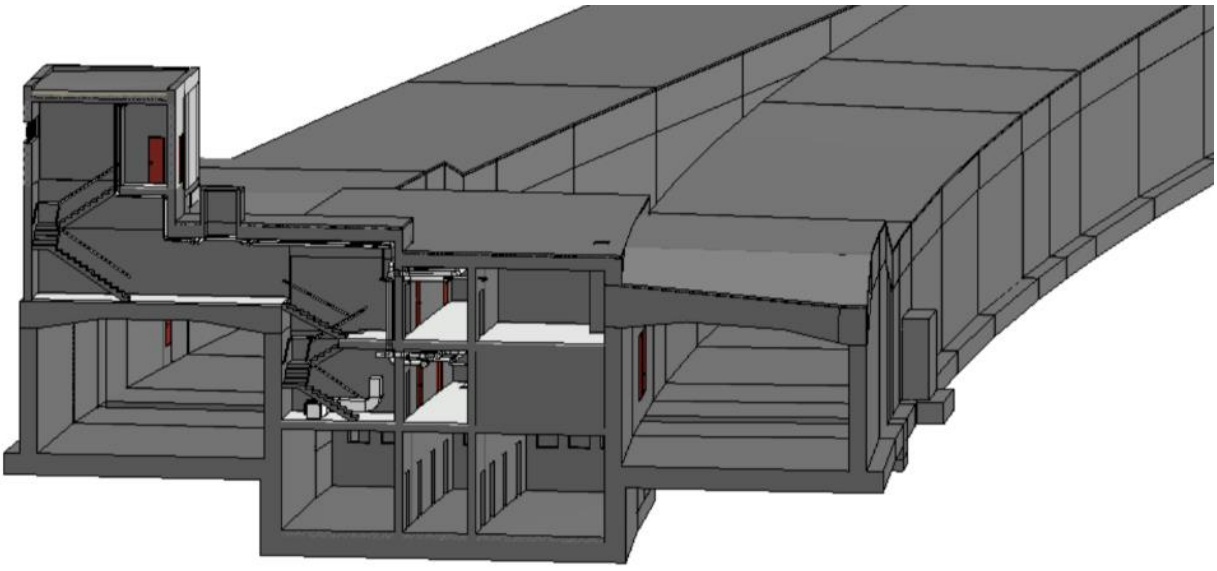
S ohledem na situování stavby v území se pro objekty tunelu, zárubních zdí a dalších souvisejících staveb stanovuje stupeň ochranných opatření č.5 pro ochranu hlavní tunelové stavby křižující trasu metra a nacházející se v těsné blízkosti tramvajové vozovny s měnírnou a dosahem elektrizované trati SŽ. Soubor ochranných opatření je navrhován na úrovni primární, sekundární ochrany a konstrukčních opatření tedy vč. předepsaného nominálního krytí výztuže, provaření výztuže staveb pro ochranu před účinky bludných proudů a systému nedestruktivní diagnostiky koroze výztuže navrhovanou na korozně nejvíce exponovaných částech tunelu. Systém provařované výztuže v základech tunelu a zárubních zdí, bude rovněž plnit funkci uzemňovací soustavy, která bude sloužit pro uzemnění technologie tunelu a příslušenství na zárubních zdech.

Povrchová úprava vnitřního líce ostění tubusů tunelů a ramp bude do výšky 3,5 m řešena keramickým obkladem pro zajištění dlouhodobé životnosti. Nad tímto obkladem bude ostění opatřeno pouze omyvatelným ochranným nátěrovým systémem. Vnitřní prostory únikových cest a technologických prostor budou opatřeny pouze omyvatelným ochranným nátěrovým systémem.

Zpětné zásypy jsou tvořeny hutněným zemním zásypem s využitím v maximální míře místních výkopových materiálů.

6.3.1 Technologické centrum

Mezi rozestoupenými tunelovými tubusy u jižního portálu je situován objekt technologického centra tunelu (TGC) zajišťující zázemí jeho provozně technologického vybavení. Objekt staticky spolupůsobí s konstrukcí tunelů, jeho součástí je i předportálová propojka č.0.



Obr. 11 Řez 3D modelem objektu TGC a tunelových konstrukcí

Objekt TGC je řešen jako podzemní třípatrový objekt s jedním podlažím nadzemním. Objekt je situovaný mezi rozestoupené tunelové tubusy. Objekt je přístupný z předportálové propojky a první tunelové propojky v úrovni komunikací hlavní trasy a pomocí propojovacího schodiště z jednopodlažního povrchového vstupního objektu situovaného jižně od křižovatky Poděbradská x Průmyslová, jehož součástí jsou rovněž nasávací šachty pro klimatizaci a větrání objektu a 2 rozvodny PREdistribuce pro samostatný separátní vstup pro pracovníky správce. Do TGC bude začleněna kapacitní retenční nádrž s čerpací stanicí provozního odvodnění tunelu situované pod úrovní vozovek.

Technologické prostory s umístěním zařízení (mj. rozvodny) jsou umístěny tak, aby nebylo zabráněno možnosti jejich gravitačního odvodnění, tj. budou umístěny nad úrovní vozovky.

6.3.2 Zajištění stavebních jam

Tunel bude realizován z povrchu do otevřené hloubené stavební jámy. V jižní a střední části budou práce prováděny pod hladinou podzemní vody. Z tohoto důvodu jsou obvodové stěny stavební jámy navrženy jako nepropustné. Stavební jáma bude řešena jako převážně těsněná kombinací kotvených podzemních stěn tl. 600 mm, převrtávaných pilotových stěn průměru 600 – 800 mm z betonu C25/30 vyztužených armokoši z oceli B500B kotvených dočasnými pětipramencovými lanovými kotvami ve 3-4 kotevních úrovních. Mimo rozsah nutného těsnění stavební jámy (severní část stavební jámy, střední stěna zajištění) bude jáma zajištěna záporovým pažením z IPE360 s dřevěnými pažinami kotveným dočasnými pětipramencovými lanovými kotvami ve 2 úrovních.

Stavební jáma sleduje směr přirozeného severojižního proudění podzemních vod v území směrem k toku Rokytky. Pouze v jižní části území (již oblasti zářezů povrchových úseků trasy) dochází je změně směru proudění na jihozápadní s ohledem na koridor toku Rokytka. Po dokončení výstavby tak bude režim proudění podzemní vody obnoven provedením drenážních koridorů štěrkových podtokových žeber pod předportálovými opěrnými konstrukcemi, umožňujících propojení vodních horizontů východní a západní části.

6.3.3 Odvodnění tunelu

Návrh v maximální možné míře omezuje zatékání srážkových vod do prostoru tunelu po povrchu vozovky. S ohledem na morfologii terénu jsou však tyto možnosti omezené. V oblastech před portály je využita možnost vyspádování komunikací hl. trasy tak, aby byl minimalizován rozsah stékajících se povodí do tunelu, instalace dostatečně kapacitních příčných odvodňovacích prvků, vytvoření vsaků ve štěrkovém podloží pod komunikacemi apod. Zároveň je v rámci TGC uvažována dostatečně kapacitní retenční nádrž o objemu 1500 m3 s kapacitním čerpacím systém provozního odvodnění tunelu a hlavní trasy pojímající vody, které vzhledem k morfologii terénu není možné gravitačně odvést mimo tunel.

Odvodnění vozovky je zajištěno štěrbinovým žlabem s obrubníkem. Tato voda se samotíží svádí až do záchytné tunelové jímky kontaminovaných vod v rámci prostor podzemní retenční nádrže objektu TGC a jeho čerpací stanice v nejnižších místech úseku. Odtud se voda přečerpává do městské kanalizace. Příčný spád vozovky je standardně 2,5 %. Při chodnících je pod vozovkou rovněž vedena podélná drenáž z PVC trubek Ø150 mm svádějící případné průsakové vody rovněž do čerpacích stanic odvodnění vozovek. Jímka kontaminovaných vod slouží pro zachycení vody z mytí tunelu, kapalin z nepředvídatelných havárií či úniků v tunelu a pro akumulaci vod v případě požárního zásahu. Jímka bude za běžného stavu průtočná, hrazení bude zajištěno elektricky ovládaným šoupětem s vazbou na detekci havarijní situace, na základě které dojde k zahrazení. Znečištěná voda bude ze záchytné nádrže čerpána a odvážena k likvidaci.

V severním úseku komunikace před severním portálem tunelu je odvodňováno rozsáhlé povodí (cca 80 ha), které se stéká do prostoru podjezdu dráhy. Komunikace před severním portálem bude odvodněna velkokapacitní stokou DN1200 vedenou do retenční nádrže o objemu 5350 m3. Nádrž bude situována západně od severního portálu tunelu. Před samotným portálem budou dále umístěny velkokapacitní podélné a příčné štěrbinové žlaby a vpusti pro odvedení části vod přímo dešťovou kanalizací do dešťové stoky, resp. Rokytky. Tímto způsobem je navržena maximální technicky dosažitelná ochrana tunelu proti zaplavení.

Navržené odvodnění zajišťuje částečnou ochranu tunelu, která není schopna pokrýt extrémní přívalové nadnávrhové srážky. Samotné technologické podlaží TGC je oproti komunikaci převýšené o cca 1m z důvodu zvýšení ochrany technologie proti zaplavení tunelu. Tunel je tak ochráněn na výskyt části extrémních dešťů. Konstrukce tunelu a technologické vybavení však není ochráněno na všechny typy extrémních srážek, zejména na deště s vysokou periodicitou a dlouhou dobou trvání deště. V nejextrémnějších případech přesahuje objem odtoku z povodí 15000 m3. Na tento objem by byl návrh technických opatření již neekonomický ve vztahu k případným škodám.

6.3.4 Zásobování tunelu požární vodou

V prostoru ramp severního portálu tunelu bude umístěna požární nádrž o užitném objemu min. 108 m3 dle požadavků ČSN 73 7507, která bude bezprostředně sousedit s místností pro umístění objektu ATS navazující na předportálovou tunelovou propojku č.6. ATS bude tlakovat trvale zavodněný požární vodovod. Požární vodovod je umístěn v levém chodníku tunelové trouby ve směru jízdy. Průměr potrubí je 200 mm. Potrubí je izolováno. Případně v portálových oblastech tunelů vyhříváno. Umístění hydrantů je standardně v nice v ostění naproti SOS výklenkům ve vzájemných vzdálenostech do 150 m v blízkosti tunelových propojek v souladu s požadavky ČSN 73 7507. Odvodnění hydrantu je vyvedeno nad vozovku a zajištěno do odvodňovacího štěrbinového žlabu.

7. PROVOZNÍ A TECHNOLOGICKÉ VYBAVENÍ, VĚTRÁNÍ A ODVODNĚNÍ

Z hlediska bezpečnosti je tunel dle podkladů zařazen do bezpečnostní kategorie TA s plným technologickým vybavením. Technologické zázemí je soustředěno do objektu TGC. V objektu TGC jsou umístěny hlavní prvky technologického vybavení, zejména elektrorozvodny, trafostanice, velín a skladové prostory.

Technologické vybavení tunelu zahrnuje zejména strojní zařízení, proměnné dopravní značení, informační systém, SOS skříně, vzduchotechniku, automatiku řízení provozu, detekci škodlivin (NOx, kouř, opacita), požární signalizaci, zabezpečovací systém, TV dohled, anténní zařízení, napájení elektrickou energií, osvětlení tunelů, požární vodovod a systém odvodnění tunelu včetně čerpacích stanic.

V obou nouzových tunelových chodnících jsou uvažovány kabelové trasy pouze pro nouzové osvětlení tunelu. Pokud to podmínky umožní, kabelové trasy je žádoucí instalovat nad vozovku veškerá ostatní kabelová vedení jsou proto uvažována na kabelových roštech na stěnách v hlavním dopravním prostoru tunelu (řešeno příslušným PS). Chráničky v nouzových chodnících budou provedeny v jednotném sklonu vodotěsné. Lokální kabelové šachty před tunelovými portály budou striktně vybaveny systémem odvodnění v kabelových šachtách svedeným do drenážního systému vozovek (do retenční jímky v TGC).

Dopravní prostor tunelu bude za běžného provozu větrán přirozeně účinkem projíždějících vozidel ve směru jízdy s volným výfukem vzduchu výjezdovými portály. Intenzita větrání je vysoká, neboť rychlost podélného proudění vzduchu v tunelu dosahuje hodnot vyšších než 5 m/s. Během 24 hodin se každým tubusem přesune z jedné strany na druhou více než 18 mil. m^3 venkovního vzduchu. Pro potřeby nuceného odvětrání dopravního prostoru bude tunel vybaven systémem podélného větrání zajištěným proudovými ventilátory umístěnými v tunelu.

Parametry technologického vybavení tunelové stavby jsou navrženy v souladu s platnými předpisy TP 98 a ČSN 73 7507.

8. SOUVISEJÍCÍ ÚPRAVY POVRCHU A BEZMOTOROVÁ DOPRAVA

Součástí záměru je také komplexní proměna povrchového řešení s cílem snížit bariérový efekt komunikace a doplnit příčné i podélné vazby pro nemotoristickou dopravu v širším území.



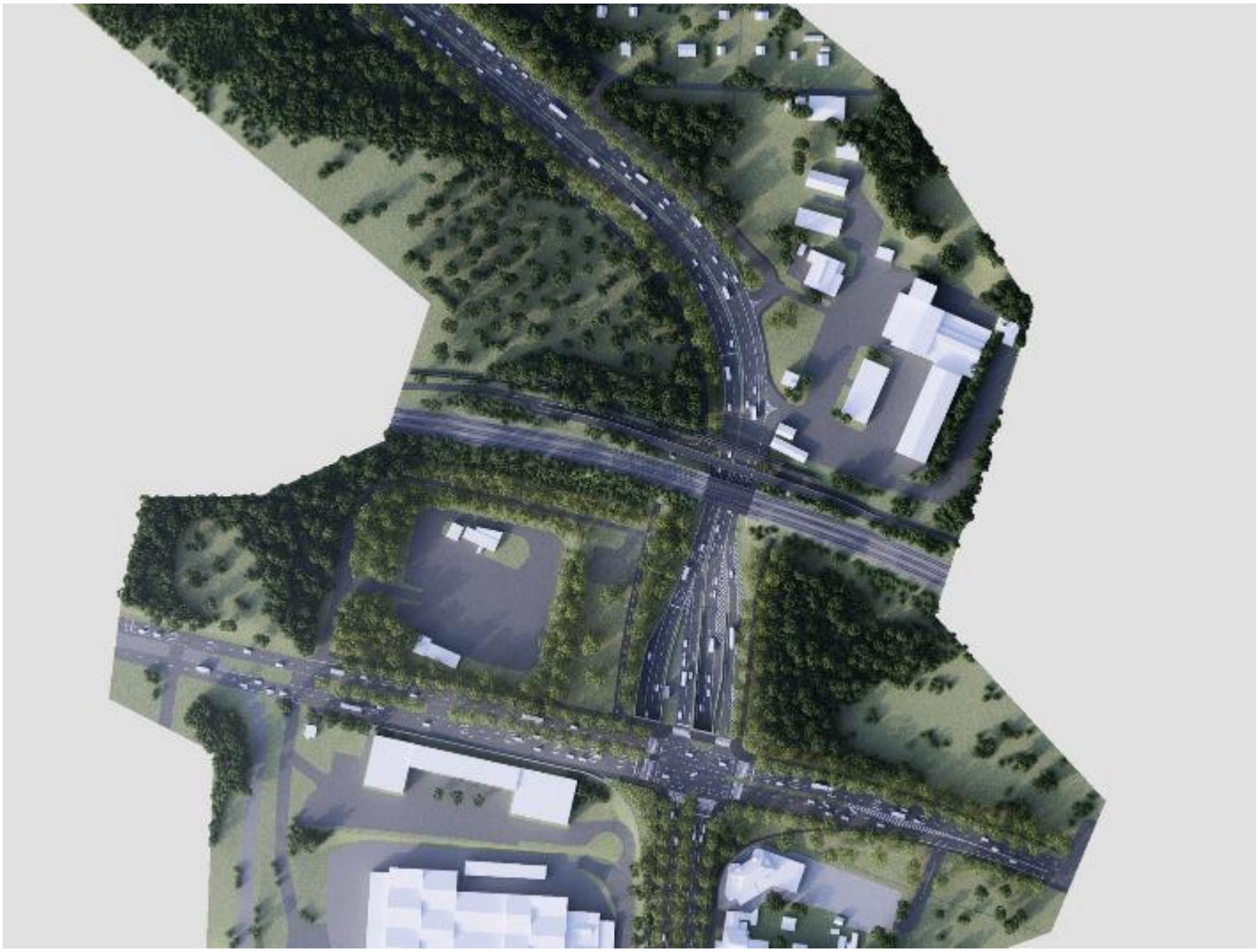
Obr. 12 Schematický model povrchového řešení – oblast MÚK Průmyslová – Poděbradská

V jižní části řešení před MÚK Poděbradská je navržena nová stezka pro společný provoz pěších a cyklistů na východní straně, náhrada stávajícího podchodu novým podchodem a doplnění lávky pro pěší a cyklisty. Dále je uvažováno rozšíření vazeb směrem k tramvajové smyčce Starý Hloubětín a napojení na páteřní cyklotrasu na mostní objekt přes Poděbradskou ulici.

Nový povrchový úsek ulice Kbelské nad zahloubenou trasou PPO je navržen do podoby městské třídy odpovídající snížení intenzit dopravy přesunutím tranzitní dopravy do tunelu. Současně je zohledněna možnost krátkodobého vedení dopravy po povrchové Kbelské v případě mimořádné události v tunelu. Navrženo je uspořádání s jedním jízdním pruhem a jedním vyhrazeným pruhem pro cyklo/BUS v obou směrech a se širokým ozeleněným středním dělícím pásem. Součástí řešení jsou nové stezky a chodníky v obou směrech ulice Kbelské včetně pásů izolační zeleně, obnovení příčných vazeb, parkovacích zálivů a sadových úprav.

V severní části úprav, tj. od MÚK Kolbenova, jsou upraveny podélné cyklistické a pěší vazby ve směru na Prosek s respektováním již realizovaných podchodů pod železniční tratí. Navržena je nová lávka pro pěší a cyklisty jako předpříprava navazující cyklostezky podél severní strany železniční trati Praha – Lysá n. L. V prostoru MÚK Kolbenova je dále navržena účelová komunikace připojená k trase PPO od západu, umožňující příjezd vozidel IZS k severnímu portálu tunelu v případě mimořádné události.

Součástí záměru jsou rozsáhlé vegetační a sadové úpravy s důrazem na podmínky zakořenění vysazovaných dřevin a využití principů modrozelené infrastruktury a hospodaření s dešťovou vodou v souladu se standardy hl. m. Prahy.



Obr. 13 Schematický model povrchového řešení – oblast MÚK Kbelská – Kolbenova

9. KŘÍŽENÍ S METREM, VYVOLANÉ PŘELOŽKY INŽENÝRSKÝCH SÍTÍ, DEMOLIČNÍ PRÁCE

Z hlediska vztahů k podzemním stavbám bylo posuzováno mimoběžné křížení trasy tunelu s trasou metra B, kterou tunelová trasa tunelu nadchází. V místě křížení se nejvyšší bod konstrukce tunelu metra nachází 11,0 m až 11,9 m pod úrovní základové desky Hloubětínského tunelu.

Rozsáhlá výstavba v území vyvolává zásahy do prakticky všech druhů inženýrských sítí. Jedná se zejména o přeložky vodovodů, kanalizací, plynovodů, slaboproudých a silnoproudých kabelů. Většina přeložek je navržena ve více etapách s provizorními vedeními dle fází výstavby souvisejících s postupným otevíráním stavebních jam a s převáděním povrchové dopravy v území.

K demolici je navržena část opěrné stěny situované v areálu vozovny Hloubětín podél jeho východní hranice z důvodu kolize se zajištěním stavební jámy. Dále budou kompletně demolovány objekty areálu bratří Gallů severně od ulice Kbelská s ohledem na zvýšenou definitivní úroveň terénu Kolbenovy ulice, kolizi s trasou provizorní přeložky Kolbenovy ulice a umístění retenční nádrže dešťových vod ulice Kbelské. V oblasti areálu Rekomont severně od tunelu budou demolovány stávající vodohospodářské objekty nádrže DUN s rozdělovací šachtou a objekt areálové studny. Kompletně budou demolovány stávající garážové objekty přiléhající z východu ke Kbelské ulici. V dotčených plochách budou bez náhrady odstraněna reklamní zařízení, zejména výškové elektrifikované poutače. Součástí demolic jsou rovněž objekty překládaných trafostanic PREdistribuce. Dále budou demolovány stávající protihlukové stěny v ulici Kbelské a podchod pro pěší u Poděbradské ulice.

10. ORGANIZACE VÝSTAVBY A DOPRAVNÍ REŽIM V DOBĚ REALIZACE

Postup výstavby předpokládá celkem osm základních fází definovaných polohou realizované části tunelu a trasováním objízdných komunikací. Celková doba výstavby je stanovena na 4 roky, přičemž zásadní omezení dopravního režimu bude trvat přibližně 3,5 roku.

Po celou dobu výstavby se předpokládá zachování všech dopravních vazeb v křižovatkách Kbelská × Kolbenova a Kbelská × Poděbradská × Průmyslová, byť s jejich dočasným přemísťováním v závislosti na postupném otevírání stavebních jam.

Uvažuje se trvalé zachování alespoň jednoho průběžného jízdního pruhu v každém směru PPO v ulicích Průmyslová a Kbelská. V jižní předportálové části je pro urychlení výstavby zahloubeného úseku navržena východní provizorní trasa ukončená v Poděbradské ulici.

Základním principem organizace výstavby je omezení vždy pouze jednoho radiálního dopravního směru, tj. buď Poděbradské ulice, nebo Kolbenovy ulice. Po dobu realizace tunelu v oblasti Poděbradské se předpokládá dočasné ukončení tramvajových linek ze směru centra ve smyčce Hloubětín. Jako náhradní trasa MHD je stanoveno metro B a náhradní autobusová doprava od smyčky Hloubětín (resp. zastávky Starý Hloubětín) po Lehovec.

Po dobu výstavby východního tubusu dojde k přerušení dopravních vazeb z Kbelské ulice do zástavby východně od ní. Obsluha území bude zajištěna dočasnou obslužnou komunikací napojenou na stávající uliční síť a na nadřazený skelet Poděbradské a Kbelské ulice. Dočasně bude upraven také dopravní režim vybraných místních komunikací.

Pěší a cyklistické vazby přes staveniště budou zachovány v rozsahu přiměřeném současnému stavu, zejména v prostoru křižovatek.

V širším měřítku se předpokládá, že v době realizace Hloubětínského tunelu bude v provozu dokončená stavba D0 511. Jako základní objízdné trasy se uvažují Štěrboholská radiála, dálnice D0 a Vysočanská radiála. Vlivem dočasného uspořádání Kbelské ulice v napojení na Vysočanskou radiálu dojde k odstranění problému kongescí v místě zúžení do jednoho pruhu. Dle potřeby bude v souvisejícím území aplikováno dopravní značení omezující vjezd nákladní a tranzitní dopravy.

S ohledem na dopravní omezení v koridoru Průmyslové a Kbelské ulice během výstavby je účelné v časovém souběhu realizovat i stavební zásahy vyplývající z podkladové studie PPO v celé trase Průmyslového polokruhu, zejména přestavbu mostní estakády přes údolí Rokytky a úpravy MÚK Novopacká. Tyto akce jsou samostatnými investičními projekty a je nezbytná jejich časová a technická koordinace za účelem minimalizace dopravních omezení.

Plánovaná výstavba neovlivní provoz metra B v úseku Kolbenova – Hloubětín ani železniční trať v úseku Praha-Vysočany – Praha-Rajská zahrada. Pro tranzitní těžkou nákladní dopravu budou stanoveny objízdné trasy.

11. GEOTECHNICKÝ MONITORING

S ohledem na charakter záměru je součástí řešení rozsáhlý geotechnický monitoring v řešením území.

Tato část zahrnuje pouze výčet jednotlivých doporučených druhů měření a sledovaných veličin, a to před zahájením, v průběhu a po dokončení stavby tunelu. Návrh rozsahu měření GTM má pouze obecný a doporučující charakter odpovídající navrženému řešení, jež vychází z míry (rozsahu) poznání horninového prostředí v trase tunelu ve stupni DPZ. Samotný podrobný projekt monitoringu bude součástí stupně dokumentace PDPS, ZDS (dle TP 237).

12. ZÁVĚR

Záměr Hloubětínského tunelu naplňuje požadavek na zmírnění dopadů vysokých dopravních intenzit převáděných po PPO a na odstranění urbanisticky nevhodného průchodu stávající trasy PPO obytnou zástavbou. Navržené řešení převádí rozhodující část tranzitní dopravy do hloubeného, směrově

rozděleného tunelu délky cca 670 m a současně upravuje povrchové uspořádání tak, aby došlo ke snížení bariérového efektu komunikace a posílení podélných i příčných vazeb pro pěší a cyklisty. Dopravní uzly Poděbradská a Kolbenova jsou řešeny mimoúrovňově, což směřuje k eliminaci opakovaných kongescí a ke zlepšení plynulosti dopravy v nejzatíženějším úseku PPO.

Z hlediska přípravy má záměr vydané pravomocné rozhodnutí ze zjišťovacího řízení dle zákona č. 100/2001 Sb. a zpracovanou dokumentaci pro povolení záměru. V současné době (01/2026) probíhá inženýrská činnost směřující k získání stanovisek potřebných k zahájení řízení o povolení záměru. Zahájení tohoto řízení je předpokládáno ve druhém čtvrtletí roku 2026. Projekt tak vstupuje do klíčové fáze povolovacího procesu s jasně definovanými parametry trasy, tunelu, povrchových úprav i vyvolaných přeložek dopravní a technické infrastruktury.

LITERATURA

SATRA SPOL. S R.O. *Průmyslový polookruh (st.č. 42126) –Urbanisticko-dopravní studie*. 2021.

SATRA SPOL. S R.O. *Stavba č. 42126 Průmyslový polookruh, Technická studie – tunel Hloubětín*. 2022.

AZ GEO, S R.O. *Podrobný inženýrskogeologický průzkum Stavba č. 44388 Hloubětínský tunel*. 2024.

AZ GEO, S R.O. *Hloubětínský tunel – stavba č. 46338 Oznámení záměru (v rozsahu přílohy č. 3 zákona č. 100/2001 Sb.)*. 2024.

Společnost SATRA – PRAGOPROJEKT – VALBEK – HLOUBĚTÍNSKÝ TUNEL. *Stavba č. 46338 Hloubětínský tunel, dokumentace pro povolení záměru*. 2025.

Ing. Lukáš Grünwald
Pracoviště: SATRA spol. s r.o., Praha, Česká republika
E-mail adresa: lukas.grunwald@satra.cz

Ing. Pavel Šourek
Pracoviště: SATRA spol. s r.o., Praha, Česká republika
E-mail adresa: pavel.sourek@satra.cz

Ing. Martin Laloušek
Pracoviště: SATRA spol. s r.o., Praha, Česká republika.
E-mail adresa: martin.lalousek@satra.cz

TUNEL STRÁNOV VO VÝSTAVBE

Juraj Ortuta,
Amberg Engineering Slovakia, s.r.o., Somolického 1/B, 811 06 Bratislava, jortuta@amberg.sk;
Ján Boltvan
Amberg Engineering Slovakia, s.r.o., Somolického 1/B, 811 06 Bratislava, jboltvan@amberg.sk

ABSTRAKT: Príspevok predstavuje technické riešenie hĺbeného tunela Stránov, ktorý je súčasťou preložky cesty I/16 v katastri obce Jizerní Vtelno pri Mladej Boleslavi. Text sumarizuje základné parametre objektu, spôsob výstavby a vybrané poznatky z aktuálneho priebehu realizácie.

1. ÚVOD

Obec Jizerní Vtelno leží v Stredočeskom kraji v Českej republike a pretína ju cesta I/16, ktorá sa pri Řevničove napája na diaľnicu D6, pokračuje smerom na Mělník a končí na križovatke s D10 južne od Mladej Boleslavi. Keďže existujúca trasa I/16 v intraviláne obce obsahuje viacero smerových zákrut s malými polomermi, prejazd ťažkých súprav je výrazne komplikovaný a vozidlá pri manévrovaní často zasahujú do protismeru, čím nepriaznivo vplývajú na okolitú zástavbu a súčasne znižujú plynulosť aj bezpečnosť premávky. Správca komunikácie ŘSD ČR preto pristúpil k realizácii preložky I/16, ktorá odvedie tranzit mimo obec, a po jej dokončení sa očakáva nielen skrátenie jazdných časov v dotknutom úseku, ale aj zvýšenie bezpečnosti na ceste I/16 i v samotnom sídle. Výstavbu tunela Stránov v rámci tejto stavby realizuje spoločnosť Doprastav, a.s.

Navrhovaná preložka je situovaná v severnej časti obce mimo zastaviteľných plôch, pričom v západnej časti vedie po poľnohospodárskej pôde, následne prechádza tunelom Stránov, za tunelom krátko pokračuje po lesných pozemkoch a napokon sa napája späť na existujúcu trasu cesty I/16; celý úsek preložky sa pritom nachádza v katastrálnom území obce Jizerní Vtelno (obr. 1).



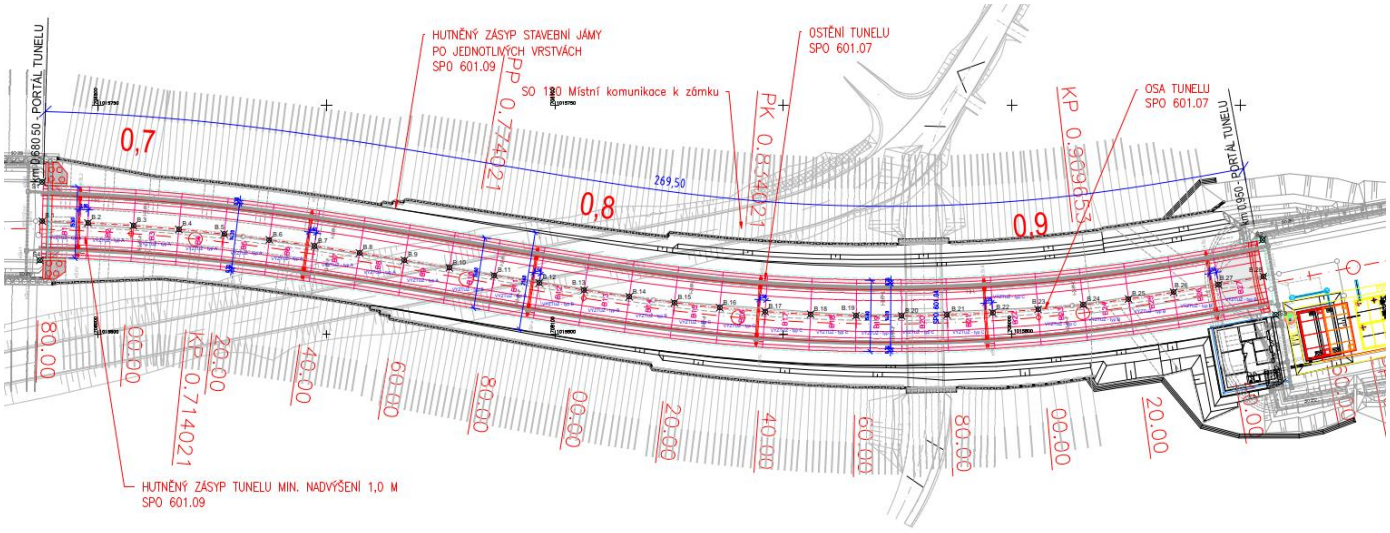
Obrázek 1: Umiestnenie stavby (Amberg Engineering Slovakia, s.r.o. 2015)

Celková dĺžka preložky cesty I/16 je 1285 m vrátane tunelového úseku, pričom komunikácia je navrhnutá v kategórii S9,5/80, resp. S9,5/70. Trasa je v smere staničenia vedená v klesaní a v tuneli dosahuje pozdĺžny sklon až 8 %, takže v úseku km 0,472 až km 1,185 je z prevádzkových dôvodov navrhnutý prídavný pruh šírky 3,5 m. Tunelový úsek je situovaný približne v staničení km 0,680 50 až km 0,950 a vozovka je v celej dĺžke riešená ako trojpruhová, t. j. s 1 pruhom v smere staničenia a 2 pruhmi v protismere.

2. TUNEL STRÁNOV – VŠEOBECNÉ INFORMÁCIE

Tunel Stránov je hĺbený, obojsmerný trojpruhový tunel dĺžky 270 m, ktorým je cesta I/16 prevedená cez horninový masív pod zámkom Stránov; objekt je zaradený do kategórie TD a je navrhnutý s premenlivým pozdĺžnym sklonom s maximom 8,0 %.

Smerové vedenie trasy v tuneli tvoria dva protichodné oblúky (obr. 2), pričom ide o hĺbený tunel zhotovovaný v otvorenom zárezе; výkop bude postupovať od západného portálu k východnému. Usporiadanie výstavby zároveň umožňuje zriadenie medziskládky na začiatku budúcej trasy komunikácie, a keďže významná časť vyťaženého materiálu je vhodná na opätovné použitie, bude následne využitá pri spätných zásypoch.



Obrázek 2: Situácia tunela (Amberg Engineering Slovakia, s.r.o. 2015)

Spätné zásypy budú realizované súbežne a symetricky z oboch strán tunela, a to od spodného portálu smerom k hornému, pričom betonáž bude organizovaná obdobne, t. j. postupne až po dovedenie konštrukcie do finálneho stavu.

Návrh tunela rešpektuje požiadavky ČSN 73 7507 (Návrh cestných tunelov) a TP 98 (Technické vybavenie cestných tunelov), pričom nosné konštrukcie sú dimenzované na predpokladanú životnosť 100 rokov; stavebné vybavenie je uvažované na minimálne 30 rokov a technické vybavenie (TVT) na minimálne 15 rokov.

Technologické vybavenie je navrhnuté s ohľadom na koróznu agresivitu prostredia v tuneli, ktorá je podľa ČSN ISO 9223 klasifikovaná ako C4 ("vysoká" agresivita), a tomu je prispôsobený výber materiálov aj navrhovaných ochranných opatrení.

V rámci prípravných prác prebieha prekládka dotknutých inžinierskych sietí križujúcich trasu tunela, pričom dočasne preložené vedenia budú uložené na mostnej provizórnej konštrukcii. Ešte pred začatím zemných prác sa sanovali vybrané konštrukcie v potenciálnej zóne vplyvu stavby a súbežne sa realizoval predbežný geotechnický monitoring; zároveň bol vykonaný aj podrobný prieskum konštrukcií v uvažovanej zóne vplyvu.

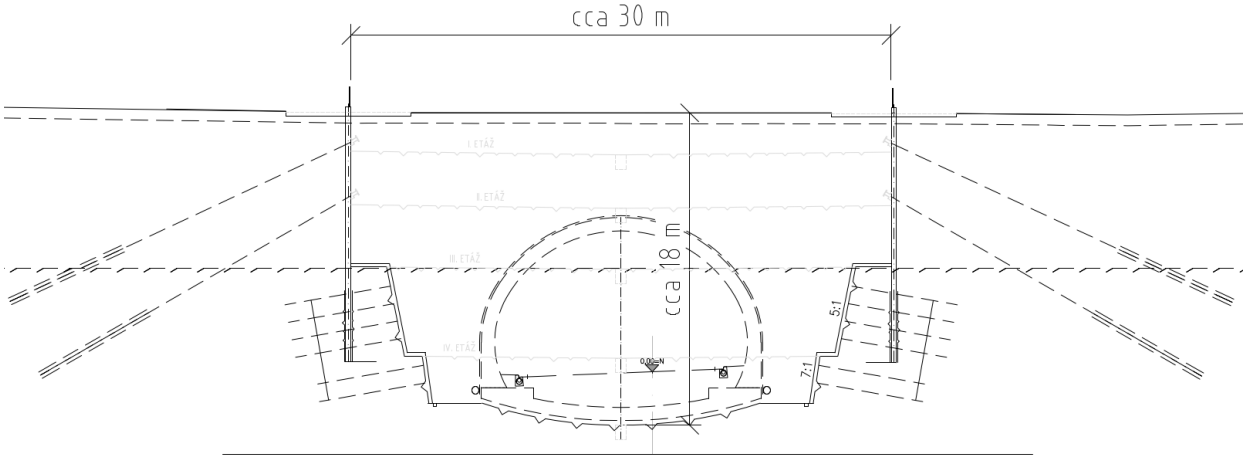
Realizácia tunela je pripravená podľa princípov observačnej metódy, a to vrátane geotechnického monitoringu zameraného najmä na priebežné sledovanie paženia stavebnej jamy počas výkopov, zásypov a následne aj počas prevádzky, pričom monitoring je navrhnutý a vykonávaný organizáciou nezávislou od zhotoviteľa a priamo podriadenou objednávateľovi.

Stavba je z hľadiska členenia rozdelená na 17 samostatných podobjektov, ktoré pokrývajú jednotlivé stavebné konštrukcie vrátane dočasných objektov potrebných pre realizáciu tunela.

3. ZABEZPEČENIE STAVEBNEJ JAMY

Stavebná jama je zabezpečená kotveným záporovým pažením a zárezom do skalného podložia, pričom stabilita zárezu je podporená striekaným betónom a klinovaním (obr. 3); zabezpečenie výkopu bolo

zároveň koordinované s dočasným mostom určeným na presun inžinierskych sietí a na zachovanie dopravy k obci Stránov cez stavenisko.



Obrázek 3: Priečny rez stavebnou jamou (Amberg Engineering Slovakia, s.r.o. 2015)

Výkop stavebnej jamy pre tunel Stránov sa vykonáva po etapách (etážach) za súčasného zaisťovania stien výkopu, pričom sa uplatňuje kombinácia záporového paženia s drevenými pažnicami, vystuženého striekaného betónu, dočasných lanových kotiev a zemných klincov (obr. 4).



Obrázek 4: Záporové paženie v počiatočnej fáze výstavby

Vyťažený materiál sa drví a skladuje, následne sa však prednostne využíva do vyrovnávacích vrstiev a na náhradu podložia pod tunelovou rúrou v miestach pokryvných útvarov. Materiál určený pre vodotesnú vrstvu a zásyp na úrovni vodonosnej vrstvy je z vhodného zloženia, preto sa skladuje oddelene.

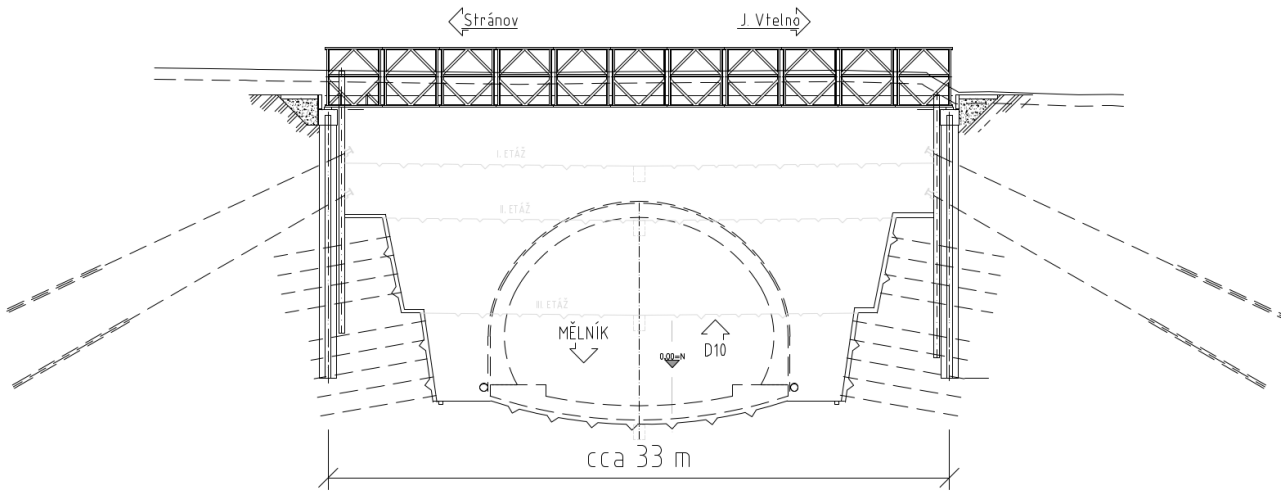
Zemné práce postupujú plynule, avšak s prihliadnutím na prekládky inžinierskych sietí a na výstavbu dočasného mosta slúžiaceho na ich vedenie, pričom tento objekt súčasne zabezpečuje dopravu k obci Stránov, najmä zo západného portálu.

4. NOSNÁ KONŠTRUKCIA PRE DOČASNÉ PRELOŽENIE SIETÍ A DOPRAVY K ZÁMKU STRÁNOV

Počas výstavby je nevyhnutné zachovať dopravné prepojenie medzi obcou Jizerní Vtelno a zámkom Stránov cez územie staveniska, keďže práce dočasne prerušia jedinú prístupovú komunikáciu v danej časti obce a súčasne sa prekladajú siete križujúce trasu tunela. Na tento účel je zriadené mostné provizórium MMT-100, umiestnené približne 1,27 m pod pôvodným terénom, ktoré na jednej strane umožňuje peší pohyb po chodníku šírky 0,75 m, zatiaľ čo na druhej strane sú v rovnako širokom priestore vedené preložené siete; v strednej časti je vedený jednopruhový prejazd šírky 5,5 m. Nosná konštrukcia dočasného premostenia má dĺžku 33 m, z toho samotné premostenie 31,2 m (obr. 5), pričom pri výške mosta 18,2 m je jeho trasa vedená kolmo na trasu preložky I/16. Mostné provizórium je založené na pilótach, ktoré v úseku provizória nahrádzajú záporové paženie stavebnej jamy (obr. 6).



Obrázek 5: Založenie mostného provizória vo fáze realizácie

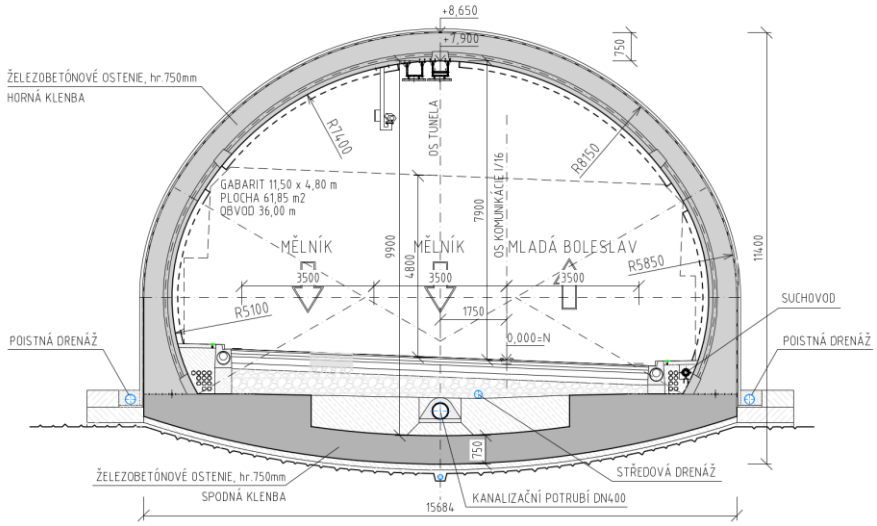


Obrázek 6: Priečny rez stavebnou jamou v mieste mostného provizória (Amberg Engineering Slovakia, s.r.o. 2015)

5. TUNEL STRÁNOV – KONŠTRUKCIA

Tunelové ostenie je navrhnuté ako železobetónová klenbová konštrukcia s protiklenbou a fóliovou izoláciou otvoreného systému, pričom po vonkajšom obvode konštrukcie je na oboch stranách vedená drenáž na odvedenie vôd.

Železobetónová konštrukcia sa zhotoví na železobetónovej spodnej klenbe (obr. 7 a 8) a pozdĺžne je tunel členený na bloky s maximálnou dĺžkou 10 m, takže celkovo bude vytvorených 27 blokov. Minimálna hrúbka spodnej aj hornej klenby je 750 mm, pričom pre spodnú klenbu je uvažovaný betón triedy C25/30 s odolnosťou Xa2 a pre hornú klenbu betón triedy C30/37 s odolnosťou XD3 a XF4.



Obrázek 7: Vzorový priečny rez hĺbeným tunelom (Amberg Engineering Slovakia, s.r.o. 2015)

Nadložie (presypanie) tunela bude v začiatkovej časti najmenej 1 m až do vzdialenosti 60 m od začiatku tunela, pričom v tomto úseku bude spätný zásyp výškovo nad úrovňou pôvodného terénu. Ďalej sa zásyp postupne upraví do úrovne pôvodného terénu a smerom ku križovaniu s mostným provizóriom (cca 200 m od začiatku) dosiahne približne 7,2 m, zatiaľ čo za koncom tunela jeho výška plynule klesá až mierne pod vrchol tunela na portálovom bloku. Zvýšené hlukové zaťaženie v tuneli sa predpokladá najmä pri prejazde ťažkej dopravy, čo súvisí s výrazným pozdĺžnym sklonom.

V úseku približne 50 m od každého portálu bude ostenie opatrené akustickým obkladom, aby sa znížilo riziko vzniku neprijateľných hladín hluku v okolí tunela od dopravy prechádzajúcej tunelom.

Hoci v tuneli nie sú navrhnuté výklenky, súčasťou trasy je aj kanalizácia cesty I/16, pričom v chodníkoch pozdĺž tunela budú vedené káblové trasy pre technologické vybavenie a na pravej strane aj suchovod požiarneho vodovodu. Na východnom portáli sa uvažuje s nádržami pre zásobu vody požiarneho vodovodu a pre údržbu tunela, ako aj s odlučovačom ropných látok, a v tomto priestore bude umiestnený aj technologický objekt so zariadeniami tunela.

6. TUNEL STRÁNOV – PORTÁLOVÉ ČASTI

Zárez pri západnom portáli je zabezpečený kotvenou pilótovou stenou na oboch stranách cesty I/16, pričom pilótová stena má dĺžku 192 m na ľavej strane a 43 m na pravej strane zárezu; priemer pilót je 1,2 m. Maximálna výška odkryvu pred pilótovou stenou je 7,3 m a výška pilót sa pohybuje v rozmedzí 5 až 14 m, pričom steny sú kotvené v 1 až 2 úrovniach trvalými lanovými kotvami s maximálnou dĺžkou 25 m v osovej vzdialenosti 3,6 m. Pohľadová úprava je riešená tvárnicami s povrchom typu štiepaný betón.

Zárez pri východnom portáli bude zaistený železobetónovými gravitačnými múrmi založenými hĺbkovo na mikropilótach na oboch stranách cesty I/16, pričom líc múrov na oboch stranách bude obložený kamenným obkladom.

Na ľavej strane zárezu začína zárubný múr pri portálovom bloku v mieste maximálnej výšky, približne 9,3 m od základovej škáry, a následne jeho výška v dĺžke okolo 50 m klesá na úroveň existujúceho terénu.

Na korune múru je navrhnutá protihluková stena zo železobetónových panelov s protihlukovým obkladom, ktorá začína pri tuneli pri výške múru približne 1,2 m (s funkciou zábrany proti pádu), potom postupne narastá na 5,4 m približne v 2/3 dĺžky múru a ku koncu múru klesá na približne 3,7 m. Keďže posledných približne 11 m múru plní už len funkciu základu protihlukovej steny, v tejto časti nie je kamenný obklad; v spodnej časti obkladu je zároveň vedená káblová trasa napájajúca aj svetlá verejného osvetlenia pred portálom tunela.

Na pravej strane sa zárubný múr začína pri portálovom bloku s výškou približne 6,5 m a pozdĺž zárezu jeho výška plynule klesá, pričom je prevedená cez existujúci potok; približne 16 m od portálu tento pokles pokračuje. Od uvedeného bodu múr opäť stúpa až na približne 10 m na jeho konci, ktorý je vzdialený asi 60 m od portálu, a plynulo sa napája na skalný zárez existujúcej cesty I/16; v danom mieste bude zárez ešte prehĺbený a dodatočne zabezpečený záchytnými oceľovými sieťami proti pádu uvoľnených kameňov. Na korune múru je navrhnuté zábradlie na zamedzenie pádu osôb.

7. ZÁVER

Cieľom prezentovanej stavby preložky cesty I/16 je stabilizovať a zlepšiť dopravnú situáciu v obci Jizerní Vtelno, ktorej bezpečnosť je dlhodobo znížená nevhodným smerovým vedením existujúcej komunikácie. Keďže realizácia preložky odvedie tranzit mimo intravilán, prinesie priaznivý vplyv na priechodnosť úseku a zároveň výrazne zvýši bezpečnosť premávky na I/16 aj v samotnej obci, pričom sa odstráni potreba prejazdu ťažkej nákladnej dopravy cez kritické miesta a tým sa zlepší dopravný komfort tranzitnej aj miestnej dopravy. Pozitívne sa zmení aj kvalita mestského priestoru v centre obce, pretože doprava bude vedená po novovybudovanom obchádzajúcom úseku.

Tunel Stránov spolu s portálovými zárezmi bude kľúčovým technickým prvkom a dominantou preložky cesty I/16, keďže bez tohto objektu by vzhľadom na zložité morfologické podmienky v území nebolo možné preložku zmysluplne zrealizovať.

Za pozornosť stojí aj archeologický prieskum, ktorý bol vykonaný po odhumusovaní územia a pred začiatkom výkopov stavebnej jamy pre tunel. V jeho rámci bolo identifikované rozsiahle pohrebisko z doby bronzovej s približne 60 hrobmi (obr. 9), pričom sa našli predmety každodennej potreby a určili sa aj zdrojové miesta pre ťažbu hliny na výrobu nádob (obr. 10). Väčšina nálezov sa sústreďovala v blízkosti západného portálu tunela Stránov.



Obrázek 9: Hrobové miesto 3-člennej rodiny



Obrázek 9: Zdrojové miesto pre ťažbu hliny na výrobu nádob

LITERATÚRA

Silnice I/16 Jizerní Vtelno, přeložka – Projektová dokumentace pro provádění stavby (PDPS); Pragoprojekt a.s.

Silnice I/16 Jizerní Vtelno, přeložka – Realizační dokumentace stavby (RDS); Amberg Engineering Slovakia, s.r.o.

Silnice I/16 Jizerní Vtelno, přeložka – informační leták, stav k 08/2025; Ředitelství silnic a dálnic s. p.

Ing. Juraj Ortuta
Amberg Engineering Slovakia, s.r.o., Somolického 1/B, 811 06 Bratislava
jortuta@amberg.sk

Ing. Ján Boltvan
Amberg Engineering Slovakia, s.r.o., Somolického 1/B, 811 06 Bratislava
jboltvan@amberg.sk

Podzemní laboratoř Josef a nové výzvy

J. Šťástka, J. Bendl, Z. Rudovský, M. Kulíková. J. Svoboda, J. Pruška
České vysoké učení technické v Praze

ABSTRAKT: Podzemní laboratoř Josef je akademické pracoviště, ve kterém probíhá především výzkumná činnost. Byla zprovozněna v roce 2007 Fakultou stavební ČVUT, konkrétně Centrem experimentální geotechniky, a to i díky podpoře společnosti Metrostav a.s. Většina výzkumných a vývojových aktivit se zaměřuje na bezpečné a udržitelné ukládání radioaktivních odpadů. Tento výzkum nadále pokračuje za podpory Správy úložišť radioaktivních odpadů, mimo jiné i ve spolupráci se společností ÚJV Řež a.s. Dlouhodobé zkušenosti z těchto projektů vedly v roce 2025 k podpisu memoranda o bilaterální spolupráci s korejskou organizací Korea Atomic Energy Research Institute. Společně s korejskými partnery je v současnosti řešen projekt Optimalizace materiálů a technologií pro ukládání radioaktivních odpadů v hlubinných úložištích (TAČR – program SIGMA, TQ16000084). Projekt má tři hlavní cíle: vývoj bentonitového granulátu, experimentální testování šíření látek v bentonitu a výstavbu in-situ experimentu v měřítku 1:1.

Mezi další aktuální in-situ projekty patří výzkum zaměřený na využití starých důlních děl a odpadních materiálů pro sezónní ukládání energie. Rozvíjejícím se tématem je také možnost výzkumu v oblasti bezpečného ukládání vodíku. V roce 2024 se Podzemní laboratoř Josef stala testbedem pro podzemní stavby v rámci Národního centra stavebnictví 4.0. Tato spolupráce přinesla nové výzvy v oblasti podzemního stavitelství, zejména v oblastech digitalizace a robotizace.

V oblasti digitalizace se činnost zaměřuje především na tvorbu georeferencovaného BIM modelu provozovaného podzemního prostoru. V tomto modelu jsou zpracovány jak bezpečnostní prvky, tak realizované experimenty. Od poloviny roku 2025 probíhá vývoj autonomního nakladače pro podzemní stavby, včetně jeho digitálního dvojčete, které se pohybuje v digitálním modelu podzemí PL Josef. Jedním z rozvíjených projektů je univerzitní robot JULBOT (Josef Underground Laboratory Bot) – robustní, dálkově řízený stroj pro inspekci a monitoring podzemních staveb, vybavený senzory a připravený pro komplexní analýzu prostředí i tvorbu vlastního BIM modelu. Do experimentálních činností jsou zapojováni nejen studenti postgraduálního studia. V současnosti se i zahraniční studenti věnují tématům, jako je například šíření plynů v bentonitu, akustika podzemních staveb, těsnění rybníků či technologie ražby podzemních děl. Podzemní laboratoř Josef je již 18 let v provozu, a i nadále se jí daří řešit nová, pro výuku i výzkum aktuální témata.

1. ÚVOD

Podzemní laboratoř Josef (PL Josef) představuje výukové, výzkumné a experimentální pracoviště Fakulty stavební Českého vysokého učení technického v Praze. Součástí areálu PL Josef je průzkumná štola – štola Josef. Areál se nachází u Slapské přehrady nedaleko obce Chotilsko. Hlavní úlohou pracoviště z akademického pohledu je poskytovat studentům možnost praktické výuky v autentickém podzemním prostředí, podporovat realizaci experimentálních projektů a posilovat propojení univerzitního vzdělávání s praxí.

Štola Josef byla vyražena v 80. letech 20. století v rámci geologického průzkumu ložisek zlata Mokrsko a Čelina. Celkem bylo vyraženo téměř osm kilometrů podzemních prostor. V 90. letech byla štola opuštěna. V roce 2007 byla štola otevřena v rámci postupně rozvíjejícího se projektu „Podzemní laboratoře Josef“. V první fázi bylo zprovozněno 600 m a započaly výukové a výzkumné aktivity. V roce 2026 je zprovozněno na 6 km podzemních prostor a povrchový areál Podzemní laboratoře Josef.

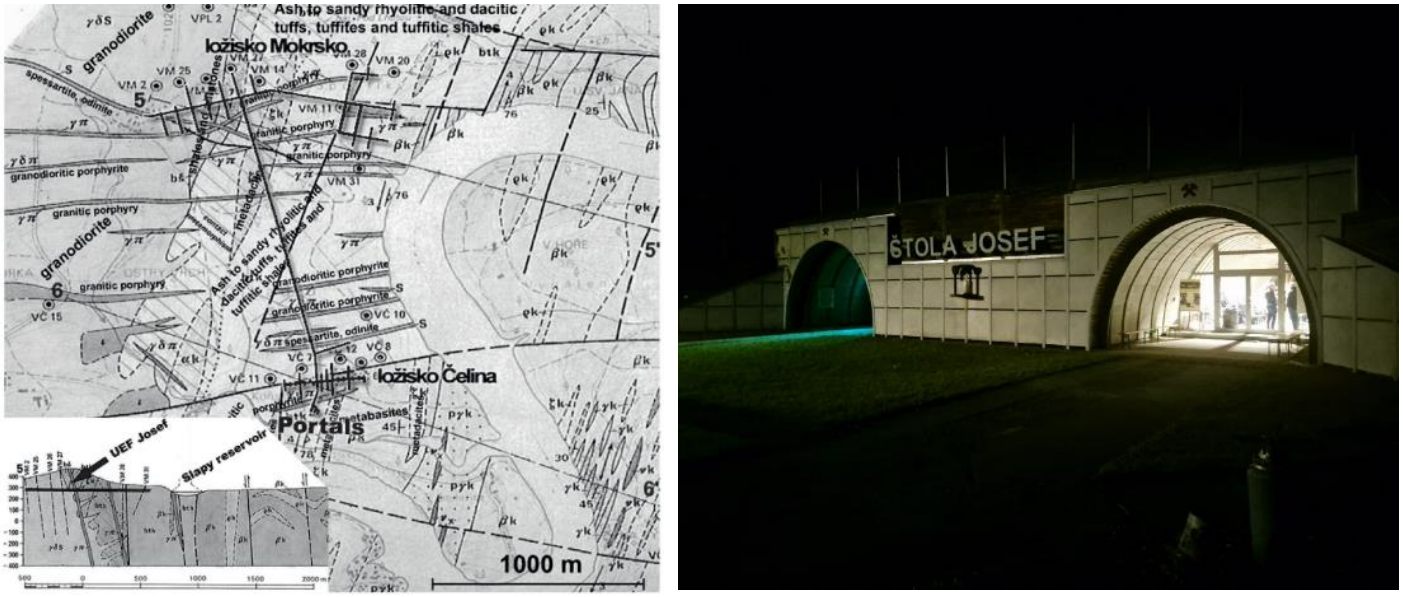
Především PL Josef slouží k řešení výzkumných aktivit s dopadem na současná celospolečenská a průmyslová témata. Dlouhodobě zde probíhají experimenty související např. s bezpečným ukládáním radioaktivních odpadů či ukládání energií. Dále jsou pak zde testovány nové technologie spojené s výstavbou či provozem podzemních děl. Vzhledem k rozvíjejícím se možnostem Průmyslu 5.0 probíhají aktivity spojené s digitalizací, automatizací a robotizací. Průmysl 5.0 jistě představuje nové výzvy pro PL

Josef, ale i pro celé stavitelství. Např. rozvíjející se BIM jako nástroj pro zvyšování efektivity je určitě také vhodný pro testování v PL Josef. Právě z toho důvodu nyní probíhá vývoj unikátního BIMového prostředí PL Josef, ve kterém budou znázorňovány nejenom podzemní, ale také i probíhající experimentální práce. V rámci aktivit Průmyslu 5.0 v PL Josef probíhá i testování robotických a autonomních systémů. Postupně jsou rozvíjena témata spojená s inspekcí a monitoringem staveb či řešení kritických situací. Do těchto aktivit jsou zapojeny i další ústavy ČVUT v Praze včetně pracovníků Českého institutu informatiky, robotiky a kybernetiky. V rámci platformy, která je označena zkratkou JULBOT, se realizují první projekty ve spolupráci s praxí, např. je řešen projekt autonomního nakladače pro podzemní stavby.

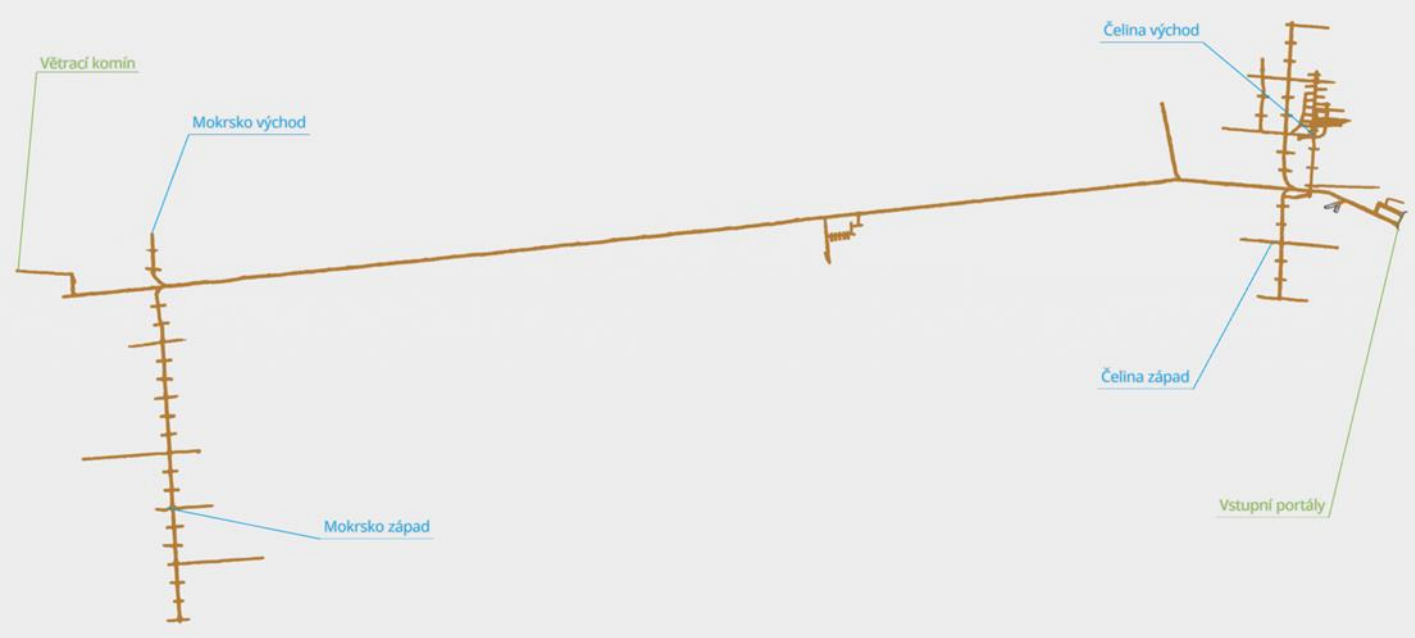
2. ZÁKLADNÍ INFORMACE O PODZEMNÍ LABORATOŘI JOSEF

Areálu PL Josef lze rozdělit na tři části. Podzemí je tvořeno znovu otevřenou štolou Josef. Povrchový areál je druhou částí a poslední částí je administrativní budova Regionálního podzemního výzkumného centra URC Josef (Josef Underground Research Centre). V této budově se nacházejí kanceláře, zasedací místnost a akreditované laboratoře.

Podzemní část (štola) je vyražena v rudním revíru Psí hory a prochází dvěma odlišnými geologickými formacemi severo-severovýchodním směrem napříč horninovým masivem Veselého vrchu. Jednu část tvoří sedimentární horniny Jílovského pásma (převážně proterozoické) druhá část je tvořena magmatickými granitoidy Středočeského plutonu, viz mapka na Obrázku 1. Podzemní část byla rozdělena v rámci geologického průzkumu podle ložisek na části (ložiska) Čelina a Mokrsko (Obrázek 1) a dále se štola rozlišuje na části Mokrsko-západ, Mokrsko – východ, Čelina- západ a Čelina-východ. Ložiska Čelina a Mokrsko jsou spojeny páteřní štolou, která je dlouhá 1835 m (v příčném průřezu má velikost 14 až 16 m^2) a je ukončena důlním komínem o hloubce 136 m. Tento důlní komín zabezpečuje přirozený tah důlních větrů v páteřní štole. Přirozené větrání rozdílem teplot v podzemí a na povrchu také probíhá v části Čelina-východ, kde je v úrovni +40 m realizovaný únikový portál do svahu. Další části jsou nuceně větrány. Na štolu navazují další liniová průzkumná díla s četnými rozrážkami, jež sledují rudní struktury. Na Čelině – západ jsou štoly napojeny do dalších dvou pater (+20 m a + 40 m). Celková délka chodeb tak dosahuje necelých 8 km. Na ložisku Čelina-východ byla v letech 1989–1991 také vyražena kaverna o výšce 40 m. Vytěžená rubanina (cca 6000 m^3) byla odvezena, prošla náročnou úpravou a bylo z ní získáno 21,5 kg zlata. Je nutné zmínit, že pro tuto experimentální těžbu byla vybrána nejbohatší část ložiska. Průměrné obsahy zlata se na lokalitě pohybují do 3 g na tunu rubaniny.



Obrázek 1 - Půdorysné řezy štoly Josef (vlevo znázornění v geologické mapě, 1992 a vpravo vstupní portály do podzemí štoly Josef). (SVOBODA, Jiří, Jan SMUTEK a Jiří ŠŤÁSTKA. 2012; MORÁVEK, Petr a et al. 1992).



Obrázek 2 – Půdorysný řez z nového georeferencovaného 3D modelu štoly Josef. Z 8 km je provozováno zhruba 6 km podzemních prostor. Z původního důlního díla tedy není zprovozněno zhruba 2 km v oblasti ložisko Mokrsko-východ.

3. VÝZKUM A VÝVOJ V PODZEMNÍ LABORATOŘI JOSEF

3.1 HLUBINNÉ ÚLOŽIŠTĚ RADIOAKTIVNÍCH ODPADŮ

Česká republika podporuje jadernou energetiku jako jeden z hlavních energetických zdrojů, a je proto nezbytné řešit i konec palivového cyklu, tedy zajistit bezpečnou izolaci radioaktivních odpadů, které jsou v souvislosti s provozem jaderných elektráren produkovány, po požadovanou dobu – v řádu až jednoho milionu let. Potřebná doba izolace je určena na základě bezpečnostních výpočtů, které zohledňují různé scénáře budoucího vývoje hlubinného úložiště. Pro tato hodnocení je nutné získávat kvalitní data, a prostředí Podzemní laboratoře Josef je vhodné.

Část horninového prostředí PL Josef je z hlediska tektonických, geotechnických a petrofyzikálních vlastností obecně podobná některým vybraným lokalitám, z nichž se v současnosti vybírají dvě nejvhodnější pro umístění hlubinného úložiště v České republice. Přestože se PL Josef nenachází v předpokládané hloubce budoucího hlubinného úložiště pro vyhořelé jaderné palivo, lze v této laboratoři provést testy, které mohou poskytnout cenné a validní údaje pro vývoj bezpečného hlubinného úložiště.

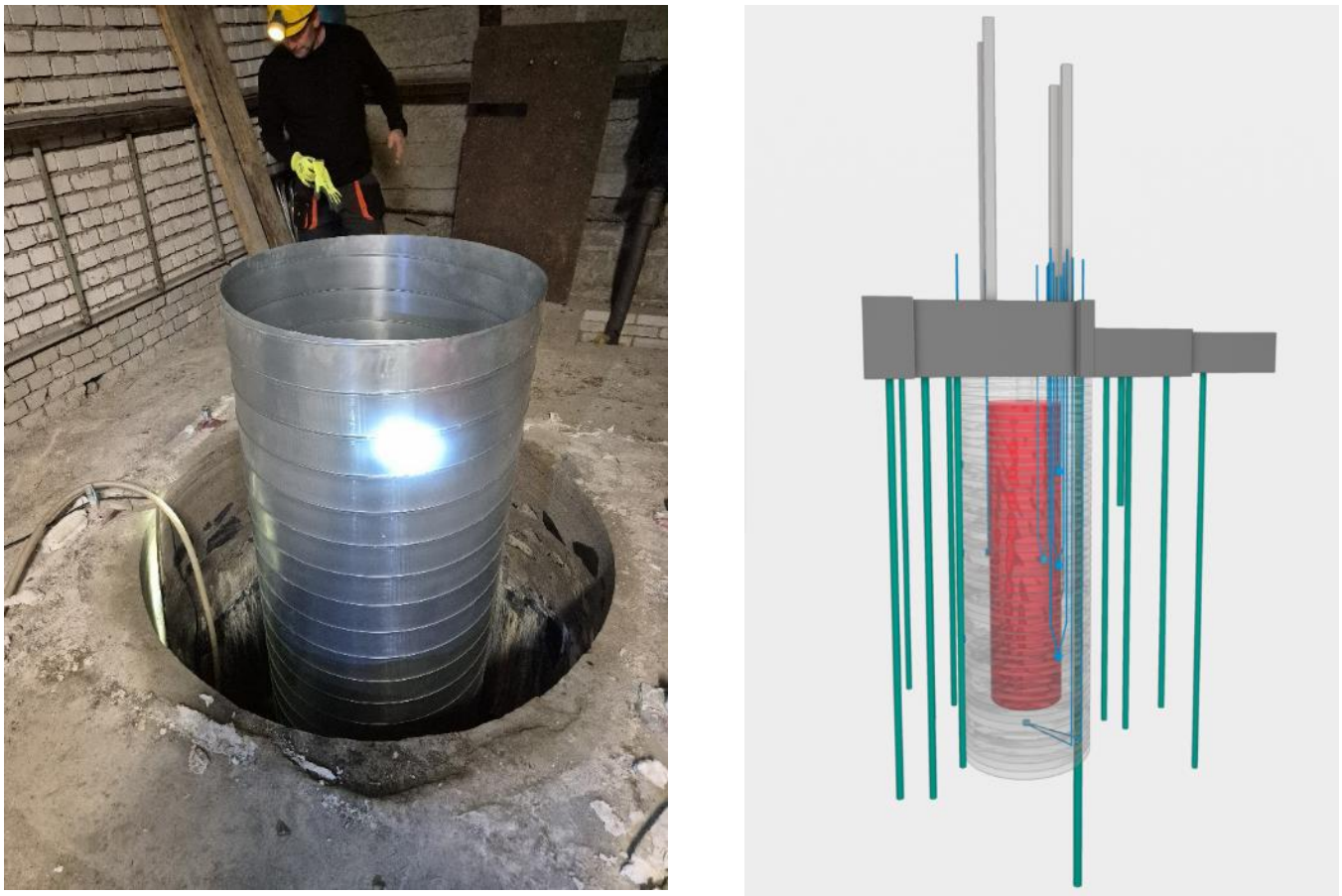
Například množství kyslíku v přítocích podzemní vody závisí především na jejich vydatnosti a míře oddělení od hlavních štol (které představují zdroj kyslíku). Z tohoto hlediska tedy není zásadní rozdíl mezi hloubkou 100 či 600 metrů pod povrchem. Obdobné tvrzení platí i pro chemické složení – rozdíly způsobené samotnou hloubkou jsou minimální. Štoly v PL Josef jsou otevřeny již několik desítek let, prostředí se stabilizovalo a nachází se tak v rovnováze. Mezi jednotlivými přítoky nejsou velké rozdíly, což může být významnou výhodou například pro některé oblasti dlouhodobého korozního výzkumu ukládacích obalových souborů pro vyhořelé jaderné palivo. Pro některé typy výzkumných prací jsou však důležité také mechanické parametry horninového prostředí, které s výškou nadloží souvisejí. Maximální výška nadloží je v PL Josef zhruba 150 m.

V České republice probíhá výzkum související s hlubinným úložištěm primárně v Podzemním výzkumném pracovišti Bukov (SMUTEK, Jan, Jaromír AUGUSTA a Lukáš VONDROVIC. (online). 2020,) a to v hloubce 550 metrů, tedy v hloubce odpovídající budoucí hloubce hlubinného úložiště. Obě pracoviště PVP Bukov a PL Josef se tak vhodně doplňují. Jelikož se jedná o již existující podzemní díla, jde o ekonomicky efektivní variantu před vybudováním samotného charakterizačního pracoviště, které vznikne až na finální lokalitě hlubinného úložiště. Česká republika je zavázána naplňovat evropské požadavky v oblasti nakládání s vyhořelým jaderným palivem a radioaktivními odpady, včetně závazku zajistit bezpečné řešení pro jejich konečné uložení. Vzhledem k plánované výstavbě nových jaderných zdrojů a požadavkům taxonomie EU je strategickým cílem zprovoznit hlubinné úložiště do roku 2050.

Tento cíl předpokládá vysokou úroveň technické připravenosti, proto je nezbytné maximálně využít dostupné odborné kapacity, výzkumná zařízení a infrastrukturu – včetně obou podzemních laboratoří: PL Josef a PVP Bukov.

3.1.1 MATEO projekt

Hlavní snahou projektu s názvem Optimalizace materiálů a technologií pro ukládání radioaktivních odpadů v hlubinných úložištích (TAČR – program SIGMA, TQ16000084) je rozšíření bilaterální spolupráce mezi Českou republikou a Korejskou republikou a sdílení znalostí a zkušeností v oblasti konečného ukládání vyhořelého jaderného paliva, konkrétně v oblasti použití granulovaného bentonitu pro těsnící a výplňové vrstvy v hlubinném úložišti. Pro naplnění cílů programu bylo vytvořeno konsorcium s ÚJV a.s. a korejskými organizacemi KEARI a HBC. V České republice se výzkum zaměřuje na ověření nové výstavby bentonitové vrstvy okolo kontejneru s vyhořelým jaderným palivem. Je připravován experiment v měřítku 1:1 a v současnosti jsou mj. realizovány vrtné práce - velkoprofilový vrt o průměru 1650 mm do hloubky 5300 mm. Nejdříve byl proveden testovací vrt, který nyní slouží demonstraci způsobu ukládání vyhořelého jaderného paliva pro veřejnost a zároveň jsou zde testovány technologie pro sledování postupu výstavby experimentu, viz Obrázek 3 vlevo. Tříletý projekt má tři hlavní cíle: vývoj bentonitového granulátu, experimentální testování šíření látek v bentonitu a výstavbu in-situ experimentu v měřítku 1:1. Na Obrázek 3 vpravo je koncepční návrh experimentu. Koncepční návrh v podobě model BIM je obohacován o časovou informaci. Vzniká tak 4D model, který dokáže porovnávat plánovaný postup experimentu se skutečně vykonanými kroky.

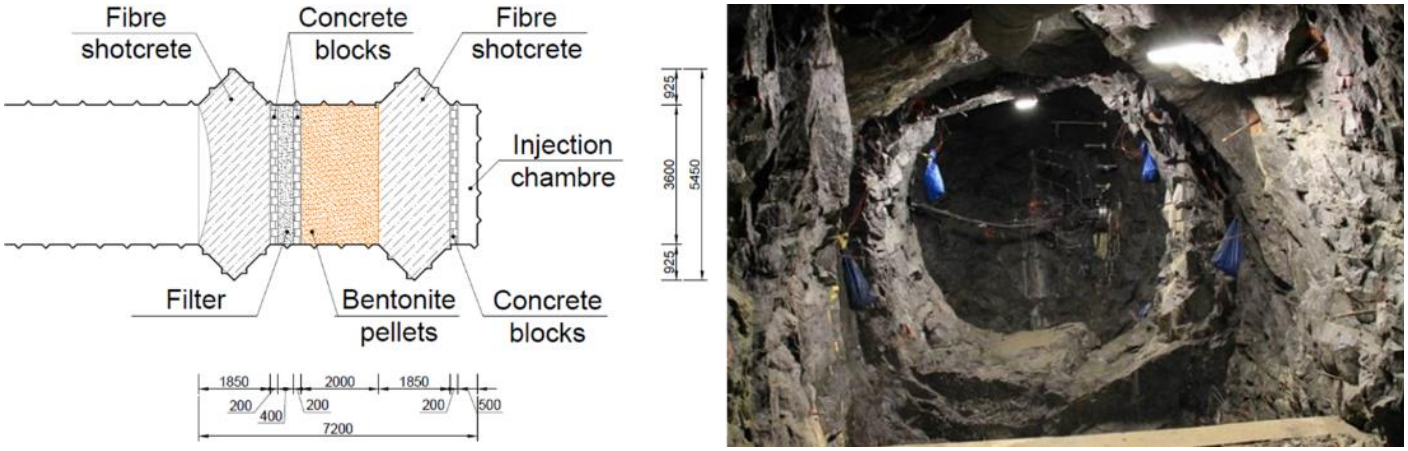


Obrázek 3 – Vlevo je zkouška velkoprofilového vrtání v podzemí (průměr vrtu 1650 mm a hloubka okolo 2000 mm) pro projekt MATEO s trubkou která naznačuje svislé uložení kontejneru s vyhořelým jaderným palivem a vpravo je 3D koncepční návrh experimentu projektu MATEO (zelené úzké vrty označují monitoring horniny, tmavě šedivou je betonové plato na počvě a červeně je označeno topné těleso, které bude simulovat uložení vyhořelého jaderného paliva ve vrtu o průměru 1650 mm (světle šedivá) a hloubce 5300 mm.

3.1.2 EPSP těsnící zátka pro hlubinné úložiště

V září roku 2012 byl v Podzemní laboratoři Josef zahájen mezinárodní projekt DOPAS (Full Scale Demonstration of Plugs and Seals), který řešilo 14členné konsorcium evropských institucí a mezi nimi tři české subjekty – SÚRAO, ÚJV Řež a Fakulta stavební ČVUT v Praze. Náplní projektu je návrh, výstavba,

provoz a vyhodnocení fyzikálního modelu „zátky“ pro utěsnění přístupových štol hlubinného úložiště radioaktivních odpadů 2014. Dostupné také z: https://www.ita-aites.cz/files/tunel/2014). V rámci projektu byla postavena EPSP (Experimental Pressure and Sealing Plug) zátka (SVOBODA, Jiri, Lucie HAUSMANNOVA, Radek VAŠÍČEK, et al. 2016) V roce 2025 připravila SURAO projekt rozebírání EPSP. Cílem tohoto projektu je komplexně vyhodnotit EPSP zátku. Dílčími cíli jsou a) zjištění stavu konstrukce a betonu vnější zátky; b) posouzení homogenity a stupně nasycení bentonitového těsnění; c) zhodnocení změn vlastností použitých materiálů kontaktní zóny bentonit / beton vnitřní zátky; d) vyhodnocení použitelnosti karotážních a geotechnických měření a e) analýza transportu bentonitu do puklin v případě výskytu eroze. Rozebírání tohoto unikátního projektu je naplánováno na srpen 2026.



Obrázek 4 – Vlevo je svislý řez experimentální zátku EPSP a vpravo je pohled do rozrážky před výstavbou EPSP.

3.2 UKLÁDÁNÍ ENERGIE

Aktuálně řešenými projekty souvisejícími s ukládáním energií jsou Horninová akumulace sezónního tepla (RASH, TAČR – TS01030218) a Inovativní systém pro ukládání tepelné energie na bázi recyklovaných odpadních surovin (INTES – TAČR - TS01030096) .

3.2.1 Horninová akumulace sezónního tepla

Cílem projektu RASH je vývoj inovativních materiálů a technologií pro akumulaci tepla v horninovém prostředí a návrh efektivního provozu energetického úložiště. Akumulace energie představuje jeden z klíčových pilířů probíhající transformace energetického sektoru, a to zejména v kontextu rostoucí produkce elektřiny z obnovitelných zdrojů v letních měsících a současně zásadní potřeby tepla v období zimy. Pokud budou dosažené výsledky příznivé, lze očekávat jejich praktické uplatnění ve střednědobém horizontu. Ambicí projektu je proto experimentálně demonstrovat vybrané technologické postupy a ověřit jejich realizovatelnost v provozních podmínkách. Provozní podmínky budou simulovány v podzemí PL Josef.

Úspěšná implementace navrhovaných řešení by mohla přispět k transformaci českého teplárenství směrem k nízkoemisnímu provozu. Zvláštní potenciál mají technologie v prostředí se specifickými podmínkami, například v oblastech s dostupnými důlními díly nacházejícími se v blízkosti městských aglomerací, kde je provozována soustava centrálního zásobování teplem (CZT). Pokud by bylo možné v letních měsících efektivně využívat přebytky levné elektřiny z fotovoltaických elektráren k „nabíjení“ tepelných úložišť a následně toto teplo v zimě využít, mohlo by se toto řešení stát významným krokem k naplňování cílů Vnitrostátního plánu ČR pro energetiku a klima.

Rok 2025 přinesl zásadní posun oproti předchozímu období, které bylo zaměřeno převážně na rešeršní činnost, analytické práce a tvorbu koncepčních návrhů. V průběhu roku 2025 se projekt zaměřil především na přechod od těchto úvodních úvah k detailním technickým návrhům, přípravě experimentální infrastruktury a realizovatelným technickým řešením.

Hlavní pozornost byla věnována dvěma klíčovým komponentám – laboratornímu zásobníku tepla a horninovému zásobníku. Laboratorní zásobník je provozován v budovách Univerzitního centra energeticky efektivních budov ČVUT v Praze (UCEEB). U laboratorního zásobníku došlo k zásadní modernizaci a k návrhu prvků umožňujících uzavření energetické bilance celého systému. Současně byla

zahájena příprava na dlouhodobý automatizovaný provoz, který má zajistit stabilitu a reprodukovatelnost experimentů.

V případě horninového zásobníku (Obrázek 5) probíhal intenzivní vývoj konstrukčních řešení. Byly navrženy a částečně vyrobeny klíčové technologické celky, včetně robustního technologického rámu, tlakových prvků a bezpečnostních komponent. Zároveň byly zahájeny instalační práce v podzemí. Také probíhaly technické přípravy v podzemí pro výstavbu Terénního zásobníku.

Současně pokračovaly práce na zpřesňování matematických modelů jednotlivých typů zásobníků. Tyto modely byly průběžně kalibrovány na základě nově získaných experimentálních dat, geotechnických měření a doplňujících vstupních parametrů. Významný posun nastal také u terénního zásobníku, u něhož byla finálně upřesněna koncepce a rozpracován návrh technologie plánované k realizaci v následujících etapách projektu. (*Průběžná zpráva* 2026). Řešitelský kolektiv vede Univerzitní centrum energeticky efektivních budov ČVUT v Praze a spolu s Fakultou stavební (PL Josef) se projektu účastní tři firmy (Watrad s.r.o., Progeo s.r.o. a SG Geotechnika a.s.).



Obrázek 5 - Tlakový uzávěr horninového zásobníku. V zásobníku bude sledováno chování podzemního systému při použití kapalného média. Uprostřed je připravený vrt o průměru 750 mm s převrtáním 1200 mm pro usazení tlakového uzávěru a vpravo je výstup z připravovaného digitálního modelu experimentu.

3.2.2 Inovativní systém pro ukládání tepelné energie na bázi recyklovaných odpadních surovin

Hlavním cílem projektu je vytvořit systém akumulace tepelné energie zahrnující využití odpadních materiálů. Od možnosti ukládání energie během výrobních špiček a odložené spotřeby se odvíjí zvýšení efektivity obnovitelných zdrojů energie (Dílčí odborná zpráva 2025).

Důraz je kladen zejména na efektivní integrované řešení kombinující skladování tepelné energie (STE) s technologiemi obnovitelné energie (OZE) s operační teplotou. V projektu jsou uvažovány dvě varianty s operační teplotou 400 °C a 900°C. Ambicí projektu je vyvinout a ověřit možnosti STE založené na zhodnocení odpadu vznikajícího ve slévárenských provozech.

Na realizaci se podílí řešitelský kolektiv složený z vědeckých týmů tří univerzit: České vysoké učení technické v Praze, Vysoká škola technická a ekonomická v Českých Budějovicích a Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava.

V Podzemní laboratoři Josef probíhá výstavba in situ experimentu, resp. modelu pro testování materiálů pro ukládání tepla, který bude sloužit k ověření funkčnosti navrženého řešení akumulace energie, detailní charakteristice tepelných a trvanlivostních parametrů v podzemním prostředí a sběru dat pro modelování tepelných a napjatostních procesů. V roce 2024 proběhla v Podzemní laboratoři Josef příprava místa vybraného pro realizaci a byly zahájeny práce na vypracování projektu experimentu včetně návrhu a přípravy monitoringu. Pro zásobník byl připraven svislý velkoprofilový vrt o průměru 750 mm a hloubce 1800 mm. Dále pak probíhaly práce spojené s finalizací návrhu fyzikálního in situ modelu včetně jeho digitalizace a 3D modelu (Obrázek 6). Fyzikální model je připravován tak aby splnil použití nástrojů BIM a jsou připravována data v odpovídajících formátech.





Obrázek 6 – Vlevo je foto při realizaci vrtu pro experiment projektu INTES a vpravo je koncepční návrh experimentu, kde by budou testovány odpadní materiály ze sléváren pro ukládání energií.

3.3 DIGITALIZACE, AUTOMATIZACE A ROBOTIKA

Podzemní stavby představují jedno z technicky nejnáročnějších odvětví stavebnictví. Práce v omezeném prostoru, často nehomogenní horninové prostředí, obtížná přístupnost a vysoké nároky na bezpečnost a kvalitu prostředí vyžadují moderní postupy. Digitalizace, automatizace a robotika jsou trendy, které jsou rozvíjeny i v podzemním stavitelství. Bylo tedy nutností se tímto začít zabývat i ve výuce a v projektech v PL Josef. V následujícím textu jsou uvedeny příklady tří řešených projektů. Tyto aktivity jsou řešeny převážně ve spolupráci s Národním centrem pro stavebnictví 4.0. Podzemní laboratoř je testbedem NCS 4.0 pro podzemní stavby.

3.3.1 Digitalizace Podzemní laboratoře Josef

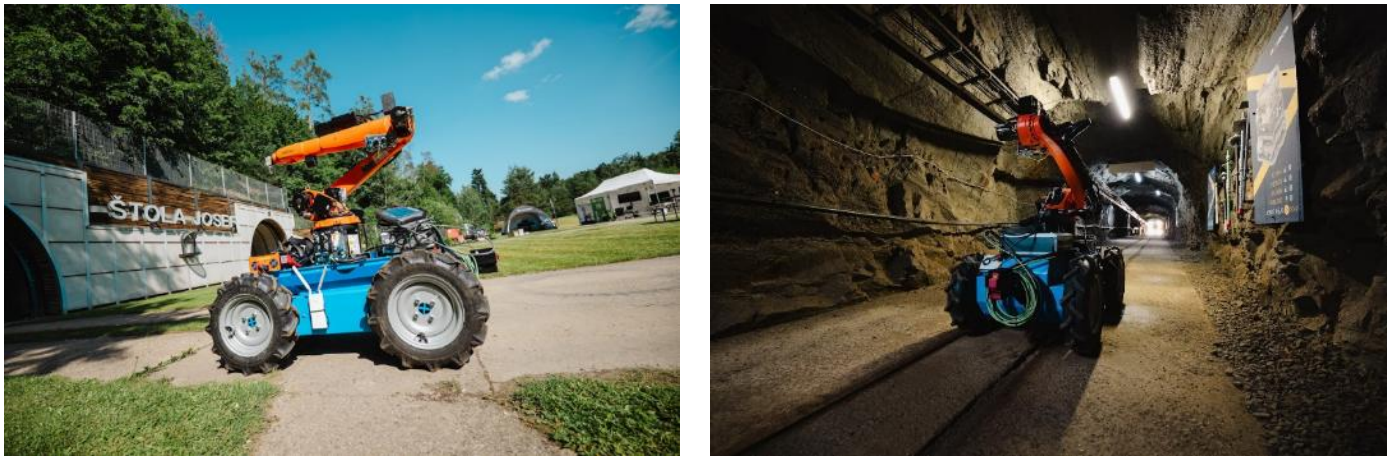
Projekt digitalizace Podzemní laboratoře Josef má za cíl transformovat univerzitní pracoviště na digitálně řízené dílo. Cílem projektu je vznik tzv. digitálního dvojčete s oboustrannou vazbou – realita zjištěná v laboratoři jako např. teplota v rozrážce, pokles hutněného bentonitu v prováděném experimentu, se automaticky přenáší na dvojče a naopak např. vypnutí světel ve dvojčeti automaticky vypne světla v podzemní laboratoři.

Cesta k vytvoření digitálního dvojčete není přímočará už proto, že se jedná o unikátní rozsáhlé podzemní dílo atypické ve všech směrech. Prvním nezbytným krokem digitalizace byla pasportizace, tj. revize a zpracování již existujících informačních zdrojů. Byly revidovány stávající mračna bodů a výkresy vytvořené v průběhu let, od výstavby díla až do dnešní doby. Zatímco některé části podzemí byly v průběhu let zmapovány opakovaně v různé kvalitě, některé oblasti nebyly zaznamenány vůbec nebo pouze v archivních 2D výkresech. U zmapovaných míst však často chyběla zásadní informace – geoprostorová lokalizace. Proto byla provedena řada dodatečných laserových skenů doplňujících znalostní mezery po celém prostoru všech rozrážek a štol. Současně s revizí datových zdrojů proběhla implementace společného datového prostředí CDE TrimbleConnect. Tím začal být řízen informační tok celého projektu. Druhým krokem bylo vytvoření BIM modelu celé štoly a později i jednotlivých experimentů. Klíčové bylo identifikovat, které prvky mají být modelovány a jak. Vznikl tak jedinečný standard pro BIM model podzemního díla, který vychází z mezinárodně uznávaného datového modelu IFC (Industry Foundation Classes, ISO 16739). Prvky obvyklé pro klasické pozemní stavitelství byly modelovány nástrojem Revit – světla, vypínače, rozvodné skříně, přenosná hasicí zařízení, potrubní systémy, záporové stěny, nosníky, schodiště. Štoly, resp. rozrážky byly modelovány jako polygonální sítě ve třech různých úrovních detailu. K nim byla využita kombinace nástrojů – Cloud Compare, MeshLab, AutoCAD a Geomagic Wrap. BIM model PL Josef je v aktuálně „digitálním kmenem“, který se dále větví a zpřesňuje pro různá užití. Zásadní zlom představuje projekt digitalizace pro plánování in-situ experimentů. K jejich provedení je často potřeba kombinace využití vrtné a stavební techniky. V BIM modelu lze dopředu provést analýzy přístupu a přesného umístění experimentu. Zařazením čtvrtého

rozměru, kterým je časová osa výstavby (následně i rozebrání) experimentu, vědecký tým získává unikátní pohled na průběh celého projektu. Simulace navíc graficky zobrazí rozdíly v plánovaném a skutečném provádění díla. V neposlední řadě BIM model experimentu slouží jako výchozí datový uzel provazující různé jiné datové zdroje. Příkladem je senzorika snímající hodnoty teploty uvnitř bentonitu. Každé teplotní čidlo má svůj obraz v elementu BIM modelu. Informace z čidel jsou ukládány do časové databáze naměřených hodnot. Každý element BIM modelu potom odkazuje na konkrétní časovou řadu hodnot příslušného čidla.

3.3.2 Univerzitní platforma JULBOT

Z robota se stává univerzitní platforma, která zahrnuje prostřednictvím robotů moderní nástroje Průmyslu 5.0 s důrazem na integraci autonomních robotických technologií. Jedna z konfigurací je určena k řešení náročných úkolů spojených s hloubkovým průzkumem, inspekcí a monitoringem staveb. Tím přispívá ke zvýšení bezpečnosti a efektivity pracovních procesů. Průzkumy a kontroly tak lze provádět v prostředích, která jsou pro člověka obtížně přístupná a nebezpečná. JULBOT ver 1.0 se od obdobných robotických systémů odlišuje vysokou robustností a odolností vůči extrémním vnějším podmínkám (Obrázek 7). Flexibilní konfigurace umožnuje doplnit platformu podle typu konkrétní prováděné činnosti. Platforma pro svůj pilotní provoz využívá digitální model Podzemní laboratoře Josef.



Obrázek 7 – JULBOT ver 1.0 – robustní stroj určený pro výuku, výzkum a vývoj v oblasti automatizovaného monitoringu nejenom podzemních staveb.

3.3.3 Vývoj autonomního nakladače pro podzemní stavby

Poskytovatelem podpory pro projekt je Ministerstvo průmyslu a obchodu (kód projektu CZ.01.01.01/01/24_063/0006805) v rámci programu Operační program Technologie a aplikace pro konkurenceschopnost (výzva III. – DEEP TECH). Cílem projektu je vývoj autonomního elektrického smykem řízeného stroje pro podzemní stavby, který bude schopen navigace v prostředí bez GPS. Projekt reaguje na potřeby důlního a stavebního průmyslu, kde je kladen důraz na zvýšení bezpečnosti práce, efektivitu operací a snížení nároků na lidské zdroje v nebezpečných podmínkách podzemního prostředí. Hlavním cílem je vytvoření systému autonomního řízení, který využívá 3D modely prostředí získané ze senzorů stroje a pokročilé algoritmy umělé inteligence. Klíčové aktivity zahrnují vývoj lokalizačních algoritmů, plánování trajektorie, integraci senzorických modulů a testování prototypu v reálných podmínkách v Podzemní laboratoři Josef. Projekt má za cíl nejen technologické inovace, ale také významné přínosy pro společnost. Mezi ně patří zlepšení bezpečnosti práce díky eliminaci přítomnosti lidí v rizikovém prostředí, podpora udržitelnosti díky elektrickému pohonu a snížení emisí, zlepšení pracovních podmínek operátorů a rozvoj dovedností pracovníků prostřednictvím nových technologií (FSv ČVUT 2026). Hlavní řešitelem projektu je firma First Green Industries a.s. a projektu se za Fakultu stavební ČVUT v Praze účastní Experimentální centrum a Centrum experimentální geotechniky. Spoluřešitelem projektu je Český institut informatiky, robotiky a kybernetiky, konkrétně oddělení Vestavěných systémů a Testbed pro Průmysl 4.0. Na Obrázek 8 je dálkově řízený nakladač firmy First Green Industries a obrázek z testování v podzemí.





Obrázek 8 – Vývoj autonomního nakladače probíhá ve spolupráci s českou firmou First green industries, která dodává elektricky poháněné stroje do celého světa.

4. ZÁVĚR

Podzemní laboratoř Josef si během osmnácti let provozu vybudovala pevné místo mezi pracovišti zaměřenými na geotechniku, podzemní inženýrství, výzkum hlubinného ukládání radioaktivních odpadů atd. Mezinárodní spolupráce, včetně nového partnerství s korejskou podzemní laboratoří KURT, kterou provozuje Korea Atomic Energy Research Institute, potvrzuje význam laboratoře v oblasti ukládání radioaktivních odpadů. Současně se úspěšně rozvíjejí i nové směry výzkumu – ukládání energie. Zapojení do Národního centra stavebnictví 4.0 přineslo výrazný impulz pro rozvoj témat spojených s digitalizací, automatizací a robotizací pro podzemní stavby. Rozvoj digitálních dvojčat, autonomních strojů i univerzitního robota JULBOT ukazuje, že laboratoř směřuje i k technologiím budoucnosti. Důležitou součástí zůstává i vzdělávání – do odborných projektů jsou zapojeni studenti z ČR i zahraničí. Podzemní laboratoř Josef tak nadále plní roli dynamického výzkumného a výukového centra, které dokáže reagovat na aktuální potřeby moderního stavebnictví i energetiky a přispívá k rozvoji nových technologií v podzemním prostředí. Velice důležité je zapojení veřejnosti formou odborných prohlídek. V roce 2025 navštívilo pracoviště více než 3000 lidí včetně studentů. Univerzitní projekt Podzemní laboratoře Josef různou formou podpořili nejenom lídři českého stavebnictví jako např. Metrostav či Hochtief, ale také např. Ministerstvo průmyslu a obchodu, Ministerstvo životního prostředí, SÚRAO, Středočeský kraj a další.

PODĚKOVÁNÍ

Poděkování patří především kolegům z Centra experimentální geotechniky a dalších částí ČVUT v Praze. Prezentované projekty jsou spolufinancovány a) se státní podporou Technologické agentury ČR v rámci Programů Théta 2 - Druhá veřejná soutěž (Horninová akumulace sezónního tepla (RASH, TAČR – TS01030218) a Inovativní systém pro ukládání tepelné energie na bázi recyklovaných odpadních surovin (INTES – TAČR - TS01030096)) a Sigma DC 4 - Bilaterální spolupráce (Optimalizace materiálů a technologií pro ukládání radioaktivních odpadů v hlubinných úložištích (TQ16000084); b) Ministerstvem průmyslu a obchodu v rámci programu Operační program Technologie a aplikace pro konkurenceschopnost (výzva III. – DEEP TECH (Autonomní nakladač pro podzemní stavby - kód projektu CZ.01.01.01/01/24_063/0006805)); c) Správou úložišť radioaktivních odpadů SÚRAO, která je významným partnerem ve výzkum.

Poděkování patří také Národnímu centru stavebnictví 4.0 a průmyslovým partnerům (Metrostav, Hochtief, SUDOP Group, INSET, Keramost, First Green Industries, Hilti, Kuka, SATRA, AFRY, Mott MacDonald CZ, UJV, Energoprojekt atd.

LITERATURA

SVOBODA, Jiří, Jan SMUTEK a Jiří ŠŤÁSTKA. *The study of gas migration in crystalline rock using injection tests.* 2012. Dostupné také z: https://knihovna.geology.cz/Carmen/cs/detail/103525

MORÁVEK, Petr a et AL. *Zlato v Českém masivu*. 1. vyd. Český geologický ústav, 1992. ISBN ISBN 80-7075-088-X.

SMUTEK, Jan, Jaromír AUGUSTA a Lukáš VONDROVIC. *Bukov URF - A generic laboratory for the support of the deep geological repository project* [online]. In: . 2020, s. 1 [cit. 2023-02-14]. Dostupné z: https://www.researchgate.net/publication/359397006_Bukov_URF_A_generic_laboratory_for_the_support_of_the_deep_geological_repository_project

DVOŘÁKOVÁ, Markéta, Irena HANUSOVÁ, Jiří SVOBODA a Marek VENCL. *Experiment EPSP – Stavba zátky pro hlubinné úložiště radioaktivních odpadů v rámci evropského projektu DOPAS*. 2014. Dostupné také z: https://www.ita-aites.cz/files/tunel/2014/2/tunel_2_14-04.pdf

SVOBODA, Jiri, Lucie HAUSMANNOVA, Radek VAŠÍČEK, et al. *Deliverable no. D4.7 - EPSP summary report: DOPAS (Contract Number: FP7 - 323273)* [online]. ČVUT v Praze, SURAO, UJV Řež, 2016, 102 s. [cit. 2016-10-24]. Dostupné z: http://www.posiva.fi/files/4394/DOPAS_D4_7_EPSP_Summary_Report_v19c.pdf

Průběžná zpráva o realizaci projektu TS01030218 za rok 2025. 2026.

Dílčí odborná zpráva o postupu prací a dosažených výsledcích za 1-12/2025 TS01030096: Inovativní systém pro ukládání tepelné energie na bázi recyklovaných odpadních surovin. 2026.

Ing. Jiří Šťástka, Ph.D.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Centrum experimentální geotechniky
jiri.stastka@fsv.cvut.cz

Ing. Jiří Bendl
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Centrum experimentální geotechniky
jiri.bendl@fsv.cvut.cz

Ing. Arch. Zdeněk Rudovský Ph.D.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Centrum experimentální geotechniky
zdenek.rudovsky@cvut.cz

Ing. Martina Kulíková
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Centrum experimentální geotechniky
martina.kulikova@fsv.cvut.cz

Ing. Jiří Svoboda, Ph.D.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Centrum experimentální geotechniky
jiri.svoboda@fsv.cvut.cz

doc. Dr. Ing. Jan Pruška
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra geotechniky
jan.pruska@cvut.cz

REKONSTRUKCE DOLNOLUČANSKÉHO TUNELU, OD PRVNÍCH PŘEDSTAV O ŘEŠENÍ PRŮSAKŮ PO VÝSTAVBU NOVÉHO TUNELU

L. Mařík
SAGASTA s.r.o., Praha, Czech Republic

ABSTRAKT: V železniční síti České republiky je velké množství tunelů postavených ve druhé polovině 19. století a ve 20. století v období do druhé světové války. Jedná se o historicky i technicky zajímavé stavby, jejichž stav však mnohdy neodpovídá současným nárokům na bezpečné provozování a údržbu tunelu. K zásadním problémům patří nedostatečná prostorová průchodnost, nevyhovující stav systému hydroizolace a drenáží a v mnoha případech i stav obezdívky tunelu. Cílem článku je ukázat na příkladu Dolnolučanského železničního tunelu nejen principy návrhu technického řešení, ale i mechanizmy rozhodování při řešení nejistot spojených s celou řadou neznámých okrajových podmínek a z nich vyplývajících rizik. Možnost sledovat vývoj projektu od studie až po realizaci umožňuje hodnotit v každé etapě podrobnost dostupných podkladů a tomu odpovídající návrh technického řešení. Velmi cenné je pak porovnání předpokladů projektu se skutečně zastiženými geotechnickými podmínkami při výstavbě i komplikace, které vzhledem k omezené možnosti přístupu na stavbu i stísněným prostorovým podmínkám před oběma portály i v jednokolejném tunelu ztěžovaly vlastní provádění.

1. ÚVOD

Dolnolučanský železniční tunel vyžaduje již delší dobu, vzhledem ke špatnému technickému stavu při zajištění bezpečnosti provozu v zimním období, mimořádnou pozornost. Jedná se o jednokolejný tunel délky 82,5 m, který se nachází mezi stanicemi Jablonecké paseky a Lučany nad Nisou, jen 260 m od hranice Chráněné krajinné oblasti Jizerské Hory. Od vjezdového západního portálu trať podchází v nadmořské výšce 590 m Stolní vrch a stoupá ve sklonu 2,65 % směrem k Tanvaldu. V letním období nic nenasvědčuje problémům, které nastávají úderem mrazů. Podzemní voda prosakující porušeným těsněním spár v obezdívce tunel v krátkém čase mění v ledovou jeskyni. Rampouchy délky přesahující 1 m a voda mrznoucí mezi kolejemi vyžaduje každodenní kontrolu. Správa železnic se proto rozhodla zařadit tento tunel do seznamu objektů vyžadujících rekonstrukci.

2. HISTORIE VÝSTAVBY TUNELU

Tunel leží na trati z Jablonce nad Nisou do Tanvaldu, která byla uvedena do provozu v roce 1894 jako součást železničního spojení Liberec – Tanvald – Harrachov a sloužila k propojení Rakouska-Uherska s Pruskem. Polohu tunelu v zájmovém území ukazuje mapka na obrázku 1.

Z doby výstavby tunelu se nedochovala žádná dokumentace, není známa tunelovací metoda ani podrobnosti z výstavby, které by poskytovaly představu o skutečném tvaru výrubu, tvorbě nadvýrubů, kvalitě horninového masivu, přítocích vody apod. Lze však předpokládat, že byl použit obdobný postup výstavby, jako u tunelů realizovaných na této trati v obdobných geotechnických podmínkách, ke kterým se dobovou dokumentaci podařilo v archivech vypátrat.

Technologické možnosti především z hlediska možností vrtání a použití trhacích prací na přelomu 19. a 20. století neumožňovaly v porovnání se současnými možnostmi strojního vybavení dosažení přesného tvaru výrubu. Tvorbu nadvýrubů mohla výrazně ovlivnit blokovitá odlučnost žuly a stupeň jejího porušení zvětráváním. Historické zdroje z výstavby tunelů na trati Tanvald – Kořenov, které byly raženy v obdobných geotechnických podmínkách uvádějí, že k trhání skal byl použit Nobelův dynamit, plastický dynamon a tam, kde jejich účinky nepostačovaly, střelná želatina. Skalní vrtáky byly vyrobeny z tvrzené oceli a na 1 metr délky tunelu jich muselo být naostřeno až 1800 ks. Průměrný denní výkon ražby

dosahoval 1,15 m. Pomalým postupem, a zejména velkým časovým odstupem mezi provedením záběru a podepřením horninového masivu obezdívkou, tak mohlo docházet k rozvolňování horninového masivu v okolí výrubu. Tehdejší aktivace obezdívky pouze zakládkou nezajišťuje účinné podepření výrubu, čímž může docházet v kombinaci s vodou k další dlouhodobé a nekontrolovatelné degradaci horninového masivu za rubem stávající obezdívky. Všechny tyto skutečnosti mohou hrát roli při rekonstrukci tunelu a návrhu způsobu zajištění jeho dlouhodobé stability a vodonepropustnosti.



Obrázek 1 Situování tunelu v území

3. GEOLOGICKÉ A GEOMORFOLOGICKÉ POMĚRY

Zájmové území se nachází v Jizerské hornatině, jež je podcelkem orografického celku Jizerských hor náležejících do Sudetské soustavy (podsoustava Západní Sudety). Železniční trat Liberec – Tanvald protíná v zájmovém území plochý hřbet Paseckého vrchu s vyvinutou hřbetní plošinou cca 80 m širokou. Sklon plošiny je velmi malý – v podélném směru hřbetu je plošina ukloněna pod úhlem 1°-3° směrem k severu, v kolmém směru se sklon postupně zvyšuje ze střední části přibližně na 3°, přičemž vodorovná část dosahuje v prostoru nad tunelem šířky cca 30 m. Sklon úbočí rovněž není velký – 10° směrem západním a 13° směrem východním. Malý sklonů úbočí má za následek značnou délka skalních zářezů před portály, které dosahují hloubky až 21 m.

Dolnolučanský tunel a jeho předzářezy. jsou vyhloubeny v žulách západní části Krkonoško-jizerského žulového masívu. Krkonošsko-jizerský masív vystupuje v jádře klenby starších krystalických břidlic algonkického a staropaleozoického stáří. Žulový masív představuje těleso utuhlé ve velké hloubce, které bylo pozdější geologickou činností vyzdviženo a jeho velká část obnažena. Jeho odkrytá část má tvar ležaté osmičky délky 70 km a šířky 8 až 23 km. Masív je petrograficky jednotvárný, budovaný žulami převážně hrubě až středně zrnitými, složenými z křemene, draselného živce, plagioklasu a biotitu, v menším množství, zejména v jižní části, též muskovitu a amfibolitu.

Hloubka zvětrávání žul v zájmovém území je nestejná, její proměnnost je dána prostoupením značného množství poruch, podél nichž zvětrávání postupuje do velkých hloubek. Celkově je stupeň narušení horniny ve vyšetřovaném prostoru značný – bloky zdravé horniny lze v zářezech nalézt jen ojediněle. Ve stěnách zářezů před portály převládá hornina zvětralá a navětralá, existují i úseky se zcela rozloženou horninou přes celou výšku stěn. Na strmých stěnách skalního zářezu stále dochází k uvolňování bloků horniny, které bez zajištění ohrožují bezpečnost provozu. Uvolněný blok horniny z boku skalního zářezu zachycený ve vysokopevnostní síti ukazuje obrázek č. 2.



Obrázek 2 Blok horniny zachycený ve vysokopevnostní síti na boku skalního zářezu

4. STÁVAJÍCÍ STAV TUNELU

Tunelová trouba je v celé délce zajištěna obezdívkou ze žulových kvádrů. Zdivo je silně zavodněné, hydroizolační i drenážní systém tunelu není funkční. Do tunelu i skalních zářezů před oběma portály proniká puklinová voda. To se projevuje masivními průsaky a vyluhováním malty ze spár zdiva. Lokálně tak dochází k narušování stability jednotlivých bloků obezdívky. V některých úsecích dochází zřejmě vlivem horninového tlaku k mírnému boulení zdiva na bocích tunelu. Jako celek je však tunel stabilní a statická funkce obezdívky není narušena, jak ukazuje obrázek č. 3. V portálových pasech č. P1 a č. P2 jsou v klenbě výrazné příčné trhliny šířky až 30 mm viditelné na obrázku č. 4. Spárování zdiva je v těchto pasech vypadané, kvádry zdiva jsou povrchově zvětralé.



Obrázek 3 Stav obezdívky v suchém období



Obrázek 4 Vertikální trhliny v ostění

Zvodnění celého tunelu, vzhledem k malé výšce nadloží a charakteru porušení horninového masivu, výrazně ovlivňují klimatické podmínky. Srážková voda z povrchu území se s malou časovou prodlevou objevuje v tunelu. Při jarním tání, kdy je masiv v této horské oblasti vodou průběžně dotován, je problém

dlouhodobější a tvorba rampouchů a ledopádů, zasahujících až do koleje, vyžaduje každodenní údržbu Stav tunelu v zimním období ukazuje obrázek č. 5.



Obrázek 5 Masivní zalednění tunelu průsaky podzemní vody

Tento stav má negativní dopad do výše provozních nákladů spojených se zajištěním bezpečnosti provozu. Podle závěrů z podrobných prohlídek je ostění v klenbě zamokřené a může docházet až k proudění vody charakteru deště.

Vzhledem k délce tunelu se podmínky u portálů a uvnitř tunelu výrazně nemění a v zimním období dochází k promrzání v celé jeho délce. Tunelové pasy uvnitř tunelu mají proto obecně obdobné závady jako v oblasti portálů, tj. vypadané spárování zdiva a průsaky v celé ploše obezdívky. Technický stav tunelu odpovídá době jeho výstavby a skutečnosti, že nosná konstrukce ani hydroizolační a drenážní systém nebyl v průběhu provozování tunelu sanován.

V rámci rekonstrukce trati Liberec – Tanvald v roce 2015 byla pouze obnovena středová tunelová stoka, která sbírá obezdívkou prosakující vodu a gravitačně ji odvádí ve sklonu tratě k portálu. V celém tunelu byl v rámci rekonstrukce použit nový železniční svršek 49 E1, použity betonové pražce B91S/2 s pružným upevněním kolejnic 49E1 R350HT a bezstyková kolej. Pro tunel je uváděn průjezdný průřez J-GC Z3. Kolejové lože je štěrkové, neznečištěné. Tunelem vedou kabely sdělovacího a zabezpečovacího zařízení, jejichž funkci je nutné při rekonstrukci zachovat.

5. CÍL REKONSTRUKCE

Vzhledem k dlouhodobě nevyhovujícímu stavu tunelu, vyžadujícího náročnou údržbu v drsných klimatických podmínkách, ve kterých lze vlivem průsaků a mrazových cyklů očekávat zrychlování tempa degradace obezdívky, se investor Správa železnic rozhodl pro vytvoření záměru projektu pro jeho rekonstrukci. Pokud by byl záměr projektu schválen, předpokládá se rychlý postup dalších stupňů projektové dokumentace a zahájení stavebních prací v polovině roku 2023.

Návrh rekonstrukce tunelu musí splňovat jasně dané okrajové podmínky. Celá stavba musí být situována na pozemcích Správy železnic, s. o. Umístění stavby na pozemcích jiných vlastníků je možné až po odsouhlasení objednatelem na základě opodstatněného návrhu projektanta. Sanací tunelu dojde k výraznému omezení nebo úplné eliminaci průsaků, zamezí se tvorbě rampouchů, ledopádů a zalednění koleje. Navržená opatření zajistí

prodloužení životnosti tunelu minimálně o 50 let. Zvážena měla být i možnost zřízení normou požadovaných záchranných výklenků pro zaměstnance vykonávající údržbu tunelu.

Vzhledem k tomu, že železniční svršek v tunelu byl rekonstruován v roce 2015, nesmí dojít k jeho poškození. Kolejová pole budou při rekonstrukci v nezbytně nutné délce demontována, uskladněna a po rekonstrukci znovu použita. Nesmí proto dojít ani ke změně geometrické polohy koleje. Ta bude po dokončení rekonstrukce provedena opět jako bezstyková. V tunelu budou použity vodonepropustné kabelovody pro umístění kabelů sdělovacího a zabezpečovacího zařízení, včetně revizních šachet před oběma portály.

Zadání projektu umožňovalo po vyhodnocení stávající situace i úplnou rekonstrukci tunelu, včetně odstranění stávající obezdívky, obnovení hydroizolačního a drenážního systému a zvětšení průjezdného průřezu na tunelový průjezdný průřez. V takovém případě bylo požadováno i prověření možnosti zvětšení tunelu pro případnou elektrizaci tratě.

Projektant tak musel po posouzení stávajícího stavu rozhodnout, zda se vydá cestou na první pohled méně nákladných oprav stávajícího stavu, nebo cestou kompletní rekonstrukce, která je sice náročnější na investiční náklady, lze však očekávat vyšší efektivnost vynaložených investičních nákladů i výrazně vyšší životnost díla. Proto předcházela vypracování záměru projektu podrobná studie variant, která zohledňovala známé informace o stavu tunelu, jeho údržbě a podmínky dané zadávací dokumentací. V rámci studie byla proto posuzována možnost opravy stávající obezdívky i možnost kompletní rekonstrukce tunelu.

6. PODKLADY PRO ROZHODOVÁNÍ O VOLBĚ VARIANTY

Podle pravidel objednatele není možné před schválením záměru projektu provádět stavebně-technické průzkumy ke zjištění stávajícího stavu objektu a horninového masivu. Je proto nutné vycházet z dostupných archivních podkladů a místních šetření. Pro rozhodování o návrhu technického řešení rekonstrukce tunelu je optimální zajistit:

a) Informace o prostorové průchodnosti trati v tunelu, aby bylo možné vyhodnotit možnost použití dodatečných vestaveb pod stávající obezdívkou, které by případně splnily očekávané požadavky na stav tunelu po rekonstrukci.
b) Informace o geologických a hydrogeologických podmínkách v trase tunelu a skalních zářezech, které v oblasti portálů na tunel bezprostředně navazují a ovlivňují tak celkový návrh technického řešení. Geotechnické podmínky jsou rozhodující i pro případný návrh odstranění stávající tunelové obezdívky, zajištění stability výrubu a návrh nového monolitického ostění.
c) Informace o dimenzích a materiálových vlastnostech tunelové obezdívky s ohledem na posouzení její únosnosti a případné možnosti sanace.
d) Informace o použité tunelovací metodě s ohledem na skutečný tvar výrubu za ostěním a na konstrukční systém tunelu, tj. mocnost a kvalitu zakládky za ostěním. Ta jednak ostění vůči výrubu aktivuje, jednak tvoří součást drenážního systému a odvádí podzemní vodu k patě klenby tunelu. Dále informace o systému zajištění vodonepropustnosti obezdívky, poloze příčných drenáží, které odvádějí podzemní vodu do střední tunelové stoky a v neposlední řadě i o tvaru a poloze počvy tunelu s ohledem na konstrukci železničního spodku a svršku.

Z hlediska prostorové průchodnosti bylo známé pouze to, že tunel vyhovuje na průjezdný průřez J-GC-Z3, nebyla však známa tolerance mezi tímto průjezdným průřezem a lícem tunelové obezdívky. Dílčí informace o geologických a hydrogeologických podmínkách bylo možné zjistit z dochovaného stavebně-technického průzkumu, který byl prováděn firmou GEOTEST Brno v roce 1989. Výsledky tohoto průzkumu poskytly i informace o tloušťce stávající tunelové obezdívky. Velkou neznámou však byly a jsou informace o použité tunelovací metodě, skutečné poloze líce výrubu a přítocích podzemní vody do výrubu, která následně protéká spárami ve zdivu.

7. PROSTOROVÁ PRŮCHODNOST A TOLERANCE OBEZDÍVKY

Podle požadavků zadávací dokumentace musí být u všech variant sanací prověřeno dosažení průjezdného průřezu Z-GC/J-GC případně Z-GCZ3. Při návrhu způsobu sanace nebo rekonstrukce tunelu

hraje zásadní roli geometrický vztah mezi průjezdným průřezem a lícem stávající obezdívky tunelu. S ohledem na možnost kompletní rekonstrukce tunelu, s odstraněním stávajícího ostění a obnovou hydroizolačního i drenážního systému, byla prověřena prostorová průchodnost i pro tunelový průjezdný průřez (TPP) podle požadavků normy ČSN 737508, a to jak ve variantě s trakčním nástavcem (s ohledem na požadavek neomezení elektrifikace trati podle zadávací dokumentace), tak bez trakčního nástavce s ohledem na minimalizaci výše investičních nákladů.

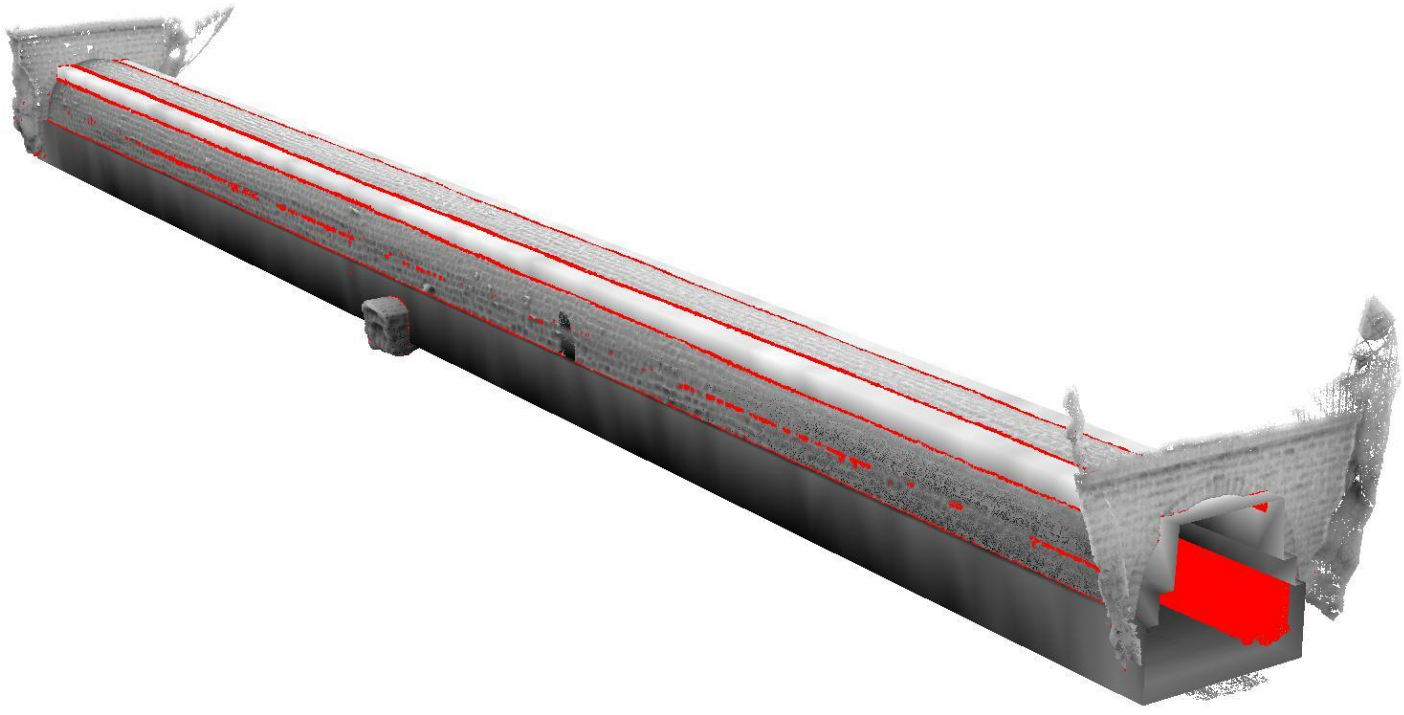
Pro potřeby projektové dokumentace bylo provedeno přesné zaměření skutečné polohy ostění pomocí laserového skenování mračnem bodů z laserového skeneru Trimble SX10. Georefencované skeny byly převedeny do jednotného mračna bodů. Dalším krokem byla finalizace mračna bodů. Po stanovení maximálního rozsahu mračna, následovalo očištění mračna od šumu a výběr bodů na líc ostění a portály. Výsledné mračno bylo „naředěno“ na minimální vzdálenost mezi body 10 mm, což bylo pro potřeby prověření prostorové průchodnosti zcela dostačující.

Z mračna bodů byl vytvořen 3D model líce tunelové obezdívky. Do modelu byla vložena 3D osa koleje a na osu koleje byly postupně „navlečeny“ jednotlivé vyšetřované průjezdné průřezy.

Prostorová průchodnost byla po naskenování líce ostění prověřována pro tyto průjezdné průřezy:

a) Tunelový průjezdný průřez s trakčním nástavcem (ČSN 737508)
b) Tunelový průjezdný průřez bez trakčního nástavce (ČSN 737508)
c) Průjezdný průřez Z-GC
d) Průjezdný průřez Z-G2
e) Průjezdný průřez Z-GC Z3
f) Průjezdný průřez M-GC

Pro porovnání vzájemné geometrické polohy průjezdného průřezu a líce obezdívky byl použit program CloudCompare, který vyhodnocení provádí číselně na celé ploše obezdívky s možností vizuální kontroly na 3D modelu. Příklad vizuální kontroly kolizních bodů líce ostění a průjezdného průřezu ukazuje obrázek č. 6.



Obrázek 6 Vyhodnocení kolize průjezdného průřezu s 3D modelem mračna bodů líce ostění

S jistotou jsou tak zachyceny všechny kolize průjezdného průřezu a tunelu.Vzhledem ke stísněným prostorovým poměrům v tunelu byl průjezdný průřez do 3D modelu zadán s nulovou tolerancí, ačkoli se běžně uvažuje s tolerancí 50 mm. Přesto vyhodnocení všech 3D modelů ukázalo, že bez změny geometrické polohy koleje nelze prostorovou průchodnost tunelu zajistit pro žádný z prověřovaných

průjezdných průřezů. Protože navazující traťové úseky změnu polohy koleje vylučují, byl zřejmé, že pod stávající klenbou tunelu nelze provádět žádná opatření, která by polohu stávajícího líce obezdívky vůči průjezdnému průřezu ještě zhoršila.

8. GEOLOGICKÉ POMĚRY V TRASE TUNELU

Informace o geotechnických podmínkách jsou převzaty z jediného dostupného podkladu, kterým je posudek firmy GEOtest Brno z června 1989. Předmětem dokumentu bylo posouzení horninového masívu, v němž je Dolnolučanský tunel vyražen, zjištění stavu obezdívky tunelu a stanovení charakteristik masívu jak v tunelu, tak na stěnách obou předzářezů tunelu, za účelem určení stability jejich stěn.

Posouzení charakteru horninového masivu za ostěním tunelu bylo provedeno v průduších vytvořených v obezdívce. Z celkem 81 vyšetřovaných průduchů bylo možno zjistit ve 48 průduších charakter horniny. Ve zbývajících 33 průduších byla zastižena zákládka nebo zához vyplňující volný prostor mezi obezdívkou a výrubem. Jediným místem, kde je v tunelu vidět obnažený horninový masiv, jsou zadní stěny dvou záchranných výklenků, jak ukazuje obrázek č. 7.



Obrázek 7 Hornina v záchranném výklenku

Hornina budující masív v prostoru Dolnolučanského tunelu je v nenarušeném stavu velmi pevná, její pevnost se však postupujícím zvětráváním značně snižuje. Toto snížení pevnosti a zhoršení dalších důležitých fyzikálních a mechanických vlastností ukazuje Tabulka č. 1, obsahující výsledky zkoušek vzorků odebraných při průzkumu pro nedalekou přehradu Josefův Důl na řece Kamenici. Vzhledem k tomu, že zkouškami byly zjišťovány vlastnosti stejného horninového typu, mají uvedené hodnoty platnost i pro horniny vyšetřovaného prostoru Dolnolučanského tunelu.

Tab. 1 Geotechnické parametry horninového masivu

Stupen narušení horniny	***Jednotky***	***Nenarušená***	***Navětralá***	***Zvětralá***

Hustota	*[kg/m³]*	*2 620*	*2 620*	*2 510*
Hustota pevných částic	*[kg/m³]*	*2 670*	*2 610*	*2 640*
Pevnost v tlaku po vysušení	*[MPa]*	*130*	*70*	*42*
Pevnost v tlaku po nasycení	*[MPa]*	*107*	*57*	*32*
Pevnost ve střihu po vysušení	*[MPa]*	*48*	*32*	*31*
Pevnost ve střihu po nasycení	*[MPa]*	*20*	*13*	*14*
Pevnost v tlaku po zmrazení	*[MPa]*	*103*	*67*	*30*
Nasákavost	*[%]*	*0,79*	*0,82*	*1,46*
Hutnost	*[%]*	*98,12*	*99,24*	*95,07*
Pórovitost	*[%]*	*1,88*	*0,76*	*4,93*
Odolnost proti mrazu	*[%]*	*0,21*	*0,36*	*1,62*
Otluk	*[%]*	*40,00*	*32,80*	*76,00*

Vyhodnocení vzorků odebraných v rámci průzkumu z hlediska stupně zvětrání horniny uvádí tabulka č. 2. Protože ve 33 místech byla zastižena zakládka a nebylo možné horninu posoudit, je procentuální hodnocení provedeno jak pro celkový počet odběrných míst (81), tak z míst se zastiženou horninou (48).

Tab. 2 Vyhodnocení sond za ostěním – stupeň zvětrání masivu

Stupeň zvětrání	***Četnost výskytu***	***Z celku [%]***	***Ze zastižených [%]***
Zdravá	*2*	*2,5 %*	*4,2 %*
Zdravá až navětralá	*3*	*3,7 %*	*6,3 %*
Navětralá	*13*	*16,0 %*	*27,1 %*
Navětralá až zvětralá	*3*	*3,7 %*	*6,3 %*
Zvětralá	*10*	*12,3 %*	*20,8 %*
Zvětralá až rozložená	*9*	*11,1 %*	*18,8 %*
Rozložená	*8*	*9,9 %*	*16,7 %*
Nezastižena (zakládka)	*33*	*40,7 %*	*-*
CELKEM	***81***	***100 %***	***100,0 %***

Za navětralou horninu se považuje hornina, která má zachovaný původní stav i vzhled. Pouze malá část minerálů je částečně zvětralá, zdravé minerály se navzájem dotýkají. Podle tohoto hlediska horniny se zdravým skeletem jsou zastoupeny 41 %, zatímco horniny se skeletem postiženým tvoří 59 % z odebraných vzorků.

Informace o horninovém masivu byly v roce 1989 prováděny pouze pro patu ostění (29 sond bylo situováno do výšky cca 0,5 m) a pro bok ostění do výšky max. 4,2 m nad úroveň tunelové stezky. Pro vrchol klenby nejsou dostupné žádné informace o vlastnostech horninového masivu, ani o velikosti nadvýrubů.

9. STAV A ZJIŠTĚNÉ ZÁVADY TUNELOVÉ OBEZDÍVKY

V rámci stavebnětechnického průzkumu byl rovněž vyšetřován stav obezdívky. Bylo zjištěno, že obezdívka je celkově v dobrém stavu s výjimkou portálových úseků, kde jsou patrny trhliny jdoucí napříč tunelovou troubou. Jejich příčinou je zřejmě existence nepříznivě orientovaných diskontinuit v nadloží, které ohrožují stabilitu stěn před portály a zdiva vlastních portálů. Stabilita skalních stěn před portály byla následně sanována pomocí vysokopevnostních sítí upevněných ke skalnímu líci pomocí SN svorníků, což zlepšuje. smykové parametry horninového masivu.

U vjezdového portálu byly v portálovém pase P1 zjištěny dvě trhliny. Výraznější trhlina je vzdálena 1,6 m od líce portálu. Ve vrcholu klenby je rozevřena až na 20 mm, směrem do boků se rozevření zmenšuje na několik mm. U počvy není tato trhlina zřetelná. Další trhlina je ve vzdálenosti 2,5 m od líce portálu a

prochází levou polovinou klenby, v bocích není patrná. V sousedním tunelovém pase č. 1 prochází ve výšce 3,3 m ve spáře zdiva vodorovná trhlina délky cca 3,5 m. Trhlina je rozevřena 2 mm. V tunelovém pase č. 2 se nachází rovněž podélná trhlina, která je patrná na levém boku tunelu ve výši 4,5 m a rovněž prochází spárami ve zdivu. Výjezdový portálový pas P2 je porušen obdobně jako vjezdový. V blízkosti portálu prochází dvě příčné trhliny, které jsou však mírně šikmé. V klenbě přecházejí do pravé opěry. Další trhlina 2 m od líce portálu v klenbě přechází částečně do opěr. V celé ploše obezdívky je pak zdivo postiženo vypadaným spárováním a spárami v době zvýšených srážek protéká voda.

10. MOŽNOSTI SANOVÁNÍ STÁVAJÍCÍ KONSTRUKCE

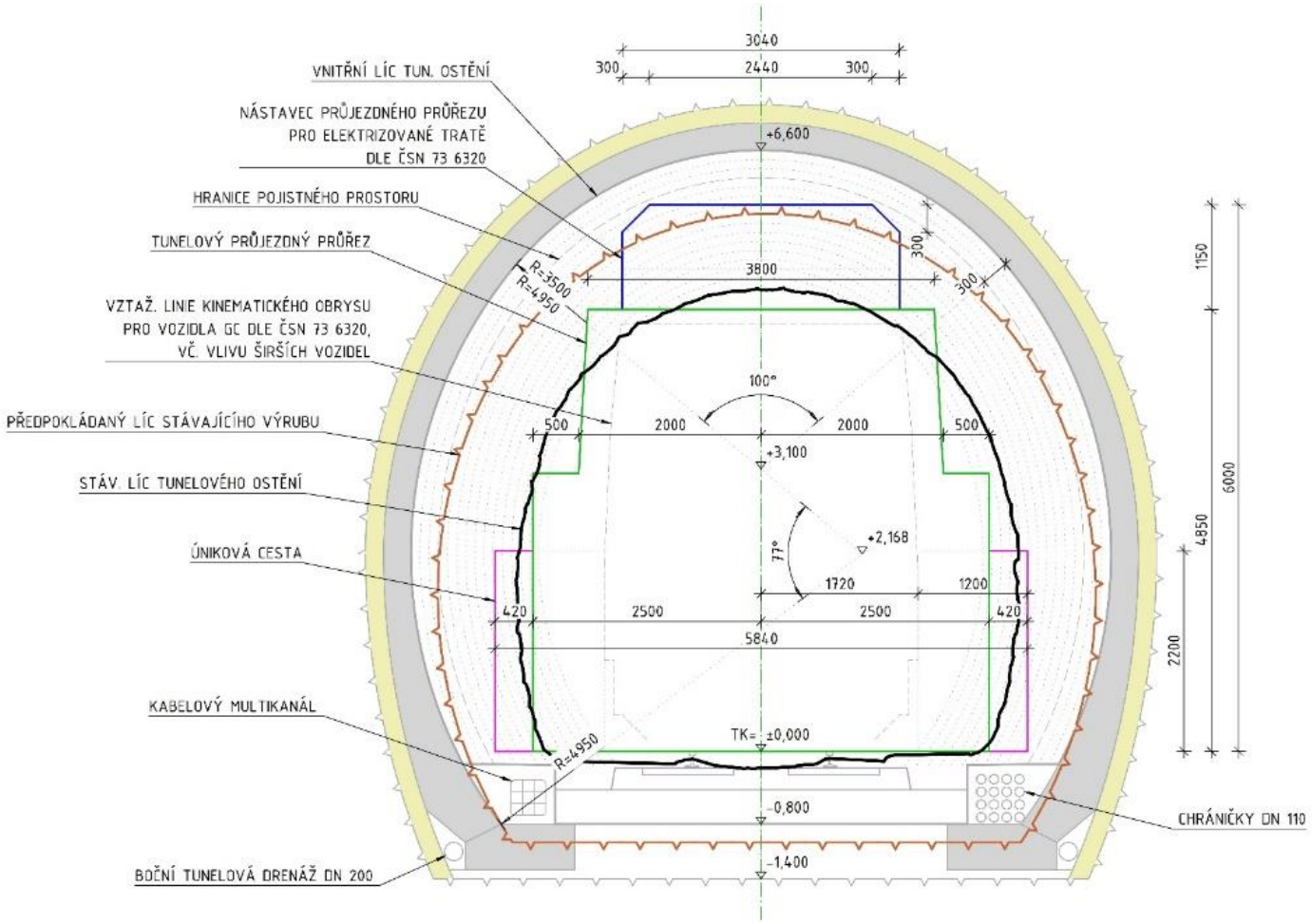
Z dostupných podkladů a znalostí o stavu tunelové obezdívky, horninového masivu i hydroizolačního systému bylo zřejmé, že dosažení požadovaných parametrů tunelu, bez výrazného zásahu do jeho konstrukčního řešení, je prakticky vyloučené. Horninový masiv je tektonicky porušený a voda z povrchu území velmi rychle obezdívkou prosakuje v celé délce tunelu. Utěsnění horninového prostředí injektážemi, které by zajistilo v tunelu podmínky zaručující bezpečný provoz, by bylo velmi nákladné a výsledný efekt tohoto opatření by byl nejistý. Původní hydroizolační a drenážní systém tvořily těsné spáry mezi žulovými kvádry obezdívky a zakládka za klenbou, která sváděla podzemní vodu po obezdívce k patě tunelu a příčnými drenážemi do střední tunelové stoky. Hloubkové spárování zdiva by mohlo na nějaký čas zaručit vodotěsnost klenby, nelze ho však provádět na celou hloubku ložné spáry mezi kvádry. Určitým řešením by mohlo být nízkotlaké injektování spár obezdívky, aby injektážní směs nepronikla za rub klenby. To by jednak vedlo k nekontrolovatelné spotřebě injektážní hmoty, jedna by došlo k porušení drenážní funkce zakládky. Bylo by rovněž nutné pečlivě zainjektovat všechny spáry zdiva, protože při injektování lokálních míst s největšími průsaky by si s největší pravděpodobností voda opět našla cestu sousedními spárami. Vzhledem k časové náročnosti tohoto řešení, velké spotřebě materiálu, a opět nejistému výsledku vynaložené investice, byla i tato varianta zamítnuta. K rozhodnutí o kompletní rekonstrukci jako nejvýhodnějšímu řešení pro Dolnolučanský tunel výrazně přispěla i skutečnost, že prověření prostorové průchodnosti trati nevyhovělo pro žádný ze sledovaných průjezdných průřezů.

11. VARIANTY KOMPLETNÍ REKONSTRUKCE TUNELU

Rozhodnutí o kompletní rekonstrukci tunelu s odstraněním původní obezdívky, zvětšením plochy výrubu a obnovou hydroizolačního systému nastartovalo proces optimalizace technického řešení. Předmětem optimalizace byla potřebná doba výstavby a dispoziční řešení tunelu. V obou případech se jedná o faktory ovlivňující výši investičních nákladů. Pro posouzení bylo navrženo pět variant, z nichž některé vyžadovaly projednání výjimky z platné normy ČSN 737508 Železniční tunely. Tato norma pro případ kompletní rekonstrukce vyžaduje splnění celé řady konstrukčních detailů a opatření, která by v případě pouhé sanace stávajícího stavu nebyla nutná dodržet. K posouzení byla předložena jedna varianta s tunelovým průjezdným průřezem s trakčním nástavcem (varianta „0“) a čtyři varianty bez trakčního nástavce (varianty 1 až 4), které se lišily různými způsoby omezení oproti předpisům.

11.1 VARIANTA „0“ S TRAKČNÍM NÁSTAVCEM

Rozšíření tunelu pro variantu s trakčním nástavcem znamenalo zvětšení plochy výrubu z 42 m^2 na 63 m^2, tj. o 21 m^2 a zvýšení stávajícího líce výrubu ve vrcholu klenby o 1,15 m. V celé délce tunelu to znamená vytěžení 1 666 m3 horniny, zvýšení seismických účinků při rozpojování horniny pomocí trhacích prací a výrazný zásah do portálových svahů s ohledem na snížení výšky nadloží o požadované nadvýšení profilu tunelu. Tato varianta splňovala veškeré požadavky normy a nebylo tak nutné projednávat žádné výjimky. Příčný řez znázorňuje obrázek č. 8.



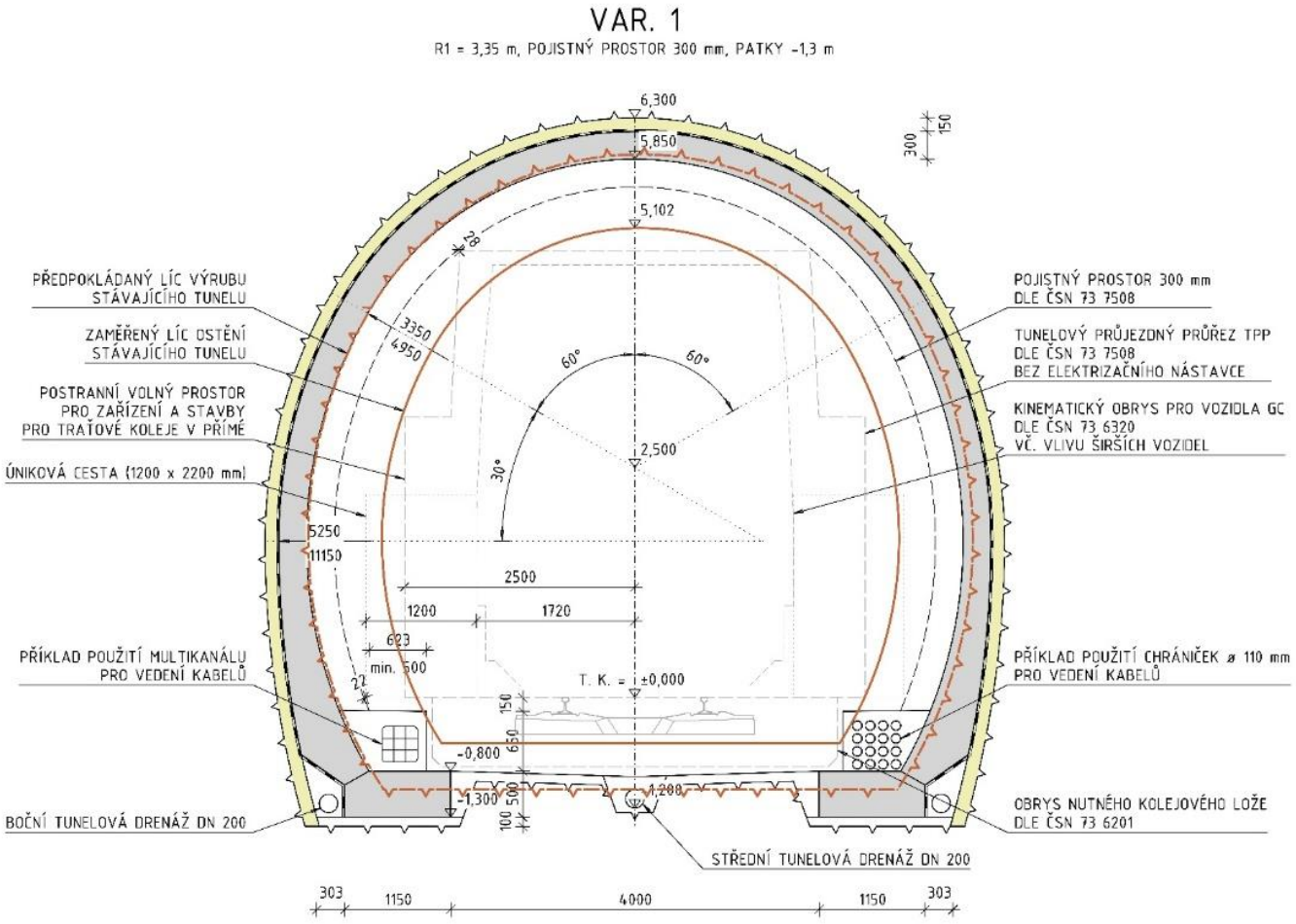
VÝMĚRY NA BM TUNELU [m^3, m^2]

OBJEM PŮVODNÍHO VÝRUBU	42,136	OBJEM NOVÉHO VÝRUBU	62,880
OBJEM BOURANÉHO OSTĚNÍ	8,037	OBJEM VÝRUBU ROZŠÍŘENÍ	20,743
OBJEM ZAKLÁDKY	5,290	PLOCHA STŘÍKANÉHO BETONU	21,315
OBJEM ŠTĚRKU DNA	3,525	OBJEM BETONU NOVÉHO OSTĚNÍ	7,904
		PLOCHA HYDROIZOLACE	21,404
		OBJEM BETONU KABELOVODŮ	0,762

Obrázek 8 Příčný řez pro variantu „0“ s trakčním nástavcem

11.2 VARIANTA Č. 1

V případě varianty č. 1 je tvar příčného řezu navržen pro tunelový průjezdný průřez dle ČSN 737508 bez trakčního nástavce. Z hlediska dispozičního řešení příčného řezu má tunel optimální tvar, který zaručuje dostatek místa pro chodníky a kabelovody. Normová šířka pojistného prostoru je 300 mm. Patky výšky 0,5 m a šířky 1,15 m jsou umístěny -0,8 m pod TK ve vzdálenosti 2,0 m od osy koleje. Tunel je navržen s bočními tunelovými drenážemi a deštníkovým hydroizolačním systémem. Odvedení vody z pláně je zajištěno středovou tunelovou drenáží (viz obrázek č. 9). Navržené technické řešení plně odpovídá požadavkům ČSN 737508 a platným předpisům.



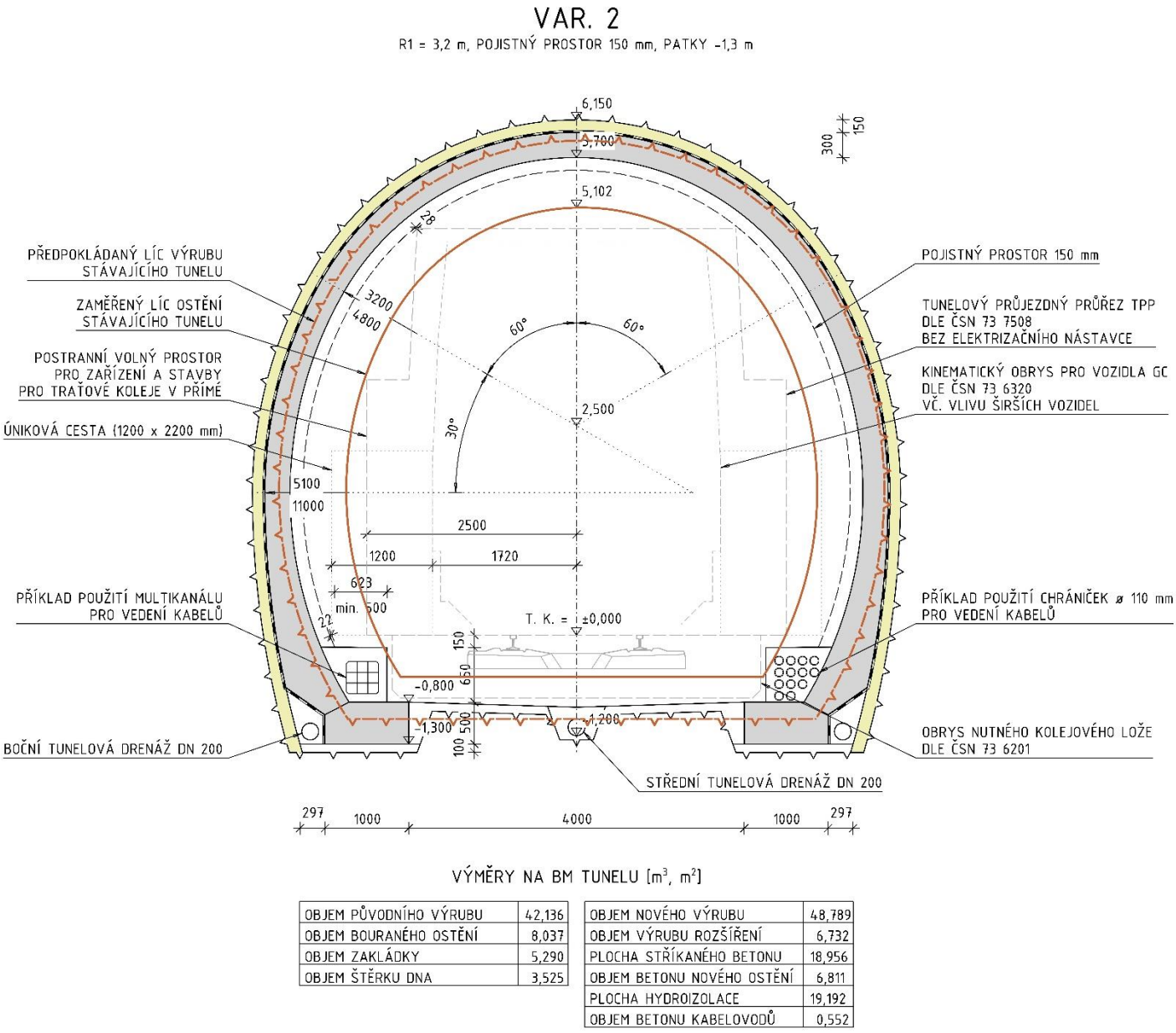
VÝMĚRY NA BM TUNELU [m³, m²]

OBJEM PŮVODNÍHO VÝRUBU	42,136	OBJEM NOVÉHO VÝRUBU	51,737
OBJEM BOURANÉHO OSTĚNÍ	8,037	OBJEM VÝRUBU ROZŠÍŘENÍ	9,681
OBJEM ZAKLÁDKY	5,290	PLOCHA STŘÍKANÉHO BETONU	19,425
OBJEM ŠTĚRKU DNA	3,525	OBJEM BETONU NOVÉHO OSTĚNÍ	7,070
		PLOCHA HYDROIZOLACE	19,666
		OBJEM BETONU KABELOVODŮ	0,745

Obrázek 9 Vzorový příčný řez – varianta 1

11.3 VARIANTA Č. 2

Varianta č. 2 je modifikaci varianty č. 1 s použitím šířky pojistného prostoru 150 mm. Tvar dna výrubu pod kolejí je stejný jako u varianty č 1, šířku patky je možné vzhledem ke zmenšení pojistného prostoru zmenšit na 1,0 m vlivem posunutí líce ostění k ose tunelu o 150 mm (viz obrázek č 10). Úspora oproti variantě č. 1 na 1 bm tunelu je 0,25 m^3 betonu sekundárního ostění a 2,95 m^3. Úspory je dosaženo za cenu výjimky z normy ČSN 737508 pro šířku pojistného prostoru. Všechny další požadavky norem a předpisů jsou zachovány.



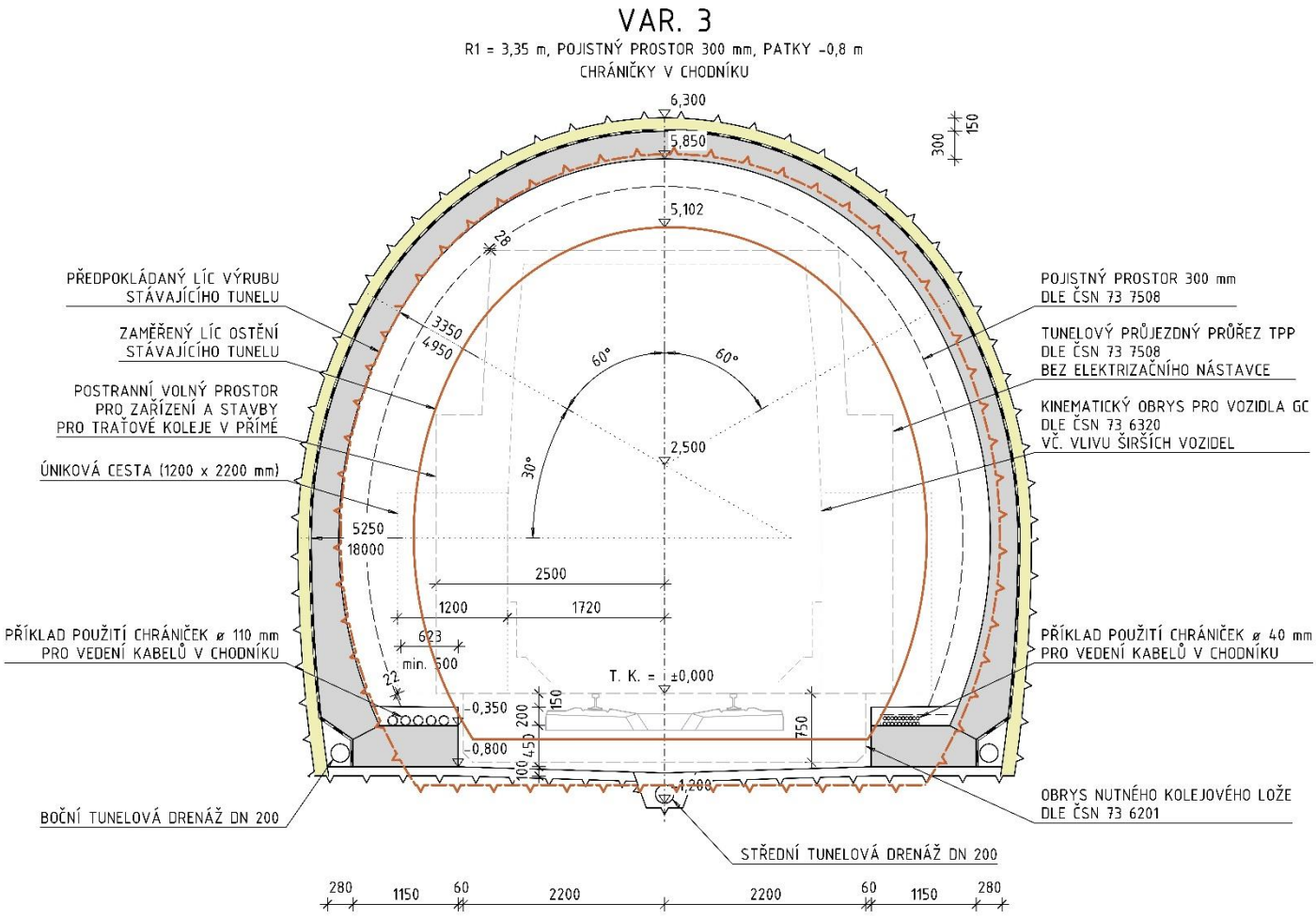
VÝMĚRY NA BM TUNELU [m³, m²]

OBJEM PŮVODNÍHO VÝRUBU	42,136	OBJEM NOVÉHO VÝRUBU	48,789
OBJEM BOURANÉHO OSTĚNÍ	8,037	OBJEM VÝRUBU ROZŠÍŘENÍ	6,732
OBJEM ZAKLÁDKY	5,290	PLOCHA STŘÍKANÉHO BETONU	18,956
OBJEM ŠTĚRKU DNA	3,525	OBJEM BETONU NOVÉHO OSTĚNÍ	6,811
		PLOCHA HYDROIZOLACE	19,192
		OBJEM BETONU KABELOVODŮ	0,552

Obrázek 10 Vzorový příčný řez – varianta 2

11.4 VARIANTA Č. 3

Varianta č. 3. se snaží dosáhnout úspor zmenšením prostoru kabelovodů a tím snížení objemu výrubu v oblasti dna tunelu. Vychází z předpokládané úrovně dna stávajícího tunelu, kterou by bylo nutné u předchozích variant prohloubit. Spodní úroveň patek sekundárního ostění je zvednuta na úroveň -0,8 m pod TK (oproti var. 1 a 2, které jsou -1,3 m pod TK), tj. na úroveň pláně pod obrysem nutného štěrkového lože. Výška patky je zmenšena na 450 mm, aby bylo možné umístit chráničky na patky pod chodník. Pro ně je na obetonování ponechána vrstva chodníku pouze 200 mm, tj. např. jedna řada chrániček DN 110 mm (viz vlevo) nebo 2 řady chrániček DN 40 mm (vpravo). Technické řešení je patrné z příčného řezu na obrázku č. 11. Poloha kabelových šachet je možná pouze v místě záchranných výklenků, kde lze patku tunelu přerušit a vzniklý prostor využit pro umístění kabelové šachty. Normová šířka pojistného prostoru je 300 mm. Technické řešení je v souladu s požadavky ČSN 737508 a dalších předpisů. Návrh vyžaduje prověření dostatečné kapacity kabelovodů s ohledem na omezený prostor pro vedení chrániček nad patkou ostění, a to i s ohledem na budoucí jejich využití.



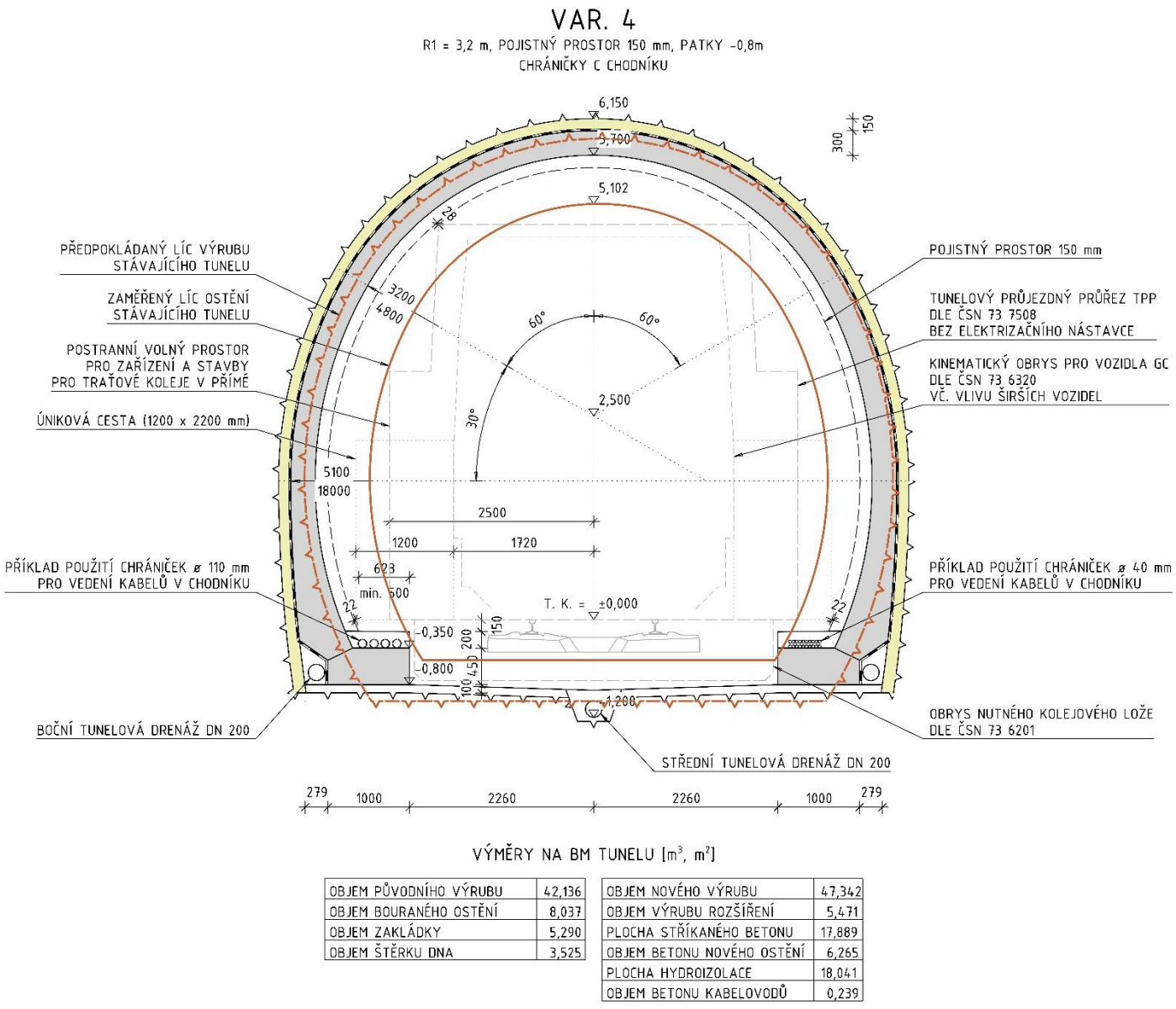
VÝMĚRY NA BM TUNELU [m^3, m^2]

OBJEM PŮVODNÍHO VÝRUBU	42,136	OBJEM NOVÉHO VÝRUBU	50,128
OBJEM BOURANÉHO OSTĚNÍ	8,037	OBJEM VÝRUBU ROZŠÍŘENÍ	8,258
OBJEM ZAKLÁDKY	5,290	PLOCHA STŘÍKANÉHO BETONU	18,361
OBJEM ŠTĚRKU DNA	3,525	OBJEM BETONU NOVÉHO OSTĚNÍ	6,521
		PLOCHA HYDROIZOLACE	18,512
		OBJEM BETONU KABELOVODŮ	0,298

Obrázek 11 Vzorový příčný řez – varianta 3

11.5 VARIANTA Č. 4

Varianta č. 4 je modifikaci varianty č. 3 se zmenšenou šířkou pojistného prostoru na 150 mm. Oproti variantě č. 3 dochází vlivem zmenšení pojistného prostoru na 150 mm a snížení výšky patek sekundárního ostění k úspoře 3 m3 výrubu na 1 bm tunelu (viz obrázek č. 12). Technické řešení vyžaduje nejen prověření dostatečné kapacity kabelovodů s ohledem na omezený prostor pro vedení chrániček nad patkou ostění, ale zejména výjimku z normy ČSN 737508 pro šířku pojistného prostoru. Všechny další požadavky norem a předpisů jsou splněny.



VÝMĚRY NA BM TUNELU [m³, m²]

OBJEM PŮVODNÍHO VÝRUBU	42,136	OBJEM NOVÉHO VÝRUBU	47,342
OBJEM BOURANÉHO OSTĚNÍ	8,037	OBJEM VÝRUBU ROZŠÍŘENÍ	5,471
OBJEM ZAKLÁDKY	5,290	PLOCHA STŘÍKANÉHO BETONU	17,889
OBJEM ŠTĚRKU DNA	3,525	OBJEM BETONU NOVÉHO OSTĚNÍ	6,265
		PLOCHA HYDROIZOLACE	18,041
		OBJEM BETONU KABELOVODŮ	0,239

Obrázek 12 Vzorový příčný řez – varianta 4

11.6 POROVNÁNÍ A VYHODNOCENÍ VARIANT

Pro každou z variant byl za zjednodušujících předpokladů o poloze rubu stávající obezdívky, předpokládaného povrchu výrubu a tvaru dna tunelu proveden výpočet základních ploch a objemů, které výrazným způsobem ovlivňují výši investičních nákladů. Výsledky jsou přehledně uspořádané do následujících tabulek. V tabulce č. 3 jsou uvedeny hlavní výměry na běžný metr tunelu.

Tab. 3 Hlavní položky pro hodnocení variant na 1 bm tunelu

Položka	***Jednotky***	***Varianta „0“***	***Průjezdný průřez bez trakčního nástavce***			
			Varianta č. 1	***Varianta č. 2***	***Varianta č. 3***	***Varianta č. 4***
Světlý výrub (nového tunelu)	*[m²]*	*62,880*	*51,737*	*48,789*	*50,128*	*47,342*
Výrub pro rozšíření	*[m³/bm]*	*20,743*	*9,681*	*6,732*	*8,258*	*5,471*
Plocha SB primárního ostění	*[m²/bm]*	*21,315*	*19,425*	*18,956*	*18,361*	*17,889*
Beton horní klenby	*[m³/bm]*	*6,782*	*5,959*	*5,854*	*5,530*	*5,411*
Beton patek	*[m³/bm]*	*1,122*	*1,110*	*0,957*	*0,991*	*0,854*
Beton celkem	*[m³/bm]*	*7,904*	*7,070*	*6,811*	*6,521*	*6,265*
Plocha izolace	*[m²/bm]*	*21,401*	*19,666*	*19,192*	*18,512*	*18,041*

Pro procentuální vyhodnocení variant po jednotlivých položkách byla jako základní zvolena varianta č.1. Jednotlivé položky ostatních variant jsou pak vyjádřeny jako procento ze základní varianty, která má v hodnocení 100 %. Výsledky hodnocení ukazuje Tabulka č. 4

Tab. 4 Hodnocení položek procentuálním vyjádřením k variantě č. 1

Položka	***Varianta „0“***	***Průjezdný průřez bez trakčního nástavce***			
		Varianta č. 1	***Varianta č. 2***	***Varianta č. 3***	***Varianta č. 4***
Světlý výrub (nového tunelu)	*121,54 %*	***100,00%***	*94,30 %*	*96,89 %*	*91,51 %*
Výrub pro rozšíření	*214,27 %*		*69,54 %*	*85,30 %*	*56,51 %*
Plocha SB primárního ostění	*109,73 %*		*97,59 %*	*94,52 %*	*92,09 %*
Beton horní klenby	*113,81 %*		*98,23 %*	*92,80 %*	*90,80 %*
Beton patek	*101,02 %*		*86,16 %*	*89,24 %*	*76,90 %*
Beton celkem	*111,80 %*		*96,34 %*	*92,24 %*	*88,62 %*
Plocha izolace	*108,82 %*		*97,59 %*	*94,13 %*	*91,74 %*

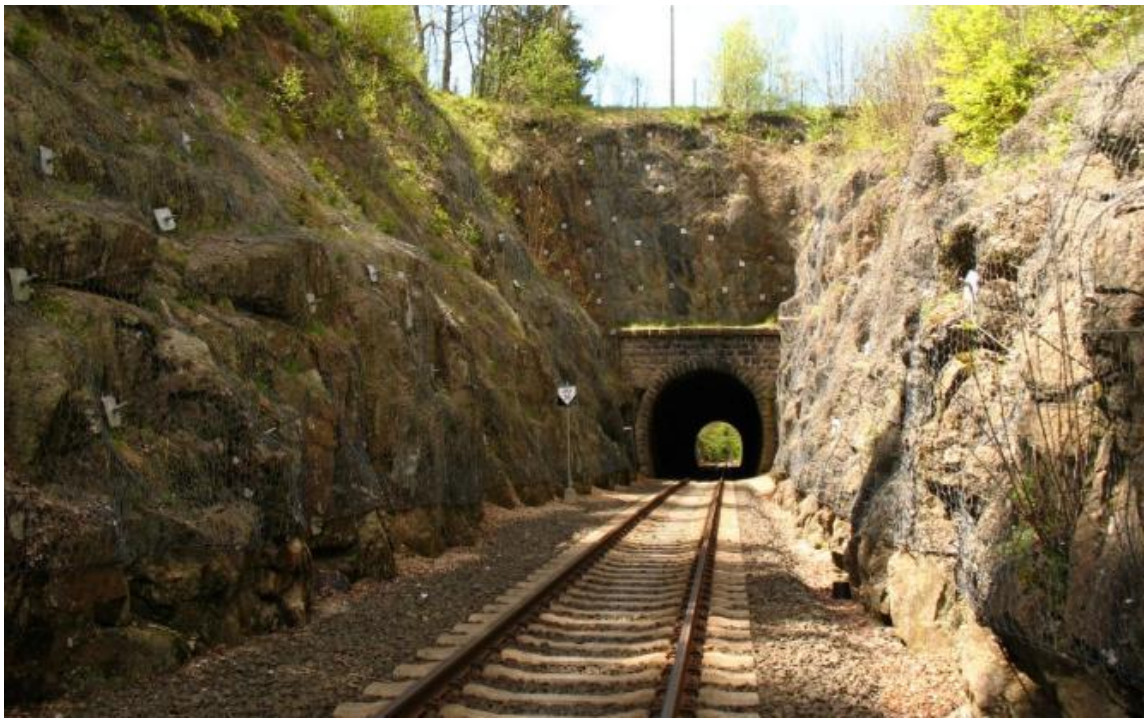
Dalším ukazatelem, podle kterého jsou jednotlivé varianty porovnávány, je procento plochy výrubu nutné pro rozšíření profilu tunelu na požadovanou velikost z celkové plochy výrubu tunelu po rozšíření. Výsledné hodnocení je uvedeno v tabulce č. 5.

Tab. 5 Vyhodnocení z hlediska poměru plochy výrubu rozšíření k celkové ploše výrubu

Položka	***Varianta „0“***	***Průjezdný průřez bez trakčního nástavce***			
		Varianta č. 1	***Varianta č. 2***	***Varianta č. 3***	***Varianta č. 4***
Výrub tunelu pro rozšíření	*32,99 %*	*18,71 %*	*13,80 %*	*16,47 %*	*11,56 %*

Všechny varianty zaručují vodonepropustnost ostění a životnost konstrukce odpovídající novostavbě tunelu, tj. ostění s nulovým průsakem a s životností nevyměnitelných konstrukcí tunelu 100 let. Pro zhodnocení všech aspektů byla pro záměr projetu jako optimální vybrána varianta č. 1. Varianta s trakčním nástavcem byla z výběru vyloučena s ohledem na spíše teoretickou možnost elektrizace tratě vzhledem k dalším umělým stavbám, které by bylo nutné rovněž výrazným způsobem konstrukčně měnit. Varianty se sníženým pojistným prostorem by měly omezenou možnost dodatečných vestaveb, což je vzhledem k normou požadované životnosti 100 let nepřípustné. Stejně tak je malá kapacita kabelovodů bez rezerv ve vedení další kabelů limitující s ohledem na budoucí jejich využití a nemožnost jejich rozšíření bez zásahu do nosné konstrukce tunelu.

Po dohodě s objednatelem bylo v rámci rekonstrukce navrženo prodloužení tunelu z původních 82,5 m na 100 m. Odsun portálů od strmých a nestabilních portálových svahů, které musí být zajištěny kotvením a ocelovými sítěmi, sníží riziko pádu úlomků horniny na jízdní dráhu. Situaci charakteristickou pro oba portály ukazuje obrázek č. 13.



Obr. 13 Stěny skalního zářezu před portálem

12. NEJISTOTY, RIZIKA A JEJICH MINIMALIZACE

V případě návrhu novostavby tunelu představují základní nejistotu geotechnické podmínky, které jsou sice popsány na základě geotechnického průzkumu, vždy se však jedná do jisté míry o „bodové“ informace, které jsou interpretovány na celou trasu tunelu. Pokud není v případě rekonstrukce tunelu k dispozici projektová dokumentace a archivní materiály z doby výstavby, oblast nejistot se rozšiřuje. Při návrhu technického řešení Dolnolučanského tunelu se jednalo o následující nejistoty a s nimi spojená rizika:

1. Přesnost stanovení objemu výrubu nutného pro rozšíření tunelu do nového tvaru. Na přesnosti stanovení skutečného líce výrubu závisí přesnost stanovení množství vyrubané horniny, které je možné stanovit pouze za zjednodušujících předpokladů o poloze stávajícího povrchu výrubu. K objemu výrubu je při výpočtu zemních prací a dimenzování deponie nutné připočítat zatím neznámý objem zakládky za stávajícím ostěním a objem degradované horniny, která může po odstranění stávající obezdívky a zakládky vypadnout.
2. S nepřesnou polohou povrchu stávajícího výrubu souvisí i přesnost stanovení množství stříkaného betonu primárního ostění pro zajištění stability horninového masivu po odstranění stávající obezdívky a rozšíření profilu. Na množství stříkaného betonu primárního ostění má vliv i použitý hydroizolační systém. V případě použití hydroizolační fólie je nutné zajistit výrobcem fólie a předpisy požadovaný tvar a křivost povrchu primárního ostění. Do požadovaného tvaru je nutné stříkaným betonem vyplnit případné nadvýruby. Jiná situace je v případě použití stříkané hydroizolační membrány, u které je tvar a křivost podkladu limitována pouze přípustnými odchylkami od projektované tloušťky sekundárního ostění. Je však nutné zajistit podmínky pro její nástřik, tj. relativně suché prostředí a ideálně nástřik jemnozrnné stříkané vrstvy pro snížení spotřeby materiálu.
3. Skutečný tvar primárního ostění (tj. obvod zajištěného výrubu) má vliv na množství hydroizolačního materiálu. Pokud není znám tvar líce výrubu, je obtížné přesně stanovit i celkovou plochu hydroizolace a s ní pojené náklady na realizaci.
4. Nejistý tvar primárního ostění negativně ovlivňuje výpočet objemu monolitického betonu sekundárního ostění. Pokud je sekundární ostění betonováno do pojízdného bednění, je jeho líc pevně dán a objem betonu mezi lícem primárního ostění a lícem bednění opět závisí na poloze líce primárního ostění. V případě Dolnolučanského tunelu je mocnost zakládky a tvar výrubu velkou neznámou a může být ověřen až po odstranění stávající obezdívky, nebo případně stavebně-technickým průzkumem v dalších stupních projektové dokumentace.

V případě návrhu technického řešení rekonstrukce historického tunelu je velkou komplikací i skutečnost, že ve stupni dokumentace „záměr projektu“, kdy se určuje především základní koncepce dalšího směru projektování, nelze pro zjištění informací potřebných návrh způsobu sanace provádět geotechnický průzkum, který by na základě vrtů prováděných přes ostění dokázal zjistit skutečný stav horninového masivu za stávajícím ostěním i tvar líce výrubu. Proto byl návrh zvětšování líce výrubu, zajištění jeho stability a hydroizolačního systému postaven na prognóze předpokládané polohy líce výrubu, nerovnoměrného tvaru a rozpojování horniny jak mechanicky tunelovým bagrem, tak za pomoci trhacích prací. Z důvodu minimalizace výše investičních nákladů bylo navrženo pouze vyrovnání nového tvaru výrubu s použitím stříkané hydroizolační membrány, která nevyžaduje tak přísné podmínky na rovinatost podkladu, jako hydroizolační fólie. Stříkaný drátkobeton primárního ostění by kopíroval výrub a tvořil podklad pro nástřik membrány, případné nerovnosti by byly zaplněny monolitickým betonem sekundárního ostění.

13. DALŠÍ VÝVOJ PROJEKTU

Teprve další stupeň projektové dokumentace umožnil provést 12 vrtů délky cca 5 m do vrcholu klenby, kde byly očekávány největší nadvýruby stávajícího tunelu a pomocí kamery ve vrtech zjistit jak stav zakládky za rubem ostění, tak kvalitu horninového masivu. Obavy z větších nadvýrubů se nepotvrdily a bylo zřejmé, že rozšířením výrubu lze dosáhnout projektovaný líc nového výrubu bez větších nerovností. Bylo proto navrženo primární ostění vyztužené příhradovými rámy a výztužnými

sítěmi, které garantovaly tvar líce splňujícími podmínky pro použití hydroizolační fólie. Ve všech vrtech byla zastižena dutina mezi rubem stávajícího ostění a lícem výrubu, z čehož vyplývalo, že ostění nebylo ve vrcholu klenby aktivované a výrub byl po 125 let stabilní i bez podepření ostěním. V dutině byly kamerou viditelné úlomky horniny, jejichž původem byla částečně zakládka a částečně zřejmě odpadly od líce nezajištěného výrubu. Ukázku dvou z 12 snímků z kamerového průzkumu za ostěním tunelu ukazuje obrázek č. 14. Ze vzorků odebraných z vrtů byly zjištěny pevnostní charakteristiky horninového masivu, které sloužily pro návrh zajištění stability výrubu po rozšíření.



Obr. 14 Dutiny zastižené kamerou za původním ostěním tunelu

Výsledky geotechnického průzkumu umožnily zpřesnit prognózu stavu horninového masivu za ostěním a navrhnout jak optimální postup výstavby, tak způsob zajištění stability výrubu při jeho rozšiřování. V principu se jednalo o ražbu tunelu pomocí NRTM s definováním tří technologických tříd výrubu s primárním ostěním vyztuženým příhradovými rámy a výztužnými sítěmi, s horninovým masivem prokotveným pomocí SN kotev a zajištěním obrysu výrubu pomocí ocelových jehel. V příportálových úsecích byla ve třídě výrubu 4 navržena tloušťka primárního ostění 300 mm, v dalších třídách výrubu se zmenšovala na 200 mm a 150 mm. Stejně tak se prodlužovala délka záběru pro rozšiřování výrubu z jednoho metru v nejhorších geotechnických podmínkách až po dva metry. V tunely byly navrženy záchranné výklenky, do kterých byly situovány šachty na čistění tunelové drenáže. Pláň železničního svršku byla navržena s jednostranným sklonem, aby bylo možné umístit drenáž pro odvodnění pláně na bok podél patky sekundárního ostění a drenáž tak čistit ze šachet pro čistění boční tunelové drenáže. Hydroizolační systém byl navržen jako deštníkový s gravitačním odváděním podzemní vody k níže položenému portálu. V krásné krajině podhůří Jizerských hor se projektantovi podařilo díky vstřícnému přístupu objednatele prosadit obložení nových portálů přírodním kamenem. Tunel je tak nejen významným technickým dílem, ale do jisté míry i krajinotvorným prvkem, jak ukazuje obrázek č. 15.



Obr. 15 Obklad nového portálu přírodním kamenem a zasazení tunelu do krajiny

14. VÝSTAVBA TUNELU

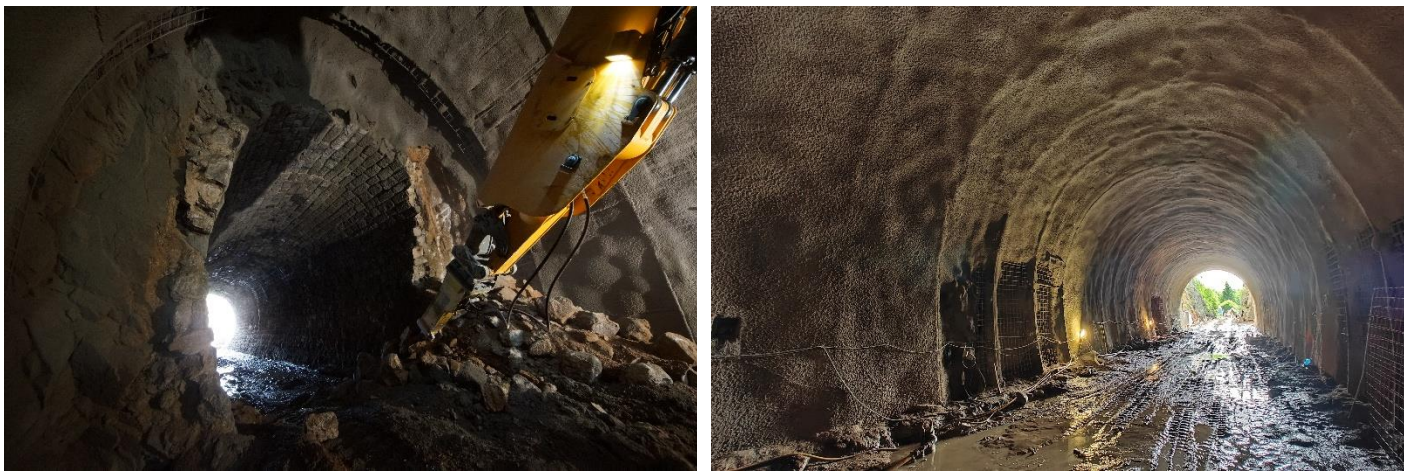
Rekonstrukce tunelu na provozované trati vyžaduje pečlivé plánování jednotlivých činností, aby došlo k minimalizaci doby výluky. V případě Dolnolučanského tunelu byl termín výluky navíc koordinován s výlukou spojenou s rekonstrukcí čtyř tunelů na traťovém úseku Tanvald – Kořenov. Výluka byla dlouhodobě plánována od 15. 4. 2025 do 26. 9.2025 a v rámci této výluky bylo nutné provést nejen rekonstrukci vlastního tunelu, ale i sejmutí železničního svršku, provizorní přeložku kabelů a jejich zatažení do nových kabelovodů a výstavbu dvou propustků před a za tunelem. Vzhledem k tomu, že rekonstrukce železničního svršku proběhla v tomto úseku před 10 lety, bylo požadavkem objednatele jak štěrkové lože, tak kolejová pole po rekonstrukci v trati opět použít. Zhotovitel, kterým byla firma SUBTERRA, musel řešit jak obtížný přístup na staveniště, tak stísněné prostorové podmínky před portály situovanými v hlubokých skalních zářezech i při pracích v jednokolejném tunelu (viz obrázek č. 16).



Obr. 16 Stísněné prostorové podmínky tunelového portálu v hlubokém skalním zářezu

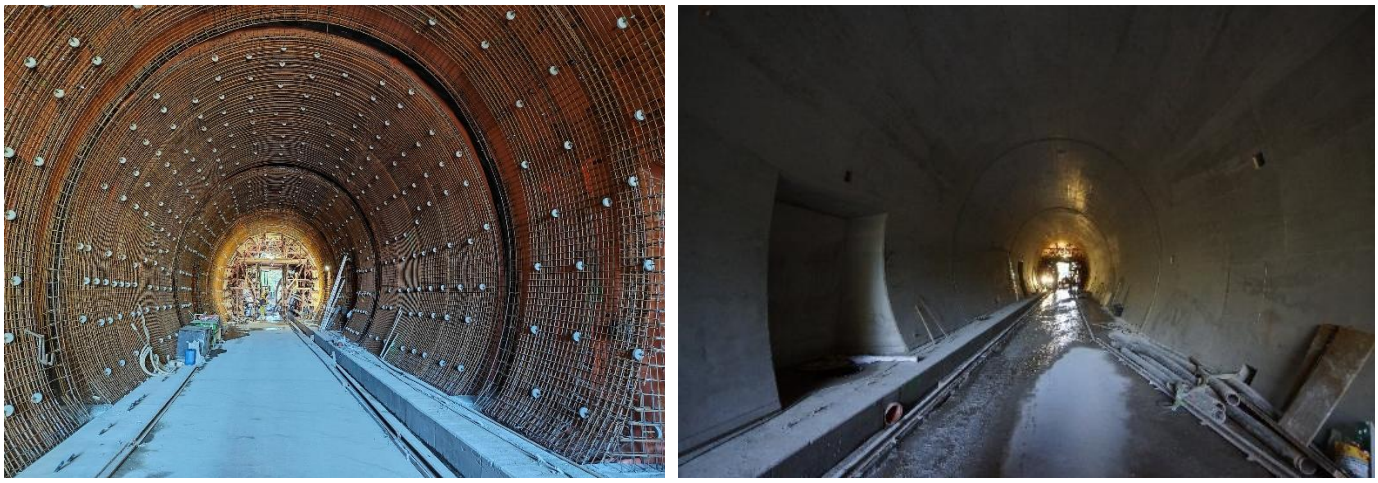
To komplikovalo jak dopravu materiálu, tak montáž plošiny pro upevnění hydroizolační fólie a armování sekundárního ostění i posuvného bednění.

Před zahájením prací na rozšiřování výrubu tunelu muselo dojít k demontáži vysokopevnostních sítí, zajišťujících nestabilní líc skalních zářezů před portály, demolici historických portálů a rozšíření skalních zářezů tak, aby umožnily zvětšení profilu nového tunelu do požadovaných rozměrů. To vše za přístupu pouze k jednomu portálu, takže přístup k druhému portálu byl možný pouze tunelem. Štěrk vytěžený ze železničního svršku i kolejová pole bylo nutné odvézt na deponie mimo prostor staveniště. Plochy na obnažené pláni železničního svršku sloužily pro odstavení stavebních strojů a jako příjezdová komunikace k portálu. Při zvětšování skalních zářezů před portály se potvrdil předpoklad o výskytu rozpukaného a zvětralého granodioritu. Přesto se podařilo udržet tvar skalního zářezu v projektem předpokládaném tvaru.



Obr. 17 Demolice stávajícího ostění tunelu a zajištění rozšířeného výrubu primárním ostěním

Rozšiřování horninového masivu do projektovaného tvaru nového výrubu zpočátku probíhalo pomocí tunelbagru, dále od portálu se kvalita horniny zlepšila a pro rozpojování bylo nutné použít trhací práce. Práce postupovaly směrem od Tanvaldského portálu. K udržení tvaru líce primárního ostění pomohly výztužné příhradové rámy i ocelové sítě (viz obrázek č. 17). Práce na rozšiřování profilu tunelu byly dokončené v polovině června 2025 a ihned byly zahájeny práce na betonáži spádového betonu na dně tunelu a betonáž patek sekundárního ostění, které sloužily pro pojezd plošiny pro upevnění hydroizolace a montáž samonosné výztuže sekundárního ostění. Za patky ostění byla uložena boční tunelová drenáž a do prostoru nouzových výklenků šachty na čistění boční tunelové drenáže s odbočením do drenáže pro odvodnění pláně železničního svršku. Bednící vůz pro betonáže sekundárního ostění musel být do prostoru před portálem spuštěn po částech jeřábem z prostoru nad portálem a na místě smontován. Montáž probíhala vzhledem ke stísněným podmínkám částečně v tunelu. Zatímco izolatérské a armovací práce probíhaly směrem od Tanvaldského k Libereckému portálu, betonáže sekundárního ostění, která započala 12.8.2025 probíhala dovrchně od Libereckého k Tanvaldskému portálu (viz obrázek č. 18).



Obr. 18 Výztuž a betonáž sekundárního ostění

Celkem bylo vybetonováno 9 bloků betonáže délky 10 m. Sekundární ostění tloušťky 300 mm bylo v celé délce tunelu vyztužené a prováděné z betonu C 25/30 XC1 XF1. Portálové pasy P1 a P2 byly navržené z betonu odolného proti průsakům C 25/30 XC2 XF3 XA1. Rubové bednění portálových pasů částečně tvořilo falešné primární ostění. Protože prostor mezi falešným primárním ostěním a skalním svahem byl tak úzký, že by zásypový materiál nebylo možné hutnit, byl prostor vyplněn popílkocementovou směsí. Ty byla opět za falešné primární ostění čerpána z cisteren stojích nad portálem. Po dokončení sekundárního ostění byly vybetonované po obou stranách tunelu nové kabelovody a služební chodníky, zataženy kabely sdělovacího a zabezpečovacího zařízení a zprovozněno nouzové osvětlení. Nové portály bylo v duchu původních historických portálů obloženy přírodním kamenem a shora položeny kamenné římsy. Do dokončení vnitřního vybavení tunelu, instalaci bezpečnostního značení a obnově železničního svršku byl tunel 15.9.2025 uveden do zkušebního provozu.

15. PŘEDPOKLADY PROJEKTU A SKUTEČNOST

Pro ověřování předpokladů návrhu technického řešení probíhala po celou dobu výstavby měření a sledování geotechnického monitoringu. Po řízené demolici stávajícího ostění historického tunelu se ukázalo, že líc výrubu prováděný technikou odpovídající konci 19. století byl nad očekávání přesný a prostor za ostěním i objem zakládky byl minimální. Na svahy skalních zářezů byly osazeny body pro sledování jejich případných prostorových pohybů. Stejně tak se v tunelu při ražbě osazovaly měřické profily pro měření 3D deformací primárního i sekundárního ostění, prováděla se geologická dokumentace svahů skalních zářezů i líce výrubu rozšířeného profilu tunelu. I přes malou výšku nadloží a dlouhodobé průsaky povrchové vody puklinovým systémem do historického tunelu, který tvořil obrovský drén, byl při rozšiřování horninový masiv stabilní. Nedocházelo k nadměrným nadvýrubům a deformace výrubu se pohybovaly pod očekávanými hodnotami v řádu jednotek mm. I když vzorky horniny odebrané z jádrových vrtů avizovaly spíše zvětralou horninu nízkých pevností, bylo při

rozšiřování výrubu nutné použít trhací práce. Obavy z nadměrného rozevření diskontinuit a nebo vypadávání skalních bloků z líce nového výrubu se nepotvrdily.

16. ZÁVĚR

Vstupní výrobní výbor projektu rekonstrukce Dolnolučanského tunelu se konal koncem ledna 2021. Zpracování projektu trvalo téměř 4 roky, tunel byl pak postaven za cca 5 měsíců. Návrh technického řešení Dolnolučanského tunelu si v průběhu projektování vyžádal posouzení celé řady variant. Navržené varianty zohledňovaly aktuální stupeň poznání a dostupné podklady, definovaly nejistoty spojené se úrovní znalostí o stávajícím konstrukčním řešení tunelu a horninovém masivu. Bylo nutné posoudit rizika vyplývající z uvedených nejistot a navrhnout takový způsobu rekonstrukce, který by zjištěná rizika ovlivnila jen minimálně. Původní představy o utěsnění spár mezi bloky stávajícího ostění a obnovení hydroizolační funkce ostění se v průběhu času změnily v rozhodnutí o kompletní přestavbě a vytvoření nového tunelu, který splňuje všechny technické i bezpečnostní standardy aktuálních norem a předpisů. Navržené technické řešení, které bylo předloženo jako Záměr projektu, splňovalo všechna kritéria požadovaná objednatelem v zadávací dokumentaci. Bylo však zpracována bez znalosti kvality horninového masivu za obezdívkou i tvaru výrubu historického tunelu. Proto byla navržena stříkaná hydroizolační membrána a systém zajištění stability výrubu respektující případné nadvýruby při ražbě historického tunelu. Teprve doplnění geotechnického průzkumu v dalším stupni projektové dokumentace umožnilo návrh technického řešení upřesnit a použít pro zajištění vodonepropustnosti tunelu standardní hydroizolační fólii.

Výstavba nového tunelu je oproti původně zamýšlenému rozsahu rekonstrukce výrazným kvalitativním posunem. Nový tunel plně obnovuje hydroizolační i drenážní systém tunelu, umožňuje vedení kapacitních kabelovodů, zajišťuje bezpečnost zaměstnanců správce tunelu vytvořením záchranných výklenků, umožňujících úkryt při kontrole tunelu za provozu, a zvyšuje životnost tunelu na 100 let. Počáteční výše investice bude snižována úsporou provozních nákladů spojených s údržbou tunelu. Zvolené stavební postupy respektovaly požadavky na ochranu přírody a krajiny a vzhled portálů s použitím přírodního kameniva citlivě zasazuje moderní konstrukci tunelu do rázu krajiny. Investorem rekonstrukce je Správa železnic, s. o., dodavatelem stavby je firma SUBTERRA a.s. Autorem dokumentace tunelu od záměru projektu až po realizační dokumentaci je projekční SAGASTA s.r.o.

LITERATURA

KACÍŘ, P. and ČERNÁ VYDROVÁ, L. (2026). Rekonstrukce Dolnolučanského tunelu v trati Liberec – Harrachov. In: Tunel 2/2026.

MAŘÍK, L. (2022). Rekonstrukce Dolnolučanského tunelu a proces rozhodování při návrhu technického řešení. In: Stavebnictví 10/2022, pp 50-58

Sachstandbericht 2011 „Sanierung von Eisenbahntunneln“, STUVA-Arbeitskreis „Tunnelsanierung“, Sonderausgabe TUNNEL, Bauverlag BV GmbH, Gütersloh/D. 2011.

Sanace tunelů, Metodická příručka pro přípravu sanací tunelů, Výzkumný projekt VaV – TAČR, TA03030851 Sanace tunelů – technologie, materiály a metodické postupy. Horák V., Matějíček J., Lacina J., Amberg Engineering Brno, a.s. 03/2016

Stavebně geologické posouzení Dolnolučanského tunelu a přilehlých předzářezů na trati Liberec – Tanvald, GEOTEST Brno, 06/1989.

Ing. Libor Mařík

SAGASTA s.r.o.

libor.marik@sagasta.cz

ZAJÍMAVOSTI Z VÝSTAVBY KOLEKTORU HG A TS20 NA LETIŠTI VÁCLAVA HAVLA V PRAZE

R. Bernard, I. Kohoušek.
SG Geotechnika, a.s., Prague, Czech Republic.

ABSTRAKT: Samotný projekt řeší efektivní a optimální uložení kabelové a potrubní infrastruktury v souvislosti s velkým počtem plánovaných projektů budoucího správce areálu letiště v Praze. Výstavba kabelového kolektoru Hangár G a napojené trafostanice TS20 představuje strategickou podzemní infrastrukturu pro rozvoj pražského letiště. Kolektor o celkové délce nepatrně přesahující 600 m kombinuje ražený úsek realizovaný metodou NRTM s hloubenou částí v otevřené stavební jámě, s cílem efektivně a bezpečně vést potřebné kabely a potrubí při plném provozu letiště. Součástí stavby je také zmiňovaná trafostanice TS20, zajišťující energetické napojení technologické infrastruktury. Článek popisuje geologické a geotechnické podmínky, technologický postup výstavby, bezpečnostní opatření a koordinaci podchodu pod komunikacemi a inženýrskými sítěmi z pohledu zástupců TDS. Největší výzvou bylo minimalizovat rizika při nízkém nadloží (4.2–6 m) a ve zvětralých slínovcích. Optimalizace postupu ražby včetně úpravy definitivního ostění a hloubené části přinesla časovou a finanční úsporu, zatímco geotechnický monitoring potvrdil bezpečnost a stabilitu konstrukce. Realizace projektu dokládá vhodnost kombinace ražené a hloubené technologie při zachování provozní bezpečnosti a minimálních dopadů na okolí. V rámci projektu se investor rozhodl nasadit metodu BIM (informační modelování/management staveb) již od fáze projektové přípravy, včetně samotné realizace výstavby kolektoru a trafostanice.

1. ÚVOD

Na konci listopadu roku 2024 byla podepsána smlouva mezi objednatelem a hlavním dodavatelem stavby kolektoru Hangár G (dále HG) a Trafostanice TS20, jejímž cílem je zlepšení budoucí infrastruktury na největším letišti v ČR. Neprodleně v prosinci téhož roku byly zahájeny archeologické a přípravné práce pro výstavbu tohoto projektu tak, aby mohla být tato část kolektoru uvedena do provozu na konci léta roku 2026.

Objednatelem tohoto projektu je státem vlastněná organizace Letiště Praha, a.s., hlavním dodavatelem stavby je Metrostav CZ s.r.o. Generálním dodavatelem projektové dokumentace je projekční společnost INGUTIS, spol. s r.o. Při výstavbě ražené části v rámci ČPHZ provádí činnost báňského projektanta společnost SAGASTA s.r.o. Technický dozor investora zajišťuje sdružení firem SGS Czech Republic, s.r.o. (lídr sdružení), SG Geotechnika, a.s., Pragoprojekt, a.s. a INFRAM, a.s. Je rovněž vhodné doplnit, že hlavní realizační činnosti při výstavbě kolektoru HG a trafostanice TS 20 provádí následující poddodavatelé. Veškeré armovací a betonářské práce v hloubené části realizuje HOCHTIEF CZ, a.s., veškeré zemní práce zajišťuje BIGGEST s.r.o. a ražby kolektoru včetně vybudování definitivního ostění kolektoru provádí stavební firma POHL cz, a.s.

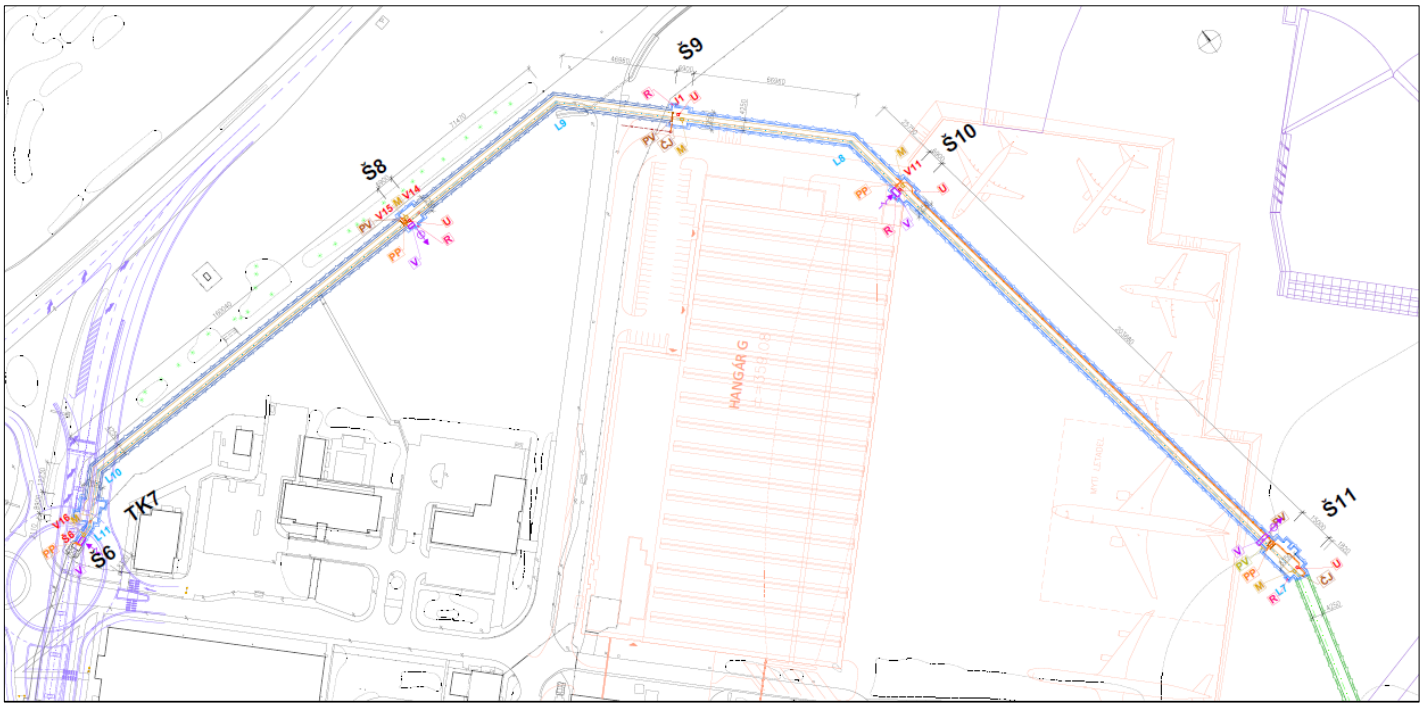
1.1 STRUČNÉ ŘEŠENÍ PROJEKTU, JEHO ÚČEL A DŮVODY

Úvodem je vhodné zmínit, že vlastník pražského letiště v současnosti připravuje velké množství projektů v rámci jeho dopravního rozvoje. Nově budovaný kolektor v areálu mezinárodního letiště v Praze by měl v budoucnu sloužit jako strategická podzemní trasa pro vedení technické infrastruktury mezi terminály T1 a T2 vedoucí po úplném dokončení až k terminálu T3. Jakmile bude celý kolektor s napojenou samostatnou velkokapacitní trafostanicí TS20 dokončen, bude možné v budoucnu minimalizovat zásahy do povrchů letiště, zajistit přístupnost pro údržbu a rozvoj technologií a v neposlední řadě zvýšit provozní spolehlivost a bezpečnost napájení hangárových objektů. Projekt kolektoru je investorem rozvržen do několika etap. V současnosti se buduje první úsek o délce přibližně 600 m, přičemž někdy

na konci současné dekády se předpokládá jeho pokračování směrem k terminálu T3, tj. dále na jihovýchod od Š11.

Tento příspěvek pojednává o výstavbě nové trasy kolektoru „stavby 1 - Hangár G-kolektor“, která navazuje na již provozovanou trasu „Kolektor HTS-Terminál - 2.etapa“ v napojení na stávající šachtu Š6 (dříve Š5). Na opačné straně dojde prostřednictvím budované šachty Š11 (v blízkosti zpevněné plochy budoucího Hangáru G) k propojení se „stavbou 2 - Kolektor Sever – Jih“, vedoucí směrem k zmiňovanému terminálu T3. Stavbou kolektoru bude propojen hlavní páteřní tah inženýrských sítí mezi severní a jižní části areálu letiště Praha Ruzyně (od T1 a T2 k T3). Výstavba probíhá za plného provozu letiště.

Současná etapa výstavby kolektoru HG a TS20 je tedy situovaná na severovýchodním okraji zástavby celého komplexu letiště a jeho ochranném pásmu a napojuje se na již stávající kolektor u HTS (hlavní trafostanice) v šachtě Š6. Část stavby je umístěna ve veřejně přístupném prostoru letiště u ulice K letišti. Zde v místě napojení na stávající kolektor je budována Technická Komora (TK7), z níž je zahájena výstavba kolektoru HG v podzemí razící metodou NRTM (Nová Rakouská Tunelovací Metoda). Po necelých 300 m přechází trasa v nově hloubené šachtě Š9 do hloubené části kolektoru, jenž končí v nově vybudované šachtě Š11, odkud bude celý kolektor přes propojovací chodbu spojen s novou trafostanicí TS20. Celý koncept projektu a propojení se stávající infrastrukturou ukazuje situace na Obr. 1. Hloubená část kolektoru byla zahájena v neveřejné prostoru letiště (zóna SRA), avšak v průběhu stavby byla z důvodu bezpečnostních pravidel letiště ze zóny SRA dočasně vyňata.



Obrázek 1: Situace stavby kolektoru HG (SOCHŮREK, J.; ŠVEC. 2025)

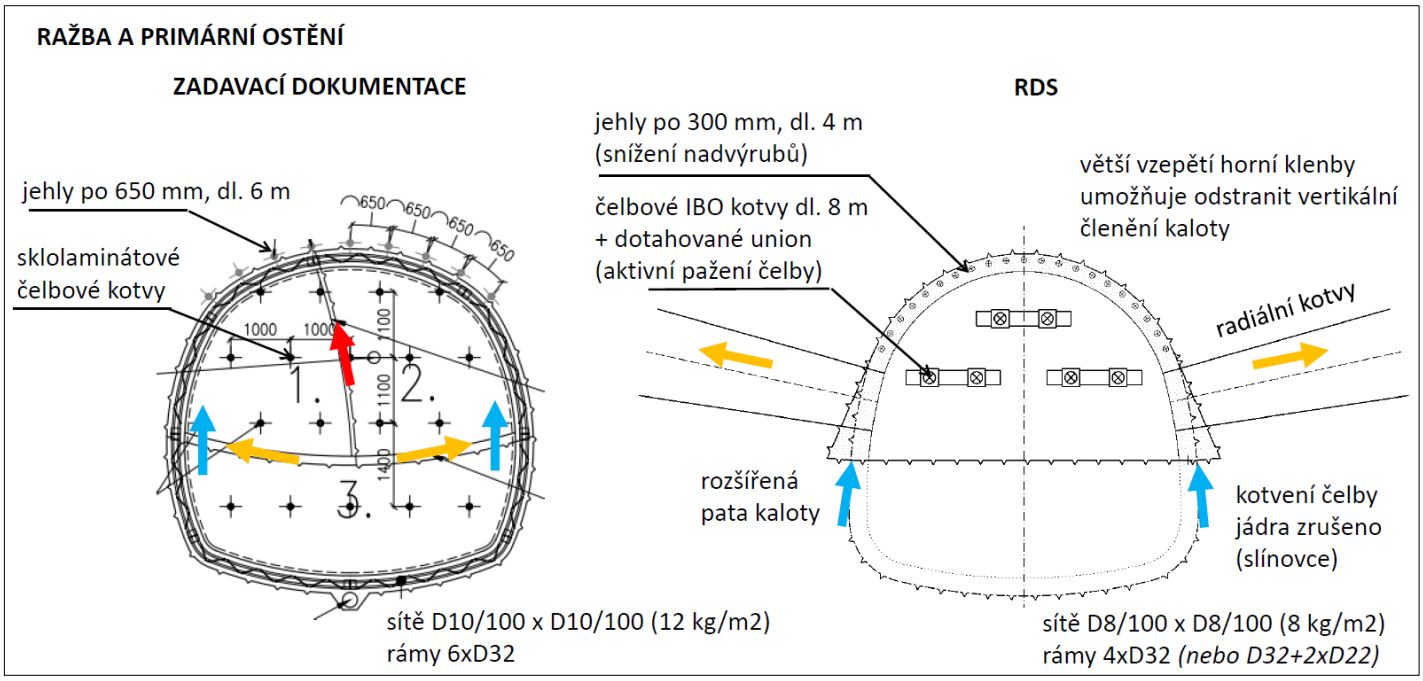
2. PROJEKČNÍ ŘEŠENÍ A GEOLOGICKÉ PODMÍNKY STAVBY

2.1 PŘÍPRAVA PROJEKTU A ZMĚNY VEDOUCÍ K OPTIMALIZACI ŘEŠENÍ

Projekt výstavby kolektoru Hangáru G je budován dvěma rozdílnými metodami. Jedna část je realizována v podzemí ražbami metodou NRTM, a to z důvodu křížení několika inženýrských sítí, jejichž přeložení by bylo technicky i provozně komplikované (plyn, vodovod, kanalizace apod.), a rovněž z důvodu křížení frekventované letištní veřejné komunikace, která obsluhuje komplex T1 a T2. Druhá část kolektoru je prováděna pomocí otevřené hloubené svahované stavební jámy, kde byla konstrukce kolektoru vybetonována na základové desce a posléze zasypána. Ohledně rozměru konstrukce kolektoru, v úseku mezi šachtami Š9 – Š8 – Š6 (napojení na TK7) je kolektorová trasa navržena jako ražená v profilu o vnitřních rozměrech definitivního ostění 4.25 x 4.10 m. Úseky mezi šachtami Š9 – Š10 – Š11 jsou

realizovány z povrchu, kolektor je zde projekčně navržen jako uzavřený železobetonový tubus o vnitřních rozměrech 4.25 x 3.6 m.

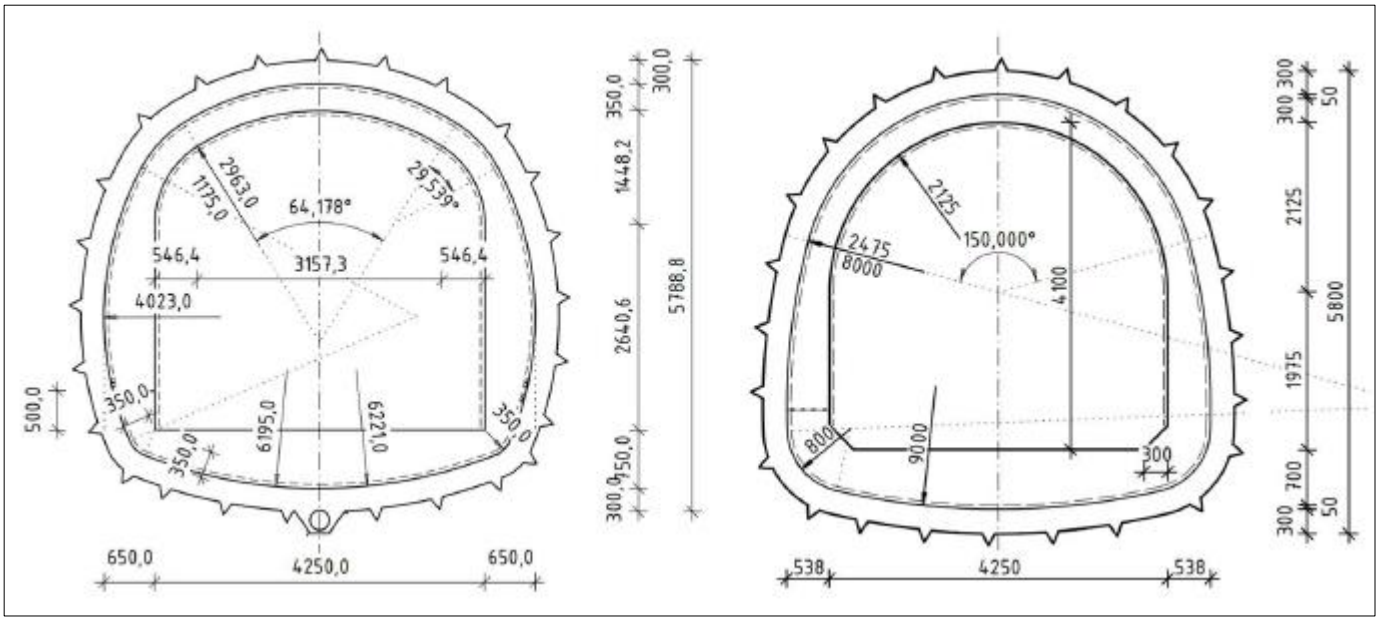
Při zahájení výkopových prací (v 02/2025) a po vyhodnocení všech dostupných informací o geotechnických podmínkách v trase kolektoru představil hlavní dodavatel stavby optimalizaci projektu pro realizaci ražeb v primárním i sekundárním ostění, obdobně pak i optimalizaci postupu výstavby kolektoru z povrchu. V obou případech se jednalo o zjednodušení postupu výstavby oproti zadávací dokumentaci. Významným přínosem uvedených změn byly časové a finanční úspory. V prvním případě se jednalo jednak o optimalizaci postupu ražby a realizace primárního ostění, jednak návrh dodavatele obsahoval optimalizaci tvaru příčného řezu kolektoru a s ním souvisejících dimenzí sekundárního ostění. Hlavním zjednodušením konstrukce primárního ostění při ražbě s využitím principů observační metody byla změna členění ražby kaloty ze dvou dílčích výrubů na jeden, tedy odstranění vertikálního členění kaloty. Dále byla novým projekčním řešením odstraněna protiklenba v kalotě a současně došlo ke změně dimenze výztužných rámů primárního ostění ze čtyř prutů na tři. Optimalizovaný návrh ražeb obsahoval i změnu kotvení a pažení čelby, který byl dále optimalizován (odlehčen) v rámci principů observační metody i při samotné ražbě (Obr. 2). V neposlední řadě byl pro realizaci oproti původnímu návrhu odstraněn plánovaný průzkumný horizontální vrt délky 20 m.



Obrázek 2: Optimalizace/změna primárního ostění kolektoru (BALÁŽ, M.; MAŘÍK, L. 2025)

Cílem optimalizace tvaru příčného řezu kolektoru a tloušťky jeho ostění bylo zmenšení teoretické plochy výrubu a dosažení příznivějšího tvaru primárního ostění, který lépe vzdoruje zemnímu tlaku, zvyšuje stabilitu díla při ražbě a snižuje tak riziko vzniku mimořádné události.

Hlavním cílem optimalizovaného návrhu definitivního ostění bylo především zajištění příznivějšího namáhání konstrukce a snížení rizika vzniku trhlin v sekundárním ostění, neboť ostění kromě nosné funkce zajišťuje i vodotěsnost kolektoru. Vznik trhlin, které je možné sanovat pouze na líci ostění, může mít vzhledem k riziku koroze výztuže negativní vliv nejen na vodotěsnost, ale především na životnost nosné konstrukce, která je navrhována na životnost 100 let. Minimální hodnoty tloušťky primárního a sekundárního ostění se oproti zadávací dokumentaci nezměnily. Jedním z fragmentů nově navrženého sekundárního ostění je příznivá změna spočívající v tom, že poloměry oblouků 3 613 mm a 1 825 mm byly nahrazeny pouze jedním obloukem o poloměru 2 125+350+300 = 2 775 mm. Pro názornost je na dalším Obr. 3 uveden rozdíl mezi optimalizovaným návrhem definitivního ostění v ražené části kolektoru a řešením dle ZDS.



Obrázek 3: Příčný řez kolektorem, vlevo původní návrh, vpravo optimalizované řešení (BALÁŽ, M.; MAŘÍK, L. 2025)

2.2 GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY OBLASTI

Na geologické stavbě zájmového území se podílejí horniny svrchního proterozoika a staršího paleozoika (povrch břidlic ordoviku v hloubce 30 až 43 m pod terénem), sedimenty křídy a dále uloženiny kvartéru. Sedimenty křídy jsou zastoupeny vrstvami cenomanských a turonských pískovců, jílovců a spongilitů. V rámci cenomanské sedimentace se jedná o perucké vrstvy (jílovce a pískovce), a nadložní korycanské vrstvy marinního původu (pískovce). Počátkem spodního turonu došlo k sedimentaci spongilitických slínovců (opuk) bělohorského souvrství. Turonské slínovce tvoří povrch skalního podloží v celém zájmovém území. Jejich báze se nachází v hloubce mezi 19 až 28 m pod terénem a jejich povrch mezi 1.0 až 8.0 m pod terénem (převážně okolo 5 m).

Slínovce jsou různorodě zvětralé (mrazově). Nepravidelně se střídají polohy rozložených slínovců, tvořené střípky a zvětralými úlomky s jílovitou mezerní hmotou, s polohami zvětralých slínovců, které jsou málo pevné, hustě rozpukané s převážně otevřenými puklinami s jílovitou výplní. V hloubce cca 2 m od povrchu skalního podloží se začínají vyskytovat polohy navětralých slínovců, které jsou pevné, deskovitě odlučné, s převážně sevřenými puklinami. V navětralých slínovcích se nepravidelně vyskytují decimetrové polohy zdravých, velmi pevných prokřemenělých spongilitů. Křídové horniny jsou v zájmovém území silně rozpukané. Dle archivních zdrojů jsou slínovce rozčleněny dvěma systémy puklin směru Z–V a SSZ–JJV.

Uloženiny kvartéru pokrývají celé zájmové území (v předmětném úseku ražby v mocnosti převážně okolo 5 m) a jsou zastoupeny eolickými a eolickodeluviálními sedimenty různého stáří. Eolickodeluviální kamenitohlinité a jílovitohlinité sedimenty jsou překryty mladšími eolickými sedimenty, zastoupenými vátými sprašemi a sprašovými hlínami s úlomky hornin. Povrch území tvoří humózní vrstva mocnosti 0.4 až 0.6 m, případně navážky či stávající zpevněné plochy.

Hladina křídových zvodní je mírně napjatá a nachází se v hloubce cca 22 až 28 m pod terénem. Severní oblast území (cca část mezi šachtami Š9 a TK7) je odvodňována ve směru SSV do údolí Únětického potoka. Průzkumnými vrty ani ražbou nebyla hladina podzemní vody do úrovně 342 m n.m. (nejnižší kóta počvy v celé trase kolektoru) zastižena, ojediněle byla zjištěna pouze zvýšená vlhkost na puklinách. Jílovité zvětrání a obdobná výplň puklin nedovolují zvýšenou infiltraci srážkových vod a jejich malá propustnost nedovoluje vznik rozsáhlejších zvodní.

2.3 RELIZOVANÝ GEOTECHNICKÝ MONITORING

Geotechnický monitoring (dále jen GTM) byl navržen a realizován v souladu s principy observační metody NRTM s cílem průběžně ověřovat předpoklady projektové dokumentace, sledovat chování horninového masivu a včas identifikovat případné nepříznivé jevy spojené s nízkým nadložím ražené

části kolektoru. Zvláštní důraz byl kladen na minimalizaci vlivů ražby na povrchová zařízení letiště a na křížené inženýrské sítě.

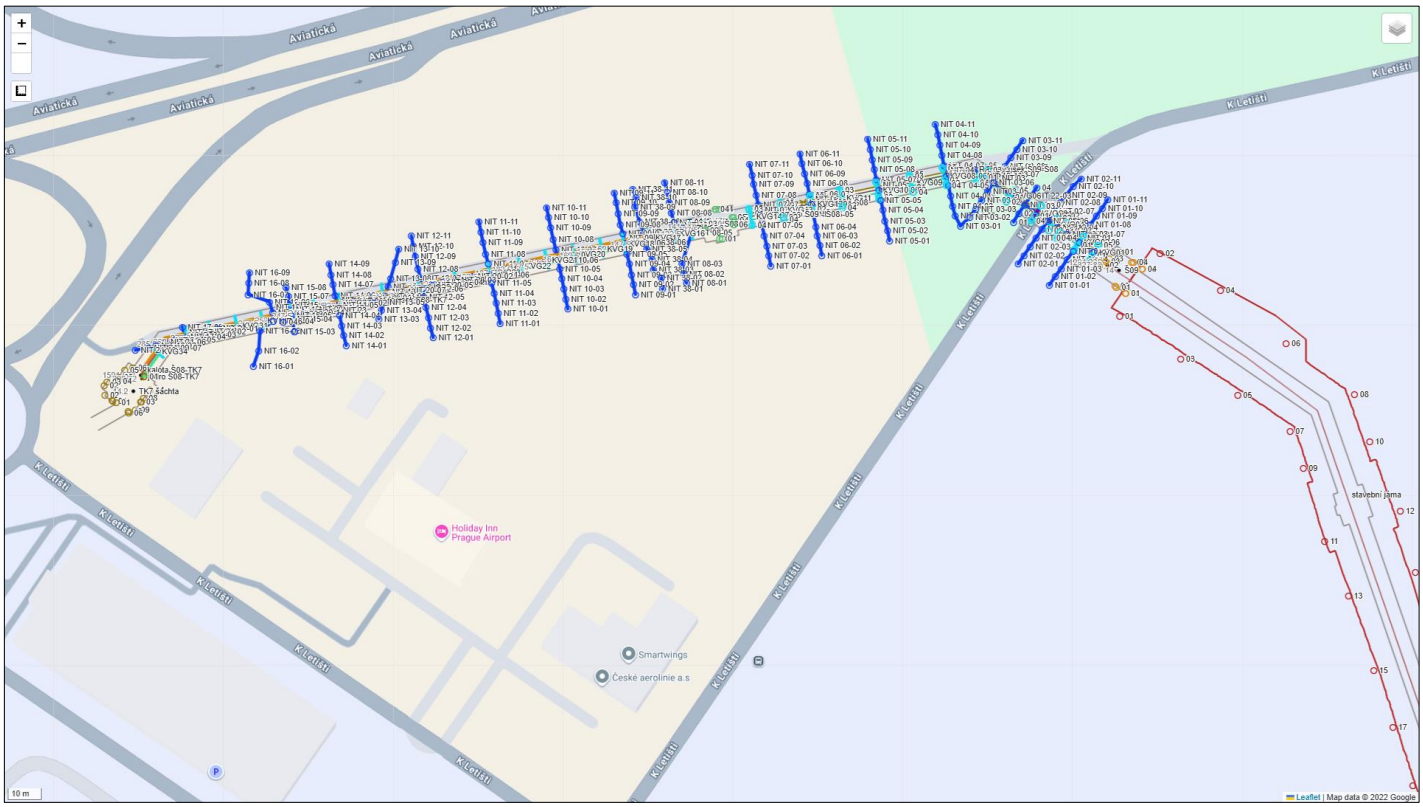
Kontrolní sledování při ražbě zahrnovalo zejména:

- sledování konvergencí primárního ostění,
- IG dokumentace čelby a vizuální kontrola ostění,
- měření deformací povrchu terénu,
- sledování sedání ovlivněných konstrukcí (včetně šachet) a komunikací,

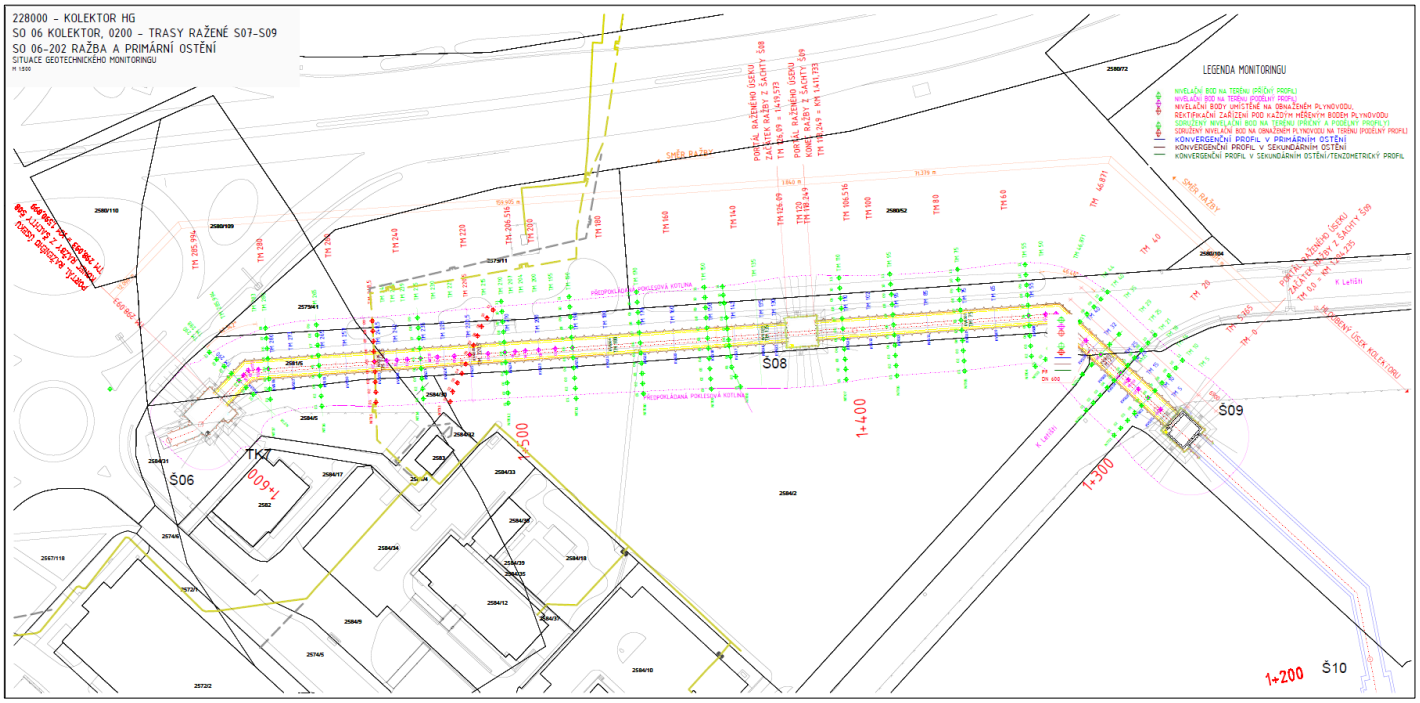
Na následujícím Obr. 4 je uvedena ilustrační situace GTM mapového rozhraní (GIS) z Informačního Systému Monitoringu (ISM), který byl na tomto projektu využit poskytovatelem GTM. Jednotlivá měření probíhala v pravidelných intervalech, které byly zpřesňovány v závislosti na aktuálním vystrojení výrubu a vzdálenosti čelby od sledovaného profilu. Naměřené hodnoty byly průběžně vyhodnocovány a porovnávány s předem stanovenými mezními hodnotami. V žádném případě nebyly zaznamenány hodnoty, které by vyžadovaly aktivaci havarijních scénářů. Jelikož zastižené prostředí různě zvětralých slínovců bez zastižených přítoků vody bylo ve většině případů dočasně stabilní, při interakci mezi všemi zúčastněnými partnery docházelo naopak i při samotné ražbě k odlehčování výstroje primárního ostění, případně k mírnému prodloužení záběru na čelbě. Na Obr. 5 je dále pro přehlednost uvedena situace GTM ražené části kolektoru, tak jak ji vytvořil zhotovitel GTM (KOSTOHRYZ, O., 2025)

Velká pozornost byla věnována rizikovým úlohám, které čítaly podchod ražbou pod veřejnou komunikací, a především dvojnásobný podchod kaloty pod plynovým potrubím (VTL a STL), které jsou lokalizovány v místě, kde nadloží činilo necelých 5 m. V těchto místech nebylo samozřejmě aplikováno odlehčené vystrojení navržené během ražeb báňským projektantem.

Výsledky monitoringu potvrdily správnost zvoleného technologického postupu i optimalizovaného návrhu primárního a sekundárního ostění. Chování horninového masivu odpovídalo předpokladům a deformace zůstaly v mezích přípustných hodnot, což umožnilo plynulé pokračování ražeb bez nutnosti dodatečných sanačních opatření. Výsledky geotechnického monitoringu byly zároveň klíčovým podkladem pro rozhodování o rozsahu optimalizací primárního ostění během ražby a v neposlední řadě sloužily jako podklad pro finalizaci návrhu sekundárního/definitivního ostění kolektoru.



Obrázek 4: Situace GTM z ISM SIISEL použitý na projektu; https://siisel.cz/Project/Edit/55#gis-map



Obrázek 5: Situace GTM ražené části kolektoru dle projektu GTM (KOSTOHRYZ, O., 2025)

2.4 IDENTIFIKACE RIZIK

Identifikovaná rizika byla v průběhu přípravy i realizace stavby průběžně vyhodnocována a řízena prostřednictvím kombinace technických, organizačních a bezpečnostních opatření. Klíčovým prvkem bylo uplatnění principů observační metody při ražbě, které umožnilo operativně reagovat na skutečně zastižené geotechnické podmínky, zejména v úsecích s nízkým nadložím a výskytem rozložených slínovců. Zvýšená pozornost byla věnována raženým úsekům pod frekventovanou letištní komunikací a v blízkosti strategických inženýrských sítí, kde byla přijata opatření směřující k omezení deformací horninového masivu a minimalizaci vlivů na povrch. Rizika spojená s logistikou a pohybem techniky v areálu letiště byla eliminována důslednou koordinací se zástupci investora a provozovatele letiště, jasným vymezením pohybových tras a režimovými opatřeními v zónách SRA a NON SRA. U hloubené části kolektoru byla stabilita dočasně svahované stavební jámy zajištěna souborem opatření, jako např. vhodnou geometrií svahů, průběžnou kontrolou jejich stavu a přizpůsobováním postupu výstavby aktuálním geotechnickým podmínkám.

Komplexní přístup k identifikaci a řízení rizik byl jedním z rozhodujících faktorů, které umožnily realizaci ražené části kolektoru bez mimořádných událostí a při zachování plného provozu letiště.

3. REALIZACE KOLEKTORU – ZAMĚŘENÍ NA RAŽENOU ČÁST

3.1 POSTUP RAŽENÉ ČÁSTI VČETNĚ PŘÍPRAVY

Ražená část dosahuje délky 299 m, zbylá část kolektoru je budována v otevřené hloubené stavební jámě. Raženou část, zahájenou v červnu 2025, ohraničují budované šachty TK7, která je napojena na Š6, a Š9. Od Š9 až po šachtu Š11 je kolektor budován ve svahované hloubené části. Pro ražbu byla navržena u nás nejvíce používaná konvenční mechanizovaná ražba (NRTM) s výstavbou provizorního a definitivního ostění. Na základě principů observační metody (resp. skutečně zastižených geotechnických vlastností hornin a zemin) byly upřesňovány předpokládané rozsahy navržené třídy NRTM. Ražba byla členěna horizontálně na kalotu a opěří se spodní klenbou. Provizorní ostění bylo navrženo ze stříkaného betonu, KARI sítí a příhradových rámů v osových vzdálenostech odpovídajících skutečně zastiženým geologickým podmínkám. Ražený profil tunelu o ploše 29 m je podkovovitého tvaru se spodní klenbou a má rozměry 5.9 x 5.8 m. Definitivní konstrukce kolektoru je navržena z vodostavebního betonu a byla prováděna pomocí pojízdného bednění v blocích o délce 10 m. Ražená část kolektoru prochází pod nadložím necelých 6 m, při napojení do TK7 se nadloží vlivem sklonu kolektoru snižuje a dosahuje

výrazně méně než 5 m, což s sebou přinášelo různá rizika při výstavbě. Prorážka ražené části v kalotě mezi šachtami Š9 a Š8 se uskutečnila v první dekádě měsíce října. Následné dokončení ražeb kaloty prorážkou do TK7 bylo realizováno o zhruba měsíc později, v listopadu 2025. Následně bylo zahájeno budování definitivního ostění dle aktualizovaného projektu.

Pro úspěšné zahájení ražeb musely být nejprve vyhloubeny a následně zajištěny projektované šachty Š8 a Š9 s hloubkou přesahující dno kolektoru. Nakonec z důvodu komplikovaných přeložek všech inženýrských sítí byla realizována Technická Komora TK7, v místě napojení na dříve vybudovanou část kolektoru (šachta Š6). Všechny tyto šachty byly dočasně zajištěny pomocí záporových stěn s železnými převážkami, dřevěným pažením a lanovými kotvami ve třech úrovních. Jako první byla zajištěna šachta v přístupné části stavby (mimo SRA), aby zde mohla být začátkem června zahájena ražba směrem k TK7. Posléze se dokončila v dočasné konstrukci šachta Š9, aby i zde v červenci roku 2025 mohly být realizovány ražby další osádkou dodavatele. Podzemní práce byly na všech výrubech prováděny v režimu 24/7, aby čelba postupovala dle RDS plynule a bylo možné využít výhody NRTM. Až v říjnovém termínu byla vzhledem ke zmiňovaným komplikacím zajištěna TK7, která byla právě včas připravena pro spojení s raženým kolektorem.

Významným faktorem úspěšné realizace byla úzká spolupráce mezi zhotovitelem, báňským projektantem a technickým dozorem investora. Díky operativnímu vyhodnocování skutečně zastižených podmínek bylo možné flexibilně upravovat technologické postupy ražby při zachování bezpečnosti díla i okolního prostředí.

3.2 PRŮBĚŽNÁ ČINNOST ČLENŮ TDS

Při výstavbě projektu byl investorem zasmluvněn tým odborníků – technických dozorů v jednotlivých potřebných specializacích. Jednalo se především o kontrolu kvality betonových konstrukcí, správného postupu při budování elektrických instalací (slaboproud a silnoproud), ekonomickou kontrolu během výstavby, statické posuzování navržených konstrukcí, geotechnická posouzení všech povrchových geotechnických konstrukcí nebo koordinace s BIM modely. Členem týmu technických dozorů byl rovněž specialista na podzemní stavby, jenž dozoroval raženou část, která byla realizována pod dozorem báňské legislativy (ČPHZ – Činnost Prováděná Hornickým Způsobem). Součástí takto strukturovaného týmu dozorů byl i Koordinátor BOZP stavby dle platných předpisů. Vzhledem k tomu, že celý tento projekt byl navržen a realizován v prostředí informačního modelování staveb, byl i specialista – BIM manažer zahrnut do týmu TDS.

Při ražbě byl týmem TDS nastaven kontrolní přístup tak, aby byly průběžně zachyceny všechny cykly při nepřetržitém provozu a samozřejmě aby byla kontrolována kvalita a bezpečnost prováděných prací a kvalita materiálů, včetně aplikace stříkaných betonů. Objednatelem byla ještě před zahájením stavby připravena cloudová platforma společného datového prostředí (CDE) od společnosti Autodesk „Autodesk Construction Cloud“ (ACC) určená pro sdílení dokumentů, řízení úkolů, odstraňování vad a kontrolu verzí projektové dokumentace a modelů během výstavby. Pracovníci TDS dále využívali při své práci digitální stavební deník, kde byly ukládány veškeré záznamy z jejich kontrol a z činností dodavatele. Jednotliví členové supervize kontrolovali a odsouhlasovali postupné dílčí kroky a etapy výstavby, aby projekt pokračoval bez prostojů a v potřebné kvalitě. Zároveň byli důležitým článkem při posuzování změn nastalých z různých potřeb výstavby. Na následujícím obrázcích jsou pro ilustraci uvedeny fotografie z postupu ražby v kalotě (Obr. 6) a v opěří (Obr .7).



Obrázek 6: Nezajištěné čelo kaloty různě zvětralých slínovců při ražbě od šachty Š8 k TK7; (foto autora)

Vedle běžné kontroly kvality materiálů a provádění konstrukcí zajišťoval tým TDS také průběžné sledování geotechnických a konstrukčních parametrů, vyhodnocoval výsledky geotechnického monitoringu, vyjadřoval se k úpravám postupu ražby a koordinoval činnosti všech účastníků stavby, včetně poddodavatelů. TDS rovněž zajišťoval dodržování legislativních a bezpečnostních předpisů (rovněž v rámci ČPHZ), včetně kontrolního schvalování odlehčeného i definitivního ostění kolektoru. Klíčová byla role při operativní komunikaci mezi báňským projektantem, zástupcem investora a zhotovitelem, což umožnilo flexibilní reakce na skutečně zastižené geotechnické podmínky, minimalizovalo rizika a zajistilo plynulý postup výstavby ražené části kolektoru.



Obrázek 7: ražba opěří kolektorového tunelu ze šachty Š8 k technické komoře TK7; (foto autora)

3.3 PŘÍSTUP BIM

Jedním z hlavních cílů využití metody BIM bylo vytvoření projektového informačního modelu (PIM), jehož nedílnou součástí jsou digitální modely stavby – BIM modely (obsahující 3D geometrii a připojené

alfanumerické informace). Komunikace mezi všemi účastníky projektu probíhala řízeným způsobem pomocí společného datového prostředí ACC, které zajišťovalo přesný tok informací a rychlý přístup k aktuálním, tedy platným podkladům. Dalším cílem bylo dosažení efektivní koordinace jednotlivých profesí, řízení změn vznikajících v průběhu výstavby a vytvoření kvalitního podkladu pro budoucí správu a provoz kolektoru. BIM modely byly využívány zejména jako koordinační nástroje při řešení kolizí s existujícími inženýrskými sítěmi a při optimalizaci návrhu konstrukcí kolektoru v návaznosti na skutečně zastižené geotechnické podmínky. V průběhu realizace ražené části byly do BIM modelů průběžně promítány schválené změny projektové dokumentace, vyvolané aplikací observační metody NRTM, zejména úpravy tvaru příčného řezu kolektoru, dimenzí ostění a samotných postupů ražby. Díky tomu bylo možné udržet jednotný a aktuální přehled o technickém řešení stavby pro všechny zúčastněné strany. Významným přínosem BIM přístupu byla také podpora činnosti technického dozoru investora (specializace BIM), který měl k dispozici aktuální digitální model stavby, včetně návaznosti na jednotlivé konstrukční a technologické celky. BIM modely tak sloužily jako doplňkový nástroj při kontrole souladu realizace s projektovou dokumentací, při posuzování změnových řízení a při koordinaci návaznosti jednotlivých stavebních etap, zejména v prostředí aktivního letiště s omezenými možnostmi zásahů do provozu. V neposlední řadě byly BIM modely připravovány s ohledem na budoucí fázi provozu a správy kolektoru. Nyní dokončované digitální modely budou obsahovat strukturovaná data o konstrukčních prvcích, technologických zařízeních a trasách inženýrských sítí. Tato data budou po dokončení stavby sloužit provozovateli letiště jako podklad pro plánování údržby, revizí a dalšího rozvoje technické infrastruktury. Uplatnění BIM přístupu tak představuje důležitý krok k dlouhodobé udržitelnosti a provozní efektivitě podzemních staveb v areálu letiště.

4. ZÁVĚR

Projekt kolektoru Hangáru G a trafostanice TS 20 představuje příklad úspěšné realizace podzemní stavby v extrémně náročných podmínkách provozovaného letiště. Kombinace hloubené a ražené technologie, použití metody NRTM a důsledná koordinace všech účastníků umožňují dosažení vysoké technické úrovně stavby při zachování plynulosti letištního provozu.

Realizace kolektoru HG potvrdila, že i při velmi nízkém nadloží realizované podzemní konstrukce a v prostředí mezinárodního letiště lze s využitím principů NRTM, observační metody a důsledného geotechnického monitoringu dosáhnout bezpečné a ekonomicky efektivní výstavby. Získané zkušenosti jsou přenositelné i na další podzemní stavby obdobného charakteru nejen v oblasti letištní infrastruktury, ale také v podobném urbanizovaném prostředí s vysokými provozními nároky.

5. PODĚKOVÁNÍ (TUČNĚ, VELKÝMI PÍSMENY)

Autoři (zástupci TDS) tímto děkují objednateli stavby, společnosti Letiště Praha, a.s., za umožnění publikování tohoto příspěvku, za dlouhodobou podporu odborné diskuse a za konstruktivní spolupráci při přípravě i realizaci projektu. Poděkování patří rovněž všem zúčastněným subjektům a odborným týmům, které se podílejí na úspěšném provedení stavby kolektoru Hangár G a trafostanice TS20.

LITERATURA

SOCHŮREK, J.; ŠVEC, D. *Statický výpočet, Svahovaná jámy trasy Š9 až Š11*; Ingutis, spol. s r.o.: DPS – Dokumentace pro provádění stavby, Praha, 03/2025.

BALÁŽ, M.; MAŘÍK, L. *Trasy ražené – projekt zpracovaný báňským projektantem – Ražba a primární ostění, Technická zpráva, oddíl 0200*, DPS – Dokumentace pro provádění stavby, Sagasta s.r.o., Praha, 04/2025.

BERNARD, R. Tunel č. 4/2025. *Fotoreportáž z výstavby kabelového kolektoru HG na Letišti Václava Havla v Praze; Praha: Česká tunelářská asociace ITA-AITES a Slovenská tunelárska asociácia ITA-AITES, ISSN 1211 – 0728 (str. 44-45).*

ČESKÁ AGENTURA PRO STANDARDIZACI. *Soubor norem ČSN EN ISO 19650. Organizace a digitalizace informací o stavbách a inženýrských dílech včetně informačního modelování staveb (BIM) – Řízení informací pomocí BIM.* Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2019–2023.

KOSTOHRYZ, O. *Projekt geotechnického monitoringu, TZ.* Stavby pro energetickou infrastrukturu Stavba 1 – Hangár G – Kolektor 228000 – Kolektor HG. GeoTec – GS, a.s., Praha 05/2025.

Titul, jméno, příjmení autora: Ing. Radek Bernard, Ph.D.
Pracoviště: SG Geotechnika, a.s. Praha
E-mail adresa: radek.bernard@geotechnika.cz

Titul, jméno, příjmení autora: Ing. Ivo Kohoušek
Pracoviště: SG Geotechnika, a.s. Praha
E-mail adresa: ivo.kohousek@geotechnika.cz

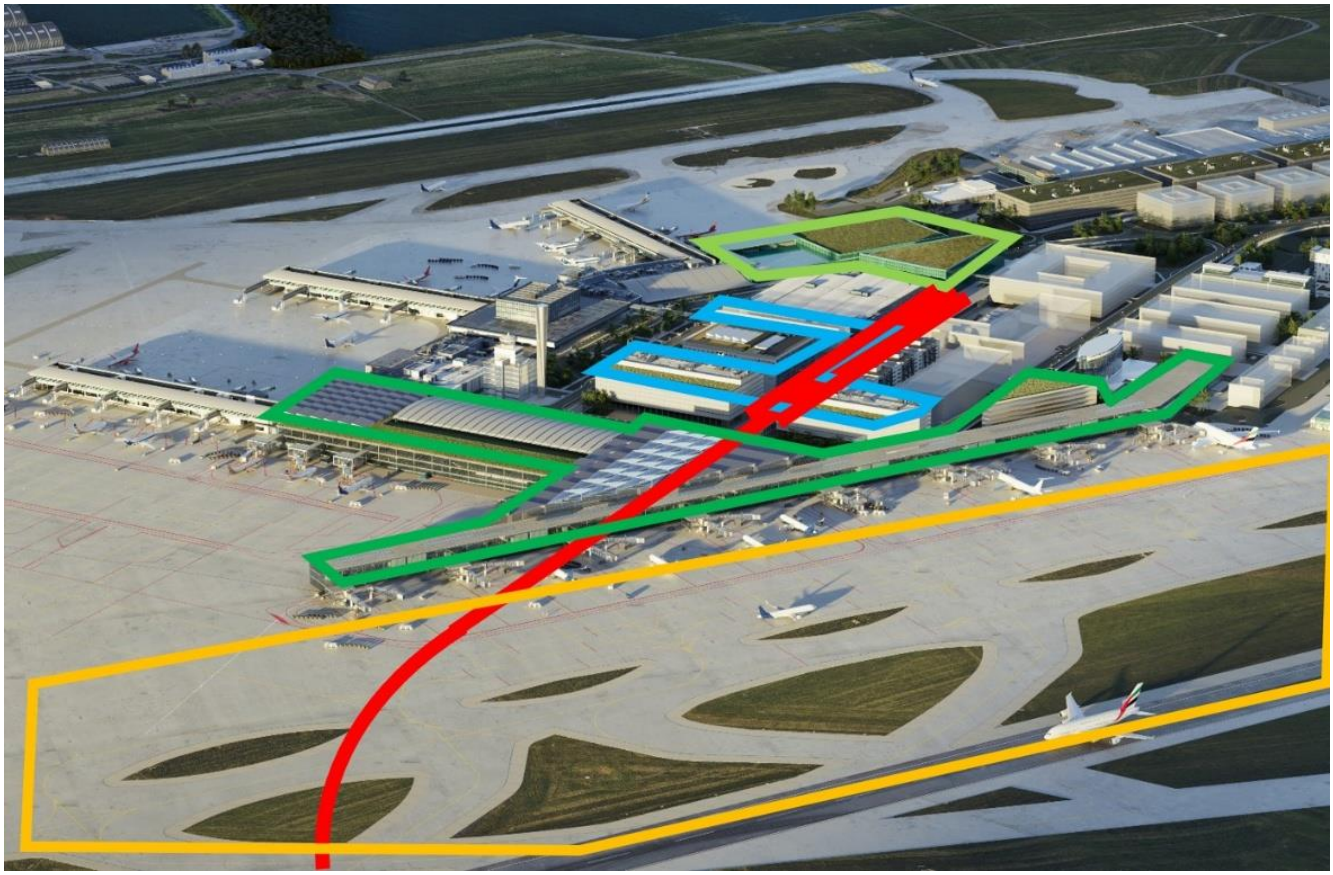
HLOUBENÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY V RÁMCI ROZŠÍŘENÍ KAPACIT TERMINÁLU 2 NA LETIŠTI VÁCLAVA HAVLA

J. Čeněk & T. Parák
V-CON s.r.o., Prague, Czech Republic

ABSTRAKT: Pražské letiště Václava Havla čeká v nadcházejících letech rozsáhlá modernizace s cílem výrazně navýšit jeho kapacity. Jednou ze zásadních součástí této modernizace je i rozšíření terminálových budov, které počítá s výrazným zvětšením budoucích odbavovacích prostor. Nejvíce se to projeví na Terminálu 2, který se rozroste o nový odbavovací hub a o nový prst D. V rámci celé modernizace je také počítáno s novým železničním propojením letiště s Kladnem a centrem hlavního města, které má adekvátně nahradit původní ideu prodloužení metra vedoucího až na letiště. Část tohoto železničního komplexu vede i přímo pod rozšířeným Terminálem 2 a bezprostředně navazuje na rovněž nově vyprojektovanou hloubenou železniční stanici Letiště Václava Havla. Předkládaný příspěvek popisuje rozsahem malou, ale důležitou část tohoto projektu, kterou tvoří dvojice jednokolejných hloubených tunelů. S délkou 240 m se jedná o objemově malý rozsah, ale vzhledem ke své složitosti, omezením a interakcím s velkým počtem dalších souvisejících staveb, se zároveň jedná o velmi náročný inženýrský úkol.

1. MODERNIZACE PRAŽSKÉHO LETIŠTĚ

Pražské letiště Václava Havla (dále jen LVHP) čeká v nejbližších několika letech rozsáhlá modernizace, jejímž cílem je zásadní, v první fázi až dvojnásobné zvýšení kapacity nejvýznamnějšího letiště v zemi. V rámci ní se počítá s rozšířením obou stávajících terminálů a související dopravní a technické infrastruktury, včetně integrace železničního spojení do dispozice letiště (obr. 1).



Obrázek 1: Vizualizace modernizace LVHP (červeně – železniční projekty, modře – parkovací domy, oranžově – nová vzletová a přistávací dráha, zeleně – rozšíření Terminálu 1 a 2)

Terminál 2 se dále rozroste o nový odbavovací hub a nový prst D. V této první fázi modernizace LVHP proběhnou následující činnosti:

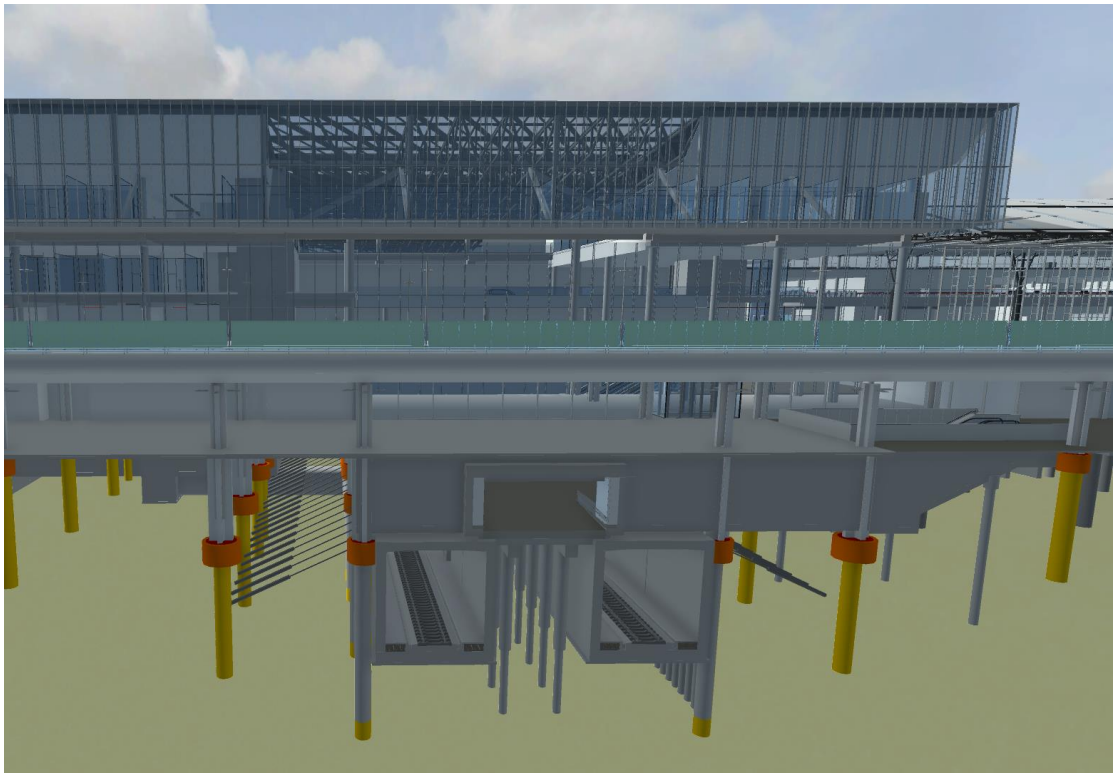
- budou zbourány některé parkovací domy a na jejich místě vzniknou nové;
- dojde ke kompletní přestavbě estakády přivádějící automobily k odletovým halám;
- celý předletištní prostor propojí krytý a na mostní ocelové konstrukci vedený chodník, tzv. skywalk;
- budou kompletně rozšířeny Terminály 1 a 2 (včetně nutného zázemí a infrastruktury) a funkce Terminálů se následně změní – Terminál 1 bude pro cestující v rámci Schengenu, Terminál 2 pro odbavení mimo Schengen;
- v neposlední řadě vznikne již zmiňované nové železniční spojení, sestávající ze série hloubených tunelů a hloubené železniční stanice (ŽST) (NOVÁK, M., HANSL, V., PLATIL, J., HLAVÁČEK, D., 2023), která se bude rovněž nacházet v letištním předprostoru.

Po roce 2030 by měla být také zahájena výstavba paralelní vzletové a přistávací dráhy, která umožní zásadně navýšit kapacitu odbavovaných letů. Jejich množství v posledních několika letech neustále narůstá a dosahuje historicky nejvyšších počtů. I z tohoto důvodu je modernizace a rozšíření LVHP nezbytné a má i přes vysoké investiční náklady nezanedbatelný ekonomický potenciál pro celostátní ekonomiku. Součástí této rozsáhlé soustavy projektů je i relativně malý projekt dvojice jednokolejných tunelů, vedoucích pod budoucím rozšířením Terminálu 2, který autoři podrobněji představí v následujícím textu.

2. SPECIFIKA PROJEKTU

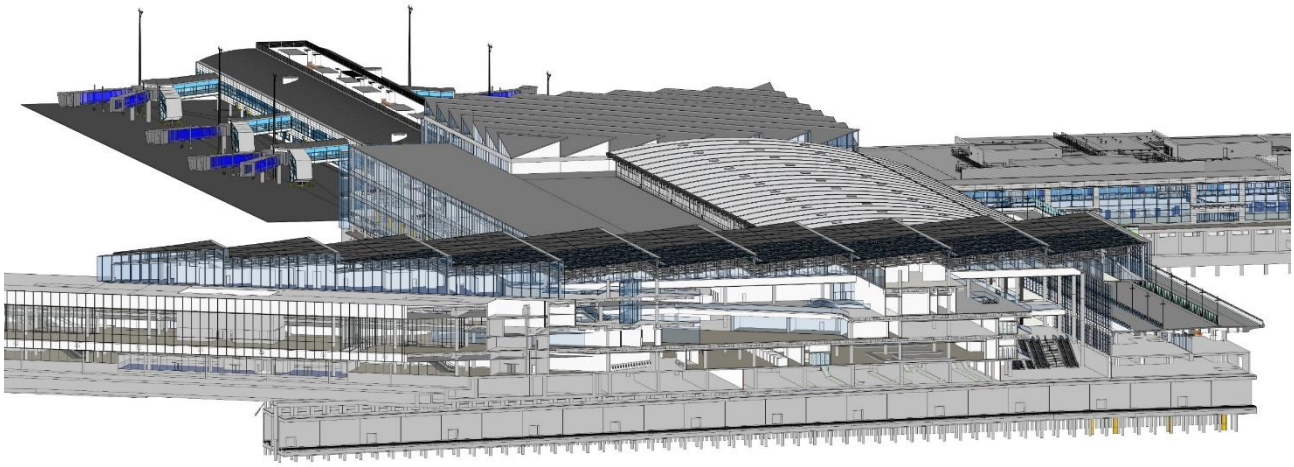
V přechozí kapitole bylo nastíněno, že projekt modernizace LVHP je značně rozsáhlý a komplikovaný. V různých časových i prostorových návaznostech je zde rozličnými sdruženími a v různých stupních projektové dokumentace (PD) připravováno velké množství stavebních objektů, které si vynucují různorodé a nutné interakce. Jen na projektu rozšíření Terminálu 2 pracuje na PD, nyní ve stupni dokumentace pro povolení záměru (DPZ), resp. dokumentace pro společné povolení podle liniového zákona (DUSL), sdružení čtyř velkých ateliérů Valbek, RA15, D3A, CMC s více jak 25 subdodavateli (včetně spol. V-CON, pod kterou spadá i projekt hloubených tunelů). Rovněž na straně investora nejde pouze o jeden subjekt, ale o dvojici tvořenou společnostmi Prague Airport a Správa železnic, které mají rozdílné termínové i normativní požadavky. Ať už se týkají časové a prostorové koordinace, zatěžovacích stavů, požární bezpečnosti, koncepce větrání, způsobů zakládání jednotlivých objektů a zajištění stavebních jam, ale i izolací proti vodě a vibracím nebo opatřením proti účinkům bludných proudů apod.
V případě dvojice hloubených tunelů pod Terminálem 2 se v rámci projektové přípravy jedná o nejtěsnější koordinaci zejména s na jedné straně navazujícím projektem železniční stanice a na druhé straně s pokračujícím předstihovým (rovněž hloubeným) trojlodním tunelem pod letištní dráhou. Nad a pod tunely se pak nachází hned pět dalších souvisejících objektů:

- silniční estakáda, jejíž základy zasahují do prostoru pro výstavbu hloubených tunelů;
- výstupní vestibul pro cestující směrem k Terminálu 2 ležící těsně nad stropem tunelů;
- objekt vlastního rozšíření budovy Terminálu 2, který svým hlubinným založením rovněž interaguje s prostorem stavební jámy pro železniční tunely (obr. 2);
- tzv. skywalk, tj. mostní ocelová konstrukce přivádějící cestující do terminálu z parkovacích domů
- pod tunely musí být ještě převeden podzemní kolektor, který zásobuje současný Terminál 2 energiemi a je nyní v kolizi s jejich trasou.



Obrázek 2: 3D model s vyobrazením v místě dvojice tunelů, vestibulu, estakády a budovy rozšíření terminálu 2

Projekční práce takovéhoto rozsahu a charakteru vyžadují použití sofistikovaných postupů s rozsáhlou a časově náročnou koordinací napříč projekty a profesemi. Významným pomocníkem je v tomto ohledu oběma investory požadovaný BIM přístup, který se ukázal jako účinný nástroj pro koordinaci takto náročného balíku vzájemně souvisejících projektů (obr. 3).



Obrázek 3: Ukázka z komplexního BIM modelu v místě průchodu železničních tunelů vedených pod dostavbou rozšíření Terminálu 2

Mimo již výše zmíněné musí celý projekt respektovat další specifika a omezení dané unikátním charakterem projektovaného díla, např.:

- rizikové a bezpečnostní analýzy ovlivňující statický návrh konstrukcí;
- netradiční zatěžovací stavy a používané dopravní prostředky (letadla, specifická letištní technika);
- zohlednění maximálního zachování provozu letiště během výstavby;
- minimalizace ovlivnění řízení letového provozu (výhledy z řídící věže, rušení radiokomunikačních a radionavigačních systémů).

3. GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Horninové prostředí, v kterém budou tunely hloubeny, sestává z kvartérního pokryvu a předkvartérního podloží. Recentní navážky a kvartérní sedimenty dosahují mocnosti do 4 m. Kvartérní pokryv je tvořen převážně sprašemi a sprašovými hlínami. Jedná se o zeminy jílovitého charakteru. Předkvartérní podloží je tvořeno sedimenty svrchní křídy v bělohorském souvrství – písčitými slínovci (opukami) se spongilitovými vložkami (mocnost těchto poloh je nejčastěji do 1 m). Křídové horniny jsou subhorizontálně vrstevnaté a spočívají diskordantně na podložních paleozoických a proterozoických horninách, které však nebyly zastiženy a vyskytují se až ve větších hloubkách. Horniny předkvartérního podloží nejsou zvětralé rovnoměrně, stupeň zvětrání je lokálně proměnlivý a přechody jsou postupné. Průměrná mocnost celého bělohorského souvrství písčitých slínovců je většinou přes 15 m, v zájmovém území byla průzkumem ověřena v rozsahu cca 20 m. Opuky zvětrávají na hnědožluté jílovitopísčité hlíny s úlomky navětralé mateční horniny. Převážně hlinité zvětraliny přecházejí do podloží do tence deskovitě rozpadlých opuk a hlouběji až do pevných, lavicovitě odlučných poloh. Zcela zvětralé (rozložené) horniny mají pevnou konzistenci, jsou rozbřídavé a namrzavé. (KUBÁT 2022).

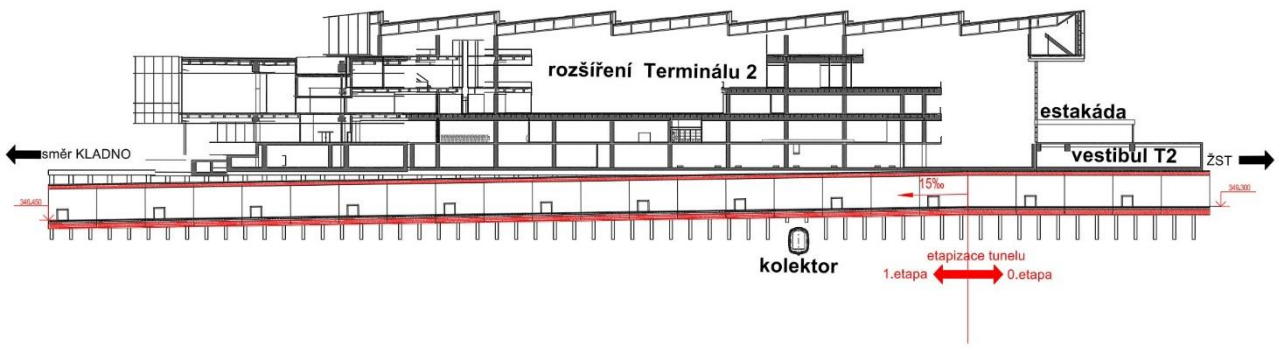
Tabulka 1: Přehled geotechnických typů zájmové lokality, upraveno autory dle (MERTOVÁ, L.2023)

Stáří	Genetický typ	Litologický typ	Zatřídění dle ČSN 73 6133	Mocnost (m)
Kvartér	navážka	navážky charakteru zemin	Y, F6 CIY, S4 SMY, F2 CGY atd.	0,9–5,0
	deluviální sedimenty	štěrkovito-jílovité zeminy	F2 CG, F1 MG	0,2–2,2
	eolické sedimenty	jílovité zeminy	F6 CI, F7 MH	0,3–3,1
Křída	sedimenty korycanského souvrství	zcela zvětralé slínovce	R6	1,0–12,3
	sedimenty bělohorského souvrství	zcela až silně zvětralé slínovce	R5	1,5–2,1
		mírně zvětralé až zdravé slínovce/opuky	R4, R3, R3/R2	1,5–19,0

V celém zájmovém území nebyla zastižena hladina podzemní vody. Zvodnění bělohorských opuk nebylo zjištěno a zvodnění korycanských pískovců se vyskytuje pouze ve větších hloubkách, pod úrovní plánovaného dna stavební jámy.

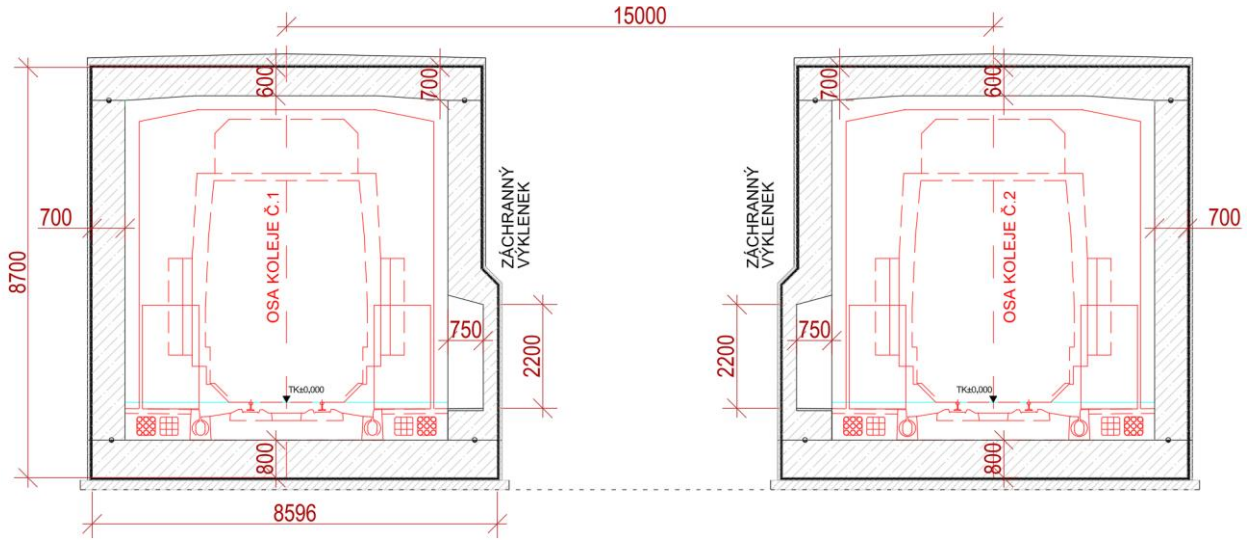
4. PARAMETRY HLOUBENÝCH TUNELŮ

Projekt dvojice hloubených železničních tunelů je vzhledem ke koordinaci výstavby a návaznostem na další související projekty rozdělen do dvou etap. V tzv. etapě 0 se projektuje prvních 50 metrů tunelů nacházejících se v prostoru pod estakádou a vestibulem ŽST, které těsně přiléhají na objekt vlastní hloubené ŽST. Tato fáze byla projektována dokonce ve stupni projektové dokumentace pro provádění stavby (PDPS). Tvoří ji prvních pět bloků betonáže po 10 metrech, které jsou vedeny v nulovém sklonu a v konstantní vzájemné osové vzdálenosti 15 m. Dalších 190 metrů tunelů, tj. etapa 1 (DUSL) rovněž dodržuje tuto konstantní vzájemnou vzdálenost, ale je již směrem od železniční stanice vedena úpadně ve sklonu 15 ‰, (obr. 4).



Obrázek 4: Podélný řez tunelovou troubou v místě pod budoucím rozšířením terminálu

Nosnou konstrukci jednokolejných tunelů tvoří dvojice samostatných železobetonových monolitických rámů s deskovou stropní konstrukcí s náběhy v rozích. Třída betonu je C30/37 XF2, XC3 (CZ), výztuž je navržena třídy B500B. Spodní základová deska má tloušťku 800 mm. Stěny mají konstantní tloušťku 700 mm. Stropní desky mají náběhy, kde přechází tloušťka z 700 mm u stěn na 600 mm směrem k ose tunelu. Standardní délka jednotlivých bloků tunelů je 10 m s pracovními spárami mezi bloky. Tunelová konstrukce bude od sousedních konstrukcí (železniční stanice, navazující trojlodní tunel) oddělena dilatačními spárami. V rámci každého druhého bloku je navržen bezpečnostní výklenek dle ČSN 73 7508 tak, aby jejich osová vzdálenost nepřesáhla 20 m (obr.5).



Obrázek 5: Příčný řez a geometrie dvojice hloubených tunelů v místě výklenků

Vzhledem ke geometrickým omezením vycházejících z pevného osového systému založení silniční estakády jsou tyto výklenky situovány pro oba tunely směrem do mezilehlého prostoru mezi nimi. Ochranu tunelu před vodou a bludnými proudy pak zajišťuje po celém obvodu obou tunelových tubusů rubová hydroizolace a ochranná geotextilie s rohoží z recyklované gumy. Pro ochranu konstrukcí před strukturálním hlukem a vibracemi bude v úseku pod vestibulem a estakádou tunel izolován pomocí vibroizolačních elastomerových ložisek/desek tl. 30 a 60 mm. Ty budou umístěny pod pevnou jízdní dráhu, pod základové desky obou železničních tunelů a dále na vnějším líci stěn tunelů v místech, kde dochází ke kontaktu se základovými konstrukcemi pilířů estakády. Pro omezení vibrací je navíc prostor mezi stropem tunelů a základovou deskou vestibulu ponechán bez výplně.

5. ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY PRO HLOUBENÉ TUNELY

Prostor pro dvojici tunelů se bude hloubit v otevřené stavební jámě hloubky 9,5–13 m z úrovně prvního suterénu budoucího rozšíření Terminálu 2. Tato stavební jáma bude zajištěna pomocí kotvených (1–3 úrovně, dle klesající hloubky a nivelety tunelů) volně stojících pilotových stěn odsazených od budoucí konstrukce tunelů. Pilotovou stěnu budou tvořit piloty Ø 760 mm v osové vzdálenosti po cca 1,5 m a v místech pod pilíři estakády a pod založením konstrukce skywalku piloty Ø 900 mm. Vzhledem k nutnosti přemostění konstrukce základové desky vestibulu a objektu rozšířeného Terminálu 2 nad tunelovými tubusy (při rozpětí až 25 m) je mezi tunely navrženo lokální podepření prostřednictvím dvojic pilířů ve vzdálenostech po cca 4 m, které kopírují rastr nadzemního skeletového uspořádání nosné konstrukce a jsou podélně spojeny v místě styku s deskou vestibulu průběžným prahem.

6. ZÁVĚR

Výše popsaný projekt dvojice jednokolejných železničních tunelů, které povedou pod budoucím rozšířeným Terminálem 2 v rámci rozsáhlé modernizace LVHP, je sice co do objemu prací drobným, ale z hlediska koordinací a množství nestandardních interakcí s dalšími souvisejícími konstrukcemi velmi zajímavým a náročným inženýrským úkolem. Jeho úspěšnou realizací je podmíněno a bezprostředně

ovlivněno hned několik navazujících objektů, které mají jako celek zásadně zlepšit komfort cestujících z a na LVHP.

7. PODĚKOVÁNÍ

Autoři by rádi poděkovali Letišti Václava Havla Praha a Správě železnic za laskavé svolení k publikování tohoto příspěvku.

LITERATURA

KUBÁT, Aleš. *Novostavba ŽST. Praha letiště Václava Havla, Závěrečná zpráva o geotechnickém a hydrogeologickém a pedologickém průzkumu,* GeoTec GS, a.s., Praha, duben 2022

MERTOVÁ, Lenka. *Závěrečná zpráva inženýrsko-geotechnického průzkumu: LVHP – Parking B* – AZGeo, s.r.o., Ostrava, leden 2023

NOVÁK, M., HANSL, V., PLATIL, J., HLAVÁČEK, D. Hloubená stanice rychlodráhy Letiště Václava Havla. *Tunel*, 2023, roč. 32, č. 2 s. 28–37

Ing. Jan Čeněk
V-CON, s.r.o.
jan.cenek@v-con.cz

Ing. Tomáš Parák Ph.D.
V-CON, s.r.o.
tomas.parak@v-con.cz

ŽST Praha-Dejvice

V. Hansl & K. Bednařík
METROPROJEKT Praha a.s., Prague, Czech Republic

dh architekti
dh architekti, Prague, Czech Republic

ABSTRAKT: Novostavba ŽST Praha-Dejvice je jednou ze souboru staveb železničního spojení Prahy, Letiště Václava Havla a Kladna. Stavba je jedním ze tří úseků zajišťujících napojení Letiště na stanici metra Nádraží Veleslavín, v tomto kontextu bude stavba v budoucnu provozně a technologicky provázána se stavbami Modernizace trati Praha-Veleslavín (vč.) – Praha-Ruzyně (vč.) a Novostavba trati Praha-Ruzyně (mimo) – Praha-Letiště Václava Havla (mimo). Jedná se o hloubenou stanici navrženou v poměrně složitém území pražských Hradčan mezi ulicemi Dejvická a Milady Horákové, které jsou v různých výškových úrovních. Stanice se nachází v těsné blízkosti tunelu MO Blanka a má přímou návaznost na stanici pražského metra Hradčanská. Nástupiště stanice je proměnné šířky 7,9 m až 14,4 m a délky 221 m s nástupní hranou 550 mm nad TK, celá stanice je široká 12,5 – 45,0 m, celý objekt hloubené stanice je dlouhý 459 m. Hloubka nástupiště pod terénem je cca 13 m. Stanice má celkem 6 úrovní, z toho jsou 2 nadzemní. V nadzemních podlaží jsou situovány obchodní jednotky v celkové ploše cca 7000 m^2. Zastropení ŽST je navrženo pro budoucí nástavbu administrativní budovy o výšce 6-ti podlaží. Pro celou stavbu byla zpracována dokumentace ve stupni DUSL metodou BIM.

1. ÚVOD

ŽST Praha-Dejvice je součástí modernizaci železniční trati Praha-Výstaviště (mimo) – Praha-Dejvice (mimo). Předmětem návrhu je zdvoukolejnění a elektrifikace stávající jednokolejné trati a její částečné zatunelování v rozsahu žkm cca 1,409 – 3,646. V souladu se zadáním je návrh limitován potřebami směrového a výškového vedení železniční trasy a umístěním souvisejících staveb. Řešený úsek navazuje ve svém počátku na již zrealizovanou související stavbu „Modernizace trati Praha-Bubny (vč.) – Praha-Výstaviště (vč.)“. Dále je trať povrchově vedena parkem Stromovka v koridoru stávající dráhy až do tunelového portálu v novém km 2,054. V tomto místě začíná výhledový tunelový komplex o celkové délce cca 5,7km zakončený na začátku ŽST Praha- Veleslavín, úsek Praha-Dejvice (mimo) – Praha-Veleslavín (mimo) není součástí této stavby. Konec stavby je situován do km 3,646, resp. 3,700, ve kterém je ukončena podzemní ŽST Praha- Dejvice. Na tuto stavbu navazuje projekt a stavba „Modernizace trati Praha-Dejvice (mimo) – Praha-Veleslavín (mimo).

V současné době se jedná o úsek železničních tratí č. 120 (označení dle knižního jízdního řádu) Praha – Kladno – Rakovník. Stávající trať je jednokolejná, neelektrifikovaná, traťová rychlost se pohybuje v rozmezí 40 – 70 km/hod, traťová třída zatížení C2. Trať je zařazena do dráhy celostátní a s ohledem na zařazení letiště Praha jakožto hlavního letiště podle nařízení EP a Rady (EU) č. 1315/2013 je řešený úsek součástí sítě TEN-T.

Modernizace trati je navrhována v celém rozsahu jako dvoukolejná, elektrizovaná, s novým zabezpečovacím zařízením 3. kategorie, s dálkovým řízením provozu a s navýšením traťové rychlosti na V100=80 km/hod, V130=85 km/hod a V150=90 km/hod.

Navržené řešení žst je ve své podstatě novostavbou podpovrchové ŽST Praha-Dejvice a tunelových objektů. Povrchové vedení trati přibližně ve stávající směrové a výškové poloze je navrženo v krátkém povrchovém úseku vedeném přírodní památkou Královská obora (Stromovkou).

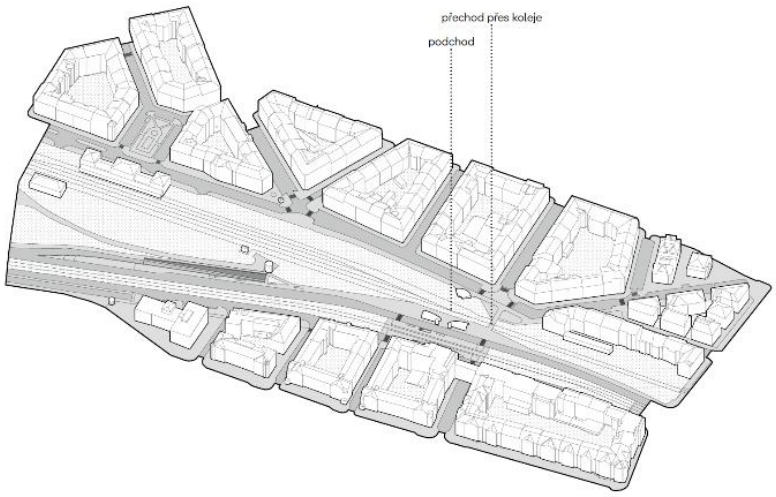
2. URBANISMUS

Pozici železniční stanice v území předurčují směrově i výškově stávající stavby – zejm. tunel MO Blanka, blok bytových domů v ul. Pod Kaštany, stávající vestibul metra A Hradčanská a navrhované výtahové propojení se stanicí metra A Hradčanská.



Obrázek 1: Ortofoto řešeného území.

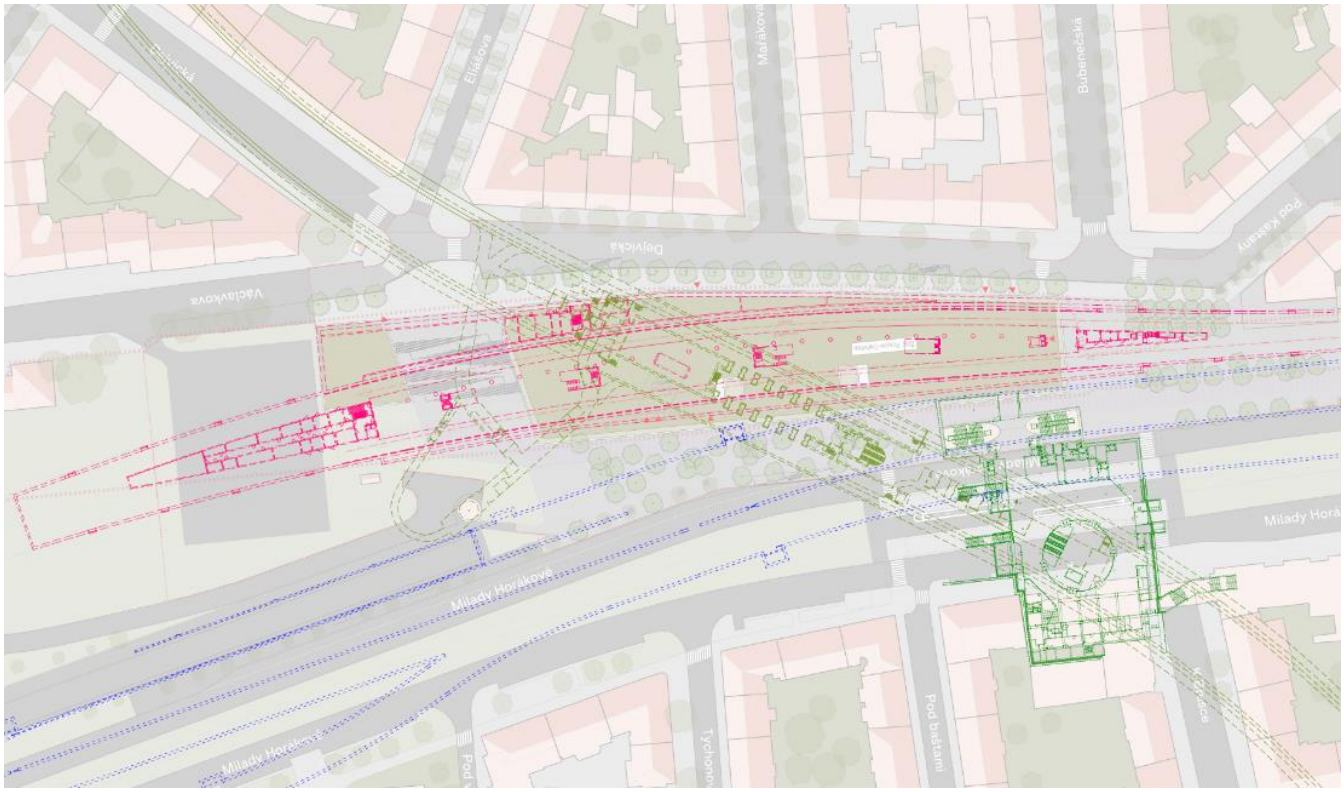
Jedná se o stanici hloubenou, s ostrovním nástupištěm. Geometrie kolejového uspořádání a celé stanice je na jižní hraně limitována tunelovým komplexem MO Blanka, na severní a východní hraně stávající zástavbou. Rozhodující je přizpůsobení přímému výtahovému napojení z ostrovního nástupiště žst na stanici metra Hradčanská. Obě nástupištní hrany jsou v oblouku a jejich celková délka umožňuje obsloužení vlakové soupravy o délce až 220 m. Na základě podmínky DOSS (MČ Praha 7 a MHMP) předložené v rámci projednání DUR (vůči předchozí fázi projekční přípravy) byla ŽST Praha-Dejvice přepracována. Změnou bylo umožnění umístění vícepodlažního objektu nad stanici, z čehož plynula potřeba přepracování založení a oddálení objektu od tunelu MO Blanka. Železniční stanice je na své jižní straně založena cca 2 m od tunelu MO Blanka a umožňuje dimenzování založení pro navýšení zatížení. S ohledem na urbanistické vazby v území jsou navrženy tři vestibuly doplněné o komerční prostory umístěné ve dvou podlaží (Úroveň vestibulu a Úroveň terénu) tak, aby byla navrhovaná stavba stavebně, technicky a také z pohledu správy oddělitelná od budoucí dostavby vícepodlažního objektu.



Obrázek 2: Axonometrie stávajícího stavu území.

3. DISPOZIČNÍ ŘEŠENÍ

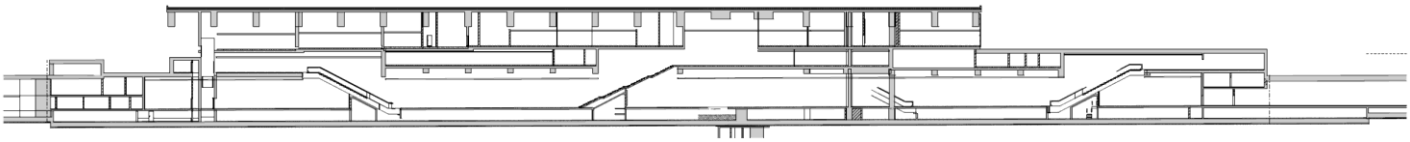
Základní prostorová koncepce stanice vychází z požadavků investora (Správa Železnic s.o. dále SŽ) na zajištění možnosti plnohodnotné zástavby nad stanicí, zajištění kvalitního napojení na okolní území a zajištění přímé přestupní vazby mezi železnicí a metrem. Celkové řešení nivelet terénů vychází z limitů podjezdné výšky trati, úrovně vestibulů a navazujících komerčních prostor. Rozvoj území dále západním směrem bude usazen v následující fázi v koordinaci s návrhem ÚS Hradčanská.



Obrázek 3: Situace se zvýrazněním významných staveb – červeně žst Praha-Dejvice, modře tunel MO Blanka a zeleně Metro A.

Stanice má celkem 6 úrovní (odshora):

- UT – úroveň terénu - nadzemní
- UV – úroveň vestibulu – nadzemní
- UPV – úroveň pod vestibulem
- UN TECH – úroveň nástupiště technologie
- UN – úroveň nástupiště
- UPN – úroveň pod nástupištěm



Obrázek 4: Podélný řez žst.

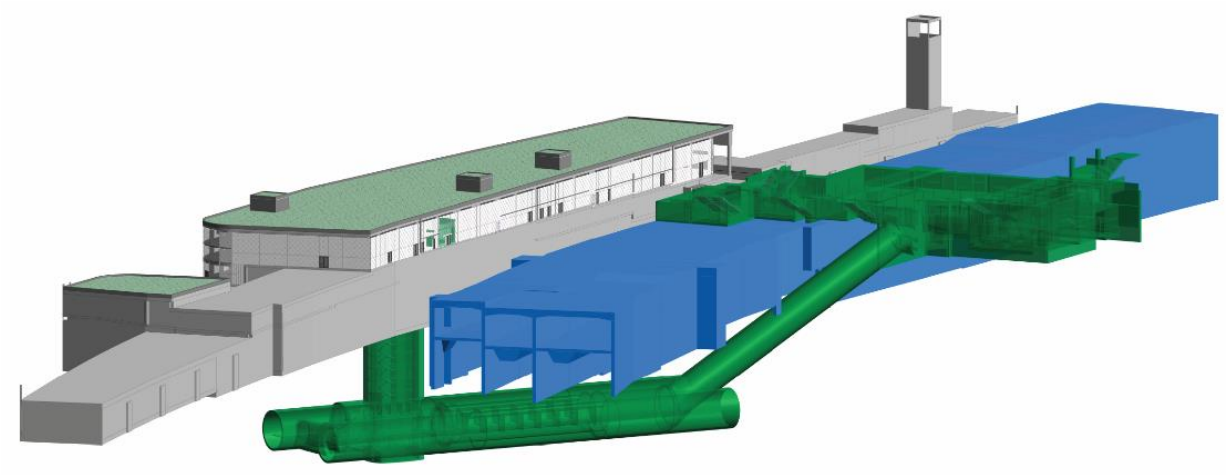
Objekt stanice bude ve stavu uvedení do provozu zrealizován včetně převýšeného parteru ul. Milady Horákové. Tím vznikne nový městský blok mezi ul. Bubenečská a Eliášova. V návaznosti na ul. Bubenečská vznikne nový předprostor stanice definovaný její východní fasádou. Značné převýšení mezi ul. Milady Horákové a Dejvická bude řešeno plynulým spádováním terénu tak, aby vznikl bezbariérový veřejný prostor doplněný o lokální zeleň. Celkové řešení nivelet terénů vychází z limitů podjezdné výšky trati, úrovně vestibulů a navazujících komerčních prostor.

Tvarové řešení žst muselo být uzpůsobeno tak, aby bylo možné propojení obou nástupišť, tj. nástupiště žst a nástupiště metra A Hradčanská. Propojení jako takové je navrženo pomocí čtveřice výtahů.

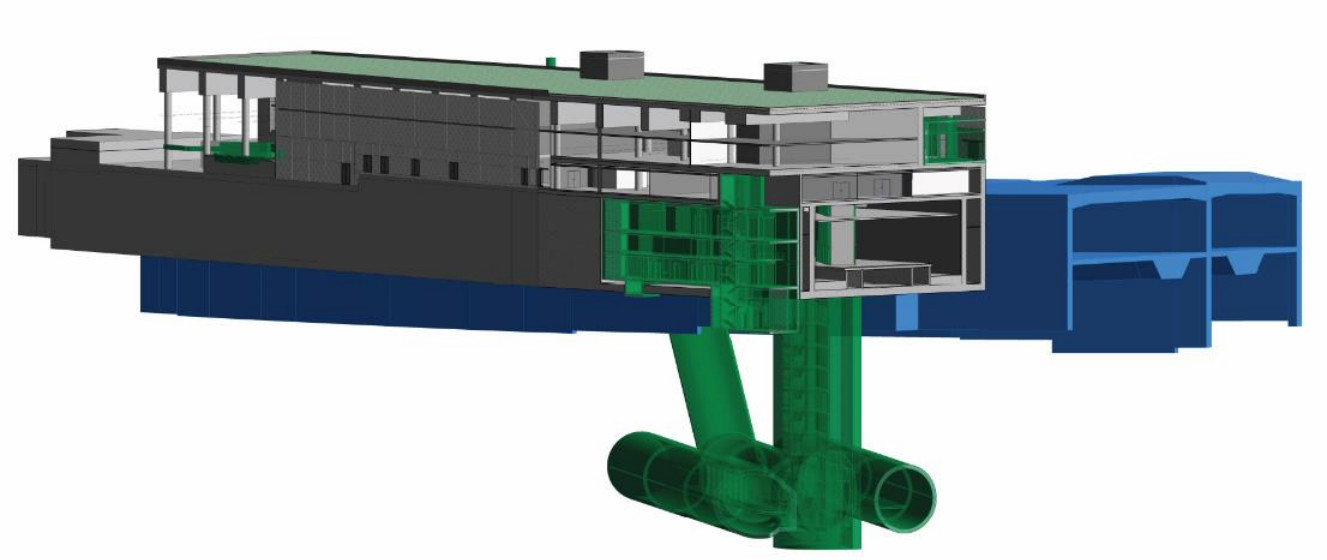
S ohledem na stísněné prostory metra je výtah na nástupišti žst mimo tradiční ortogonální systém, avšak je tím umožněna přímá vazba obou nástupišť.

Nad stropní deskou žst je z hlediska architektonického, provozně-dispozičního i statického počítáno s nástavbou administrativního objektu o 6 podlažích (lokálně v nárožích až 7 podlažích), dle zadání investora (SŽ). V rámci nadzemní části stanice (ÚV a ÚT) jsou pro budoucí administrativní objekt umístěny prostory pro dvě výtahové lobby se šachtami o třech výtazích, čtyři pozice únikových schodišť s navazujícími svislými šachtami pro budoucí vedení technologií. Nadzemní podlaží žst tj. ÚV a ÚT jsou v celém svém rozsahu využity pro obchodní jednotky (celková plocha cca 7000 m^2).

Východní vestibul disponuje trojicí eskalátorů a výtahem se třemi úrovněmi (ÚN, ÚV, ÚT), které se napojují na stávající vestibul metra Hradčanská a veřejné prostranství v ose ulice Bubenečská. Vestibul Střed v těžišti propojení ulic Tychonova a Mařákova je napojen eskalátory, schodišti a čtveřicí výtahů se čtyřmi úrovněmi včetně nástupiště metra a nabízí přístup do ulic Dejvická a Milady Horákové k dnešním autobusovým zastávkám.



Obrázek 5: Axonometrie prostorových vazeb – plnobarevně žst Praha-Dejvice, modře tunel MO Blanka a zeleně Metro A.



Obrázek 6: Axonometrický řez v místě vazby žst a bezbariérové zpřístupnění Metra a Hradčanská. Plnobarevně žst Praha-Dejvice, modře tunel MO Blanka a zeleně Metro A.

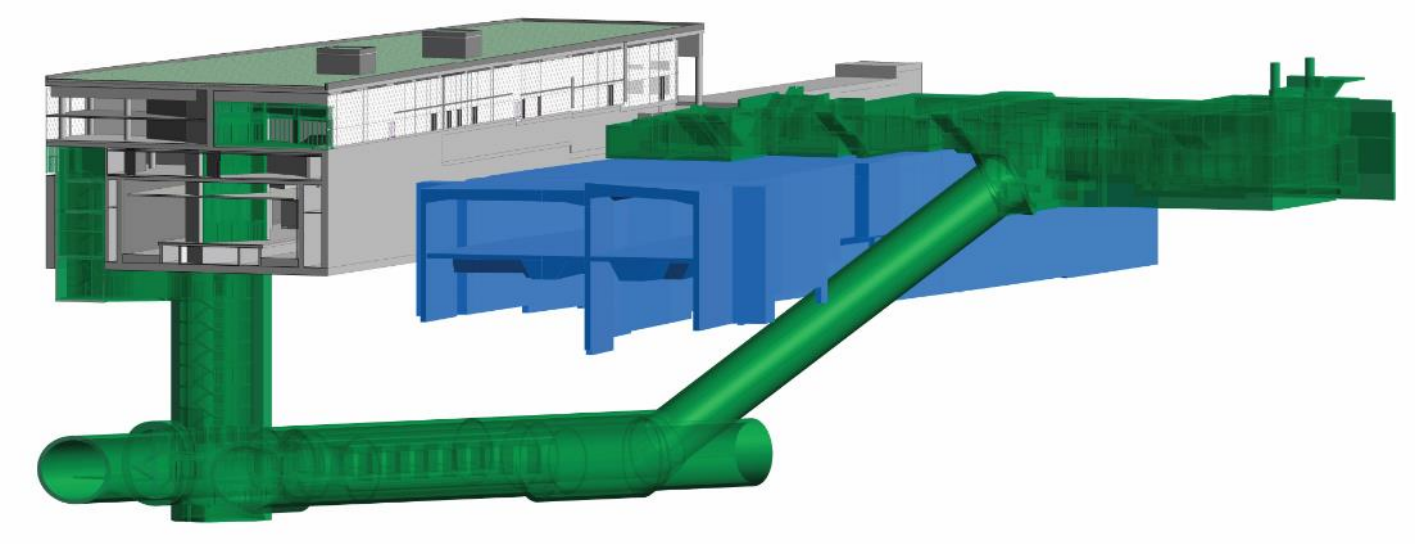
Západní vestibul se nachází v ose křížení ulic Dejvická a Eliášova a nabízí výstup na úroveň ulice Dejvická skrze výtah a trojici eskalátorů.

Jedna z nejkomplikovanějších vazeb, kterou bylo nutné v průběhu projekčních prací nutné vyřešit byla návaznost na projekt bezbariérového zpřístupnění stanice metra A Hradčanská (dále BBZ). V rámci projektu BBZ byla do prostor žst umístěna technologie, která je nutná pro funkčnost všech zařízení BBZ

(transformátory, rozvodna apod.) a pro kterou již v prostorách vlastní stanice metra nebylo potřebné místo. Tento technologický blok je kompletně oddělen od prostor žst a to zdvojením nosných ŽB konstrukcí. V ÚV je pouze na fasádě žst výstup na terén z technologických prostor metra, který slouží jako chráněná úniková cesta (CHUC).

S ohledem na velmi těsné provázání obou staveb je nezbytně nutné, aby výstavba BBZ i žst probíhala současně. Po odtěžení jámy žst bude z jejího dna probíhat ražba BBZ. Nosné ŽB konstrukce obou staveb budou budovány současně.

Kromě technologického bloku je dalším, a to ještě významnějším prvkem, propojení nástupišť metra a žst pomocí čtveřice výtahů.



Obrázek 7: Axonometrický řez v místě vazby žst a bezbariérové zpřístupnění Metra a Hradčanská. Plnobarevně žst Praha-Dejvice, modře tunel MO Blanka a zeleně Metro A.

4. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

4.1 KOLEJIŠTĚ

V žst bude zřízena pevná jízdní dráha (PJD). PJD budou tvořit prefabrikované panely uložené do betonové nosné vrstvy. Konstrukce schválená pro dráhy SŽ. PJD je 100 % z modernizovaného úseku. V celém úseku je třeba tlumit vibrace z provozu dráhy, bude použita konstrukce uložená na podélných polyuretanových pásech.

Pod PJD jsou v prostoru žst navrženy výplňové betony o mocnosti 1,1 m pro maximální zjednodušení tvaru základové desky a minimalizaci změn výškových úrovní. Což mimo jiné povede i ke zrychlení výstavby. Tyto betony budou využity pro uložení kabelů v případech, kdy je nutné provést propojení kabelovodu v kolejišti a technického prostoru pod nástupištěm.

4.2 NÁSTUPIŠTĚ

Nástupiště stanice je proměnné šířky 7,9 m až 14,4 m, dlouhé 221 m s nástupní hranou 550 mm nad TK, celá stanice je široká 12,5 – 45,0 m, celý objekt hloubené stanice je dlouhý 459 m. Niveleta nástupiště se nachází v hloubce cca 13 m pod terénem.

Výškové uspořádání je odvozené z výškového uspořádání jednotlivých kolejí. Obě koleje jsou v místě nástupiště v oblouku, bez převýšení a stoupání 3 ‰.

Půdorysná vzdálenost hrany nástupiště od osy přilehlé koleje v přímé je 1680 mm.

Oproti tradiční žst je zde nástupiště jako takové tvořeno pouze skladbou podlahy. Podkladní nosná ŽB konstrukce je již integrální součástí ŽST Praha-Dejvice.

Přístup na nástupiště je umožněn celkem na 4 místech jedná se dvě trojice eskalátorů a dále dvě sestavy dvojice eskalátorů a pevného schodiště. Dále je přístup umožněn výtahy umístěnými na obou koncích nástupiště.

Na koncích nástupiště jsou situovány ocelové schody pro sestup z nástupiště do kolejiště.

4.3 IZOLACE

Železobetonové konstrukce budou opatřeny povlakovou izolací z natavovaných modifikovaných asfaltových pásů, jako pojistný systém budou použity bentonitové rohože, které utěsní případné poruchy hlavní hydroizolační vrstvy. Část asfaltových pásů bude mechanicky kotvena k nosné konstrukci. Izolace jsou navrženy proti tlakové podzemní vodě, proti šíření bludných proudů a radonu z podloží.

Dilatace budou opatřeny spárovými pásy, které budou doplněny o injektážní hadičky pro případné injektování dilatačních spár. Injekční systém bude vyveden na vnitřní líc ŽB konstrukce v blízkosti dilatační spáry.

4.4 NOSNÁ KONSTRUKCE

Z hlediska stavebně-konstrukčního řešení je navržený ŽB monolitický systém nosných konstrukcí kombinací stěnového a sloupového, s obvodovými podzemními opěrnými stěnami, vnitřními stěnami zejména v oblastech výtahových a schodišťových jader a v oblastech oddělení funkčních celků, a vnitřními oblastmi sloupového systému, kterým jsou takto uvolněny vnitřní dispozice. Stropní konstrukce jsou ŽB monolitické, tvořeny plochými deskami značných tlouštěk. Velké rozpony stropních konstrukcí jsou překonávány masivními železobetonovými průvlaky, podepřenými na stěnách a sloupech.

V podélném směru je konstrukce rozdělena na 8 dilatačních celků, s délkami 35 až 78 m. Dilatační spáry jsou umístěny jednak s ohledem na různé hmoty podepřených konstrukcí vyšších podlaží a zejména s ohledem na podélné dispoziční řešení s výsledným umístěním eskalátorů, výtahů a schodišť.

Objekt je založen na ploché ŽB monolitické základové desce jednotné tloušťky pouze se dvěma změnami výškových úrovní a ve spádu daném niveletou železniční trati. Základová deska bude dle informací z inženýrsko-geologického průzkumu zasazena do vrstev fluviálních štěrků, které budou zlepšeny pilíři tryskové injektáže na požadovanou hodnotu únosnosti na kontaktní napětí v základové spáře. Takto zlepšené podloží bude zároveň vytvářet skrytou rozpěru ve vodorovném směru, bránící vodorovnému posunutí obvodové stěny stávající konstrukce tunelu městského okruhu po odtěžení stavební jámy.

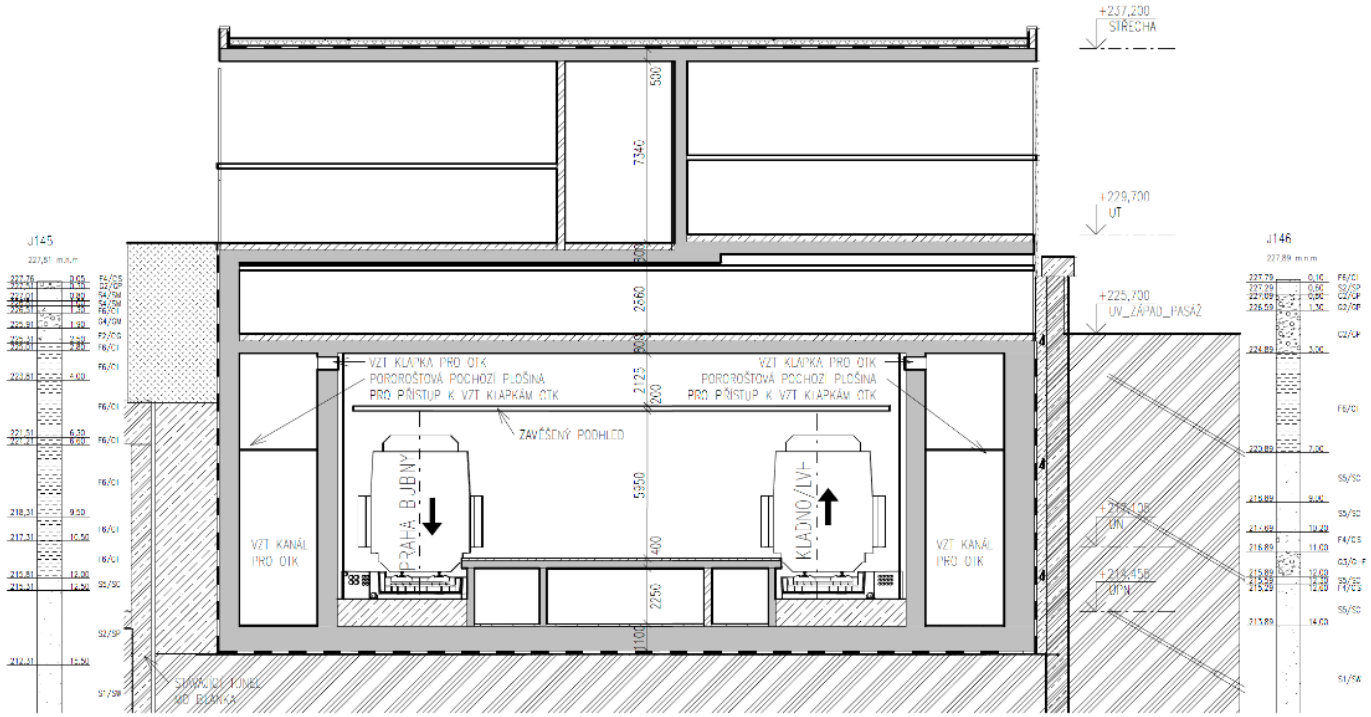
Nad úrovní UT je následně navržena masivní super-konstrukce „platformy“, tvořící podstavec pro budoucí až šestipodlažní nástavbu administrativní budovy. „Platforma“ pro nástavbu, která tvoří stropní konstrukci nad UT, je navržena jako 0,5 m tl. deska podepřená na masivních průvlacích typ. průřezu 1400 (š) x 3500 (v), v rozestupech à 8,9 m.

4.5 NÁVAZNOST NA HLOUBENÉ TUNELY

Tunel je navržen jako dvoukolejný, monolitický železobetonový jednolodní rám s osovou vzdáleností kolejí 4000 mm. Rozměry tunelu jsou voleny tak, aby splňovaly požadavky Sdruženého tunelového průjezdného průřezu dle ČSN 73 7508 a požadavky na odvodnění železničního spodku. Vzdálenost osy koleje od stěny tunelu je 3425 mm, čímž je zabezpečena úniková cesta po obou stranách tunelu minimální šířky 1200 mm a minimální výšky 2250 mm. Tunel je po obou stranách vybaven záchrannými výklenky hloubky 750 mm v osové vzdálenosti 24,0 m. Tyto výklenky pokračují dále i v žst. Světlá výška tunelu nad TK je 7500 mm a pojistný prostor po celém obvodu 300 mm. Niveleta hloubeného tunelu se v tomto úseku pohybuje v hloubce cca 11-14 m pod terénem.

4.6 ODVOD TEPLA A KOUŘE Z NÁSTUPIŠTĚ

Pro odvod tepla a kouře je ve ž.st. Dejvice navržena strojovna HV s 2 ks axiálních ventilátorů 2x60 m^3/s = 120 m^3/s = 432 000 m^3/h. Strojovna je totožná s větráním dopravního systému. Na bocích žst jsou navrženy VZT kanály pro odvod kouře, jejichž půdorysný tvar je dán okolní zástavbou a dále nadzemní částí stanice. VZT kanály jsou navrženy po celé délce veřejné části nástupiště. Vlastní odsávání kouře bude probíhat přes otvory, které jsou situovány pod stropem a do prostoru nástupiště jsou propojeny pomocí stínové drážky v zavěšené podhledu nad nástupištěm.



Obrázek 8: Příčný řez žst s vyznačením VTZ kanálů

Množství odsávaného vzduchu zajišťuje odvod tepla a kouře při nehodě, požáru apod. V případě vzniku požáru vagonu v traťovém tunelu je nutné, aby souprava dojela buď do stanice a nebo ven z tunelu. Ve stanici je evakuace osob mnohem bezpečnější. V případě, že souprava s hořícím vagonem zůstane v traťovém tunelu, bude nutné v první fázi větrání nespouštět, po dobu 6-8 min. Zplodiny hoření vlivem vyšší teploty pod stropem tunelu, pokud podélná rychlost proudění v tunelu je do cca 1,5 až 2 m/s. V této době je umožněná bezpečná evakuace osob přes požární únikové schodiště na povrch. Po částečném ochlazení zplodin hoření začne kouř klesat a po dokončení evakuace osob z tunelu s požárem vagonu je možné spustit odsávací ventilátory a zajistit odvod zplodin hoření na povrch. Požární ventilátory, klapky a tlumiče hluku jsou dimenzovány na teplotní odolnost 250 °C po dobu 90 min.

5. ZÁVĚR

Výstavba ŽST Praha-Dejvice bude součástí poměrně rozsáhlé zástavby, která je v tomto území plánována. Prostor je velmi zhruba definován polohou žst a ulicí Svatovítská. V současné době probíhá zpracování Uzemní studie Hradčanská (zpracovatel: M4 architekti, zadavatel: MHMP).

Výstavbou žst a zároveň bezbariérovým zpřístupněním stanice metra A Hradčanská dostane území velmi silnou vazbu na podzemní dopravu.

Ing. Vítězslav Hansl
METROPROJEKT Praha a.s., Argentinská 1621/36, 170 00 Praha 7
Vitezslav.hansl@metroprojekt.cz

Ing. Kamil Bednařík
METROPROJEKT Praha a.s., Argentinská 1621/36, 170 00 Praha 7
Kamil.bednarik@metroprojekt.cz

dh architekti
dh architekti s.r.o., dejvická 9/306, 160 00 Praha 6 – Dejvice
office@dharchitekti.cz

VODNÍ DÍLO HARCOV – ZAJIŠTĚNÍ BEZPEČNOSTI ZA POVODNÍ

Martin Kyselák,
Valbek spol. s r.o., Liberec, Česká republika

ABSTRAKT: Příspěvek se věnuje technickému řešení a zkušenostem z provádění rekonstrukčních prací vodního díla (VD) Harcov v Liberci. Dílo bylo vybudováno v letech 1902–1904 především za účelem snížení povodňových průtoků a zajištění částečné ochrany území pod nádrží před účinky povodní. Po více než stoletém provozu bylo nutné přistoupit k celkové rekonstrukci vodního díla s ohledem na splnění platných požadavků na kapacity objektů pro převádění vody, zejména pak pro převedení kontrolní povodňové vlny. Nepříznivým faktem byly rovněž i dlouhodobě zvýšené vztlaky v základové spáře hráze a průsaky objevující se na vzdušním líci. V současné době probíhá realizace rekonstrukce hráze a objektů VD Harcov, při které dochází k zásadní změně parametrů tohoto historického vodního díla. Spočívá zejména ve zkapacitnění spodních výpustí a korunového bezpečnostního přelivu, včetně úpravy kaskády pod přelivem. Pro omezení účinků vztlaků na těleso hráze je pak zásadním opatřením utěsnění podloží pomocí injekční clony

1. HISTORIE VÝSTAVBY PŘEHRADY

Vodní dílo Harcov patří do soustavy přehrad pro regulaci odtokových poměrů v povodí Lužické Nisy.

Přehrada Harcov v katastru města Liberec byla vybudována v letech 1902 až 1904 a je ze soustavy přehrad v Jizerských horách nejstarší. Podnětem k výstavbě přehrady byly katastrofální povodně na konci 19. století, zejména povodeň z 30. července 1897, kdy byl zjištěn nejvyšší průtok Harcovským potokem v Liberci 20 $m^3.s^{-1}$. Zděná, gravitační, půdorysně zakřivená přehrada o výšce 19 m se nachází na Harcovském potoce. Projekt vodního díla zpracoval a na stavbě měl současně hlavní dozor Dr. Ing. Otto Intze z Cách. Stavbu prováděly fy. W. Streitzig z Liberce a H. Rella z Vídně. Stavební práce byly zahájeny v listopadu 1902, skončeny v prosinci 1903. Konečná kolaudace byla provedena dne 29. dubna 1904. Komplexně byla přehrada dokončena v červnu 1904.



Obr. 1 Pohled na hráz po dokončení v roce 1904

2. DŮVOD REKONSTRUKCE

Cílem rekonstrukce celého vodního díla je bezpečné převedení extrémní povodně PV_{10000} (přívalová vlna pro povodeň se střední dobou opakování 1000 let) přes korunu hráze tak, aby nedošlo k ohrožení bezpečnosti a stability vodního díla. Zároveň aby nedošlo ani ke zvýšení mezní bezpečné hladiny (MBH) a tedy i navýšení objemu neovladatelného retenčního prostoru.

V rámci rekonstrukce probíhají nezbytné stavební úpravy jednotlivých objektů vodního díla, konkrétně na koruně hráze, návodním i vzdušném líci, ve zdrži i pod ní, a na zařízeních technickobezpečnostního dohledu (TBD), technologie a monitoringu.

Realizací souboru navržených opatření dojde ke zvýšení kapacity všech objektů pro převádění vody (spodní výpusti a bezpečnostním přelivem) a současně k zajištění stability hráze i pro případ přelití její koruny (snížení vztlaků v základové spáře utěsněním podloží pomocí injekční clony budované z injekční chodby u návodní paty hráze, obnova těsnicí funkce návodního líce, výplňová injektáž zdiva hráze, rekonstrukce koruny hráze). Výše uvedenými opatřeními budou zásadně zlepšeny podmínky pro převádění „běžnějších“ povodní s kratší dobou opakování. Současně bude zajištěna bezpečnost vodního díla II. kategorie za povodní. Po realizaci opatření dojde k přerozdělení prostorů nádrže se zvýšením objemu „krizového“ retenčního prostoru (zvýšení mezní bezpečné hladiny) a možnosti efektivnějšího využití ovladatelného retenčního prostoru.

Účelnost investice (celková rekonstrukce historického díla) se dále projeví zvýšením provozní spolehlivosti manipulací, prodloužením životnosti díla a snížením nákladů na drobné opravy při zachování historického rázu stavby. Při přípravě a realizaci stavby budou rovněž doplněny informace o stavu zdiva a podloží hráze a zlepšeny podmínky pro monitorování chování stavby v rámci TBD.

Provozovatelem a zároveň investorem rekonstrukce VD Harcov je Povodí Labe, státní podnik.

3. PŘÍPRAVA

Po katastrofálních povodních v roce 2005 bylo rozhodnuto o revizi přístupu k bezpečnosti VD v České republice, ze které vyplynulo, že VD by měla být schopna zadržet a převést povodeň PV_{10000}. Pro vodní dílo Harcov v Liberci byl tedy v roce 2006 zpracován posudek bezpečnosti vodního díla za povodní (Chroumal 2006). Podkladem pro zpracování posudku byly hydrogramy teoretických povodňových vln s dobou opakování 10 000 let (PV_{10000}) odvozené z jednodenní, resp. dvoudenní srážky stanovené v rámci hydrologické studie ČHMÚ (Tyl, Boháč 2005). Z výsledků transformace povodňových vln bylo patrné, že teoretické povodňové vlny nelze v ochranném prostoru nádrže transformovat a v obou případech dojde k přelití koruny hráze o 70 respektive 20 cm. Hlavním důvodem negativního výsledku posudku byla nedostatečná kapacita objektů pro převádění vody, které nejsou dostatečné i na převedení méně extrémních průtoků v hodnotách pod teoretickou PV_{100}. Nezbytné bylo vyřešit i problém dlouhodobě zvýšených vztlaků v oblasti základové spáry hráze a plošného zamokření vzdušného líce způsobeného průsakem zdiva.

Pro zajištění bezpečnosti tohoto historického vodního díla při extrémních povodňových situacích, i pro zajištění jeho bezpečnosti a dlouhodobé životnosti v normálním provozním stavu, bylo nutné přistoupit k návrhu opatření, která by zvýšila stabilitu tělesa hráze a kapacitu objektů pro převádění povodňových průtoků. Technické provedení, efekt a předpokládané finanční náklady byly variantně rozpracovány ve Studii opatření z roku 2008 firmou VD-TBD (Richtr, Klemša 2008). Výsledky provedených stabilitních výpočtů prokázaly, že stupeň bezpečnosti proti posunutí a překlopení tělesa hráze nedosahuje hodnot požadovaných normou při hladině v úrovni koruny hráze. Na základě zjištěných skutečností bylo studií mimo jiné, doporučeno zvýšit kapacitu korunového bezpečnostního přelivu snížením úrovně přelivné plochy a snížit vztlaky pod hrází utěsněním podloží pomocí injekční clony. V roce 2010 bylo výše uvedené opatření na zkapacitnění bezpečnostního přelivu ověřeno fyzikálním hydraulickým modelem sestaveným fakultou stavební ČVUT v Praze (Satrapa a kol. 2010). Následně byl v roce 2012 proveden inženýrskogeologický průzkum (IGP) firmou AZ CONSULT (Alföldi a kol. 2012). Posouzení a výběr vhodné varianty rekonstrukce vodního díla a sanace podloží hráze bylo provedeno zpracováním Návrhu

opatření z roku 2015 společností VD-TBD (Richtr, Klemša, 2015) se zohledněním výše popsaných průzkumů. V rámci zpracování projektové dokumentace pro stavební povolení společností VALBEK (VALBEK spol. s.r.o. 2017) byl v roce 2017 realizován doplňkový IGP firmou AZ-GEO (Králík, 2017). Prováděcí dokumentace byla zpracována v roce 2020 společností VALBEK (VALBEK spol. s.r.o. 2020), která byla použita jako zadávací dokumentace pro výběr zhotovitele. Stavební práce byly zahájeny v roce 2022, po více než 15 letech příprav. Generálním zhotovitelem je společnost GARDENLINE ve sdružení s firmou YUCON CZ. Předpoklad dokončení stavby je duben 2026.

4. PRŮBĚH REKONSTRUKCE

Po vypuštění nádrže a odstranění předsypu chránícího návodní líc se ukázalo, že historická dokumentace, která sloužila jako jeden z hlavních podkladů pro návrh technického řešení rekonstrukce, neodpovídá zcela skutečnosti. V rámci zpracování realizační dokumentace bylo nezbytné, především u některých stavebních objektů, zohlednit jejich skutečný stav. VD je, vzhledem ke své výjimečnosti, kulturní technickou památkou a veškeré stavební zásahy jsou prováděny pod dohledem a se souhlasem NPÚ, jehož nejzásadnějším požadavkem bylo, že nesmí být narušen historizující kamenný vzhled hráze. V rámci rekonstrukce byla řešena úprava podhrází, odtěžení sedimentů, vzdušný a návodní líc hráze, úprava předsypu hráze, reprofilace bezpečnostních přelivů, kaskády, výstavba provozních technologických objektů (PTO), oprava pravobřežní zdi a pláže, úprava technologie spodních výpustí, realizace provozních souborů elektro a ovládání, vzdáleného přístupu a zabezpečení. Tyto oborově odlišné objekty nejsou součástí článku a dále jsou podrobněji uváděny pouze stavební objekty týkající se ražeb, zakládání a injektáže podloží hráze.

5. REALIZACE VYBRANÝCH STAVEBNÍCH OBJEKTŮ

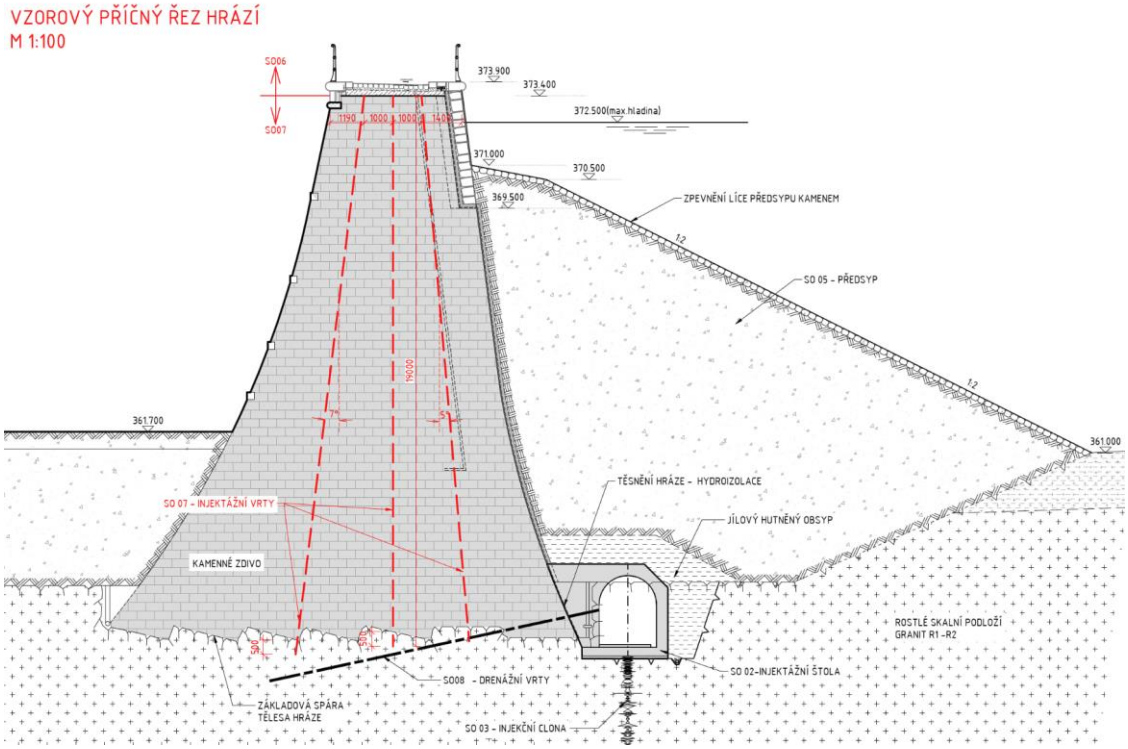
5.1 ZDIVO HRÁZE

Po vyhodnocení výsledků vodních tlakových zkoušek (VTZ) provedených při IGP (inženýrskogeologický průzkum, jehož součástí byl vzhledem k provádění jádrových vrtů z koruny hráze i stavebně technický průzkum zdiva hráze) bylo prokázáno, že zdivo hráze má velmi vysokou propustnost (4,76 $l.min^{-1}.m$ při tlaku 0,3MPa) a lze ho hodnotit jako nekvalitní, a to zejména z důvodu předpokládané vysoké degradace pojiva. Jako opatření pro zlepšení především fyzikálně-mechanických vlastností zdiva bylo projektem navrženo provedení injektáže kamenného zdiva tělesa hráze. Po vyhodnocení injektáží na zkušebním poli bylo zjištěno, že je možné změnit projektem předpokládané množství injekční směsi na metr vrtu ze 157 l na cca 50 l a max. injektážní tlaky zvýšit z 0,2 MPa na 1,3 MPa. Dále se prokázalo, že použití původně navržených chemických hmot je bezpředmětné a injektáž může být kompletně realizována výrazně levnějšími hmotami na bázi jílocementu.

Pro ověření injektovatelnosti zdiva hráze bylo navrženo provedení zkušebních injekčních vrtů. Pro jejich provádění byl zpracován Technologický předpis, jehož cílem bylo podrobnější zadání injekčních prací k vyzkoušení injektovatelnosti zdiva. Injektáž byla prováděna jílocementovou směsí po etážích 3,0 m. Zásadní bylo zjištění, že zdivo hráze lze poměrně dobře injektovat pomocí jílocementových injekčních směsí.

Vrty injektáže o Ø 56 a 76 mm byly oproti projektu (VALBEK spol. s.r.o. 2017) prodlouženy tak, aby zasahovaly min 0,5 m pod základovou spáru hráze. Maximální délka vrtů dosahovala 20 m. Pro kvalitnější výnos jádra byla použita dvojitá jádrovnice. Technologie rotačně-příklepového vrtání byla v daných podmínkách nevhodná. Ve spodní části některých vrtů pak byla zastižena v podloží hráze zcela zvětralá žula, kterou bylo třeba též proinjektovat. Průměrná spotřeba jílocementové injekční směsi vycházela 52,26 l/bm. Ve všech vrtech byla použita vzestupná injektáž s jednoduchým obturátorem.

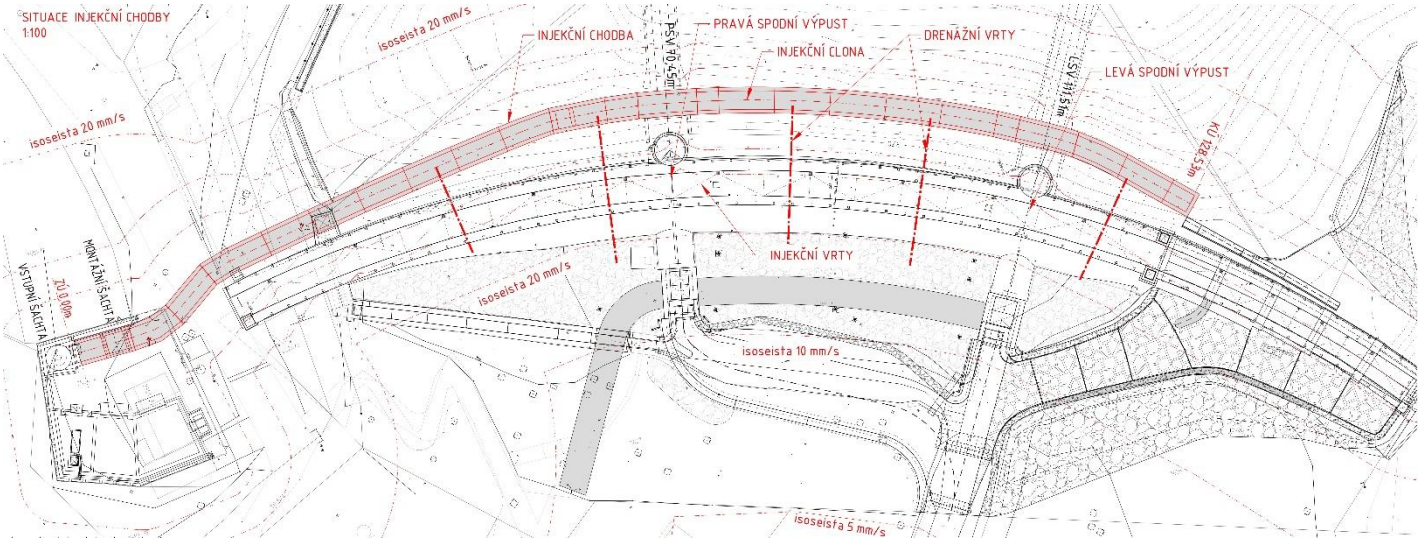
Zdivo hráze po injektáži podle výsledků VTZ na kontrolních vrtech mělo propustnost zdiva cca třikrát menší (1,6 $l.min^{-1}.m$ při tlaku 0,3 MPa).



Obr. 2 Výplňová injektáž tělesa hráze

5.2 INJEKČNÍ CHODBA

Nově budovaná injekční chodba (ICH) celkové délky cca 130 m je vedena před návodním lícem mírně pod úrovní základové spáry tělesa hráze. Vstupní šachta je vybavena točitým nerezovým schodištěm a nachází se na pravém břehu u nového provozního objektu a umožní sestoupit pod úroveň terénu. Následuje první úsek štoly s montážní šachtou, který umožní dopravu techniky a stavebních hmot pro případné budoucí opravy. Dále ICH pokračuje k levému zavázání, kde je ukončena na rozhraní tělesa hráze a bezpečnostního přelivu. Průběh ICH půdorysně a výškově sleduje základovou spáru hráze. Podélný sklon štoly na sestupných ramenech dosahuje 40 % a je v těchto místech opatřena schodišťovými stupni. Světlá šířka chodby je 2,0 m a její světlá výška 2,4 m. Definitivní ostění štoly bylo navrženo a provedeno jako monolitická ŽB konstrukce z vodostavebního betonu C30/37 dělená těsněnými dilatačními a pracovními spárami na 24 bloků. Jednotlivé bloky mají základní délku 6,0 m. Pracovní a dilatační spáry mezi bloky jsou izolovány vnitřním spárovým těsnicím pásem šířky 400 mm a jsou opatřeny pojistným injektážním systémem pro případné doinjektování po napuštění přehrady. V pracovní spáře na úrovni dna a stěny je osazen těsnicí pás KAB 125. Minimální mocnost železobetonové stěny je 400 mm.



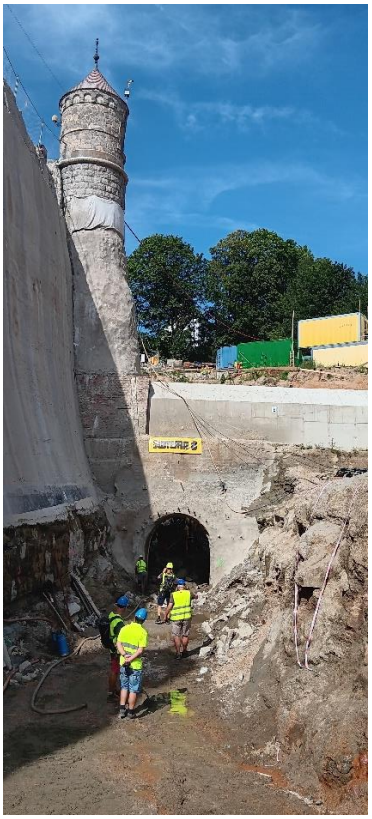
Obr. 3 Situace nově budované injekční štoly v patě hráze

5.3 RAŽENÁ ČÁST ŠTOLY

Injekční chodba je realizována v převážné délce (90% délky) otevřeným výkopem provedeným pomocí mechanizace a trhacích prací. Betonáž ostění chodby byla realizována na podkladní vyrovnávací beton. Pouze v místě křížení ICH s přítokovými štolami do manipulačních věží spodních výpustí byla provedena ražba pod ochranou mikropilotového „deštníku" z vodorovných injektovaných ocelových tyčí MAI SDA Ø 51 mm. Plocha výrubu činila 10,5 m^2. Délka ražby pod výpustmi byla 2x 6m, což činí cca 10% délky chodby. Výrub byl stabilizován v průběhu provádění primárním ostěním tl. 200 mm sestávajícím se z příhradových rámů BTX, stříkaného betonu SB 25/30-X0 SBII J2 s dvěma vrstvami KARI sítí. Ražba v bezprostřední blízkosti věží, tělesa hráze a štol spodních výpustí probíhala pomocí trhacích prací s minimální velikostí náloží a záběry dl. 0,5 m. Účinnost trhacích prací snižoval v čelbě zastižený zdravý granit R1–R2 s vysokou puklinatostí, navíc prostoupený vrstvou navětralého granitu v úrovni základové spáry hráze. Po částečném provedení otevřeného výkopu v blízkosti stavebních konstrukcí spodních výpustí bylo dále zjištěno, že založení věží spodních výpustí není zhotoveno až do úrovně základové spáry tělesa hráze, proto bylo nutné přistoupit ke stabilizaci prostoru v blízkosti výrubu. Tento prostor byl z hlediska materiálového složení velmi členitý a tvořily ho nekvalitní beton, jednotlivé kameny a zvětralá žula s pevností od R2 až po R5. Stabilizace stavební jámy v místě založení věží spodních výpustí byla provedena stříkaným betonem SB 25/30-X0 SBII J2 s KARI sítí a injektovanými zemními hřebíky IBO Ø 32 mm, délky 4 m. Hřebíky a deštníky byly injektovány mikrocementovou směsí s plastifikátorem v poměru 1,0–2,0% hmotnosti cementu při vodním součiniteli 0,8–1,0.

Celý úsek byl z pohledu NRTM zařazen do jedné technologické třídy – VT3. Při provádění zemních prací pro realizaci štoly, které se prováděly převážně v horninovém prostředí, byly zjištěny projektem nepředpokládané tlakové vývěry vody v základové spáře. V blízkosti levé spodní výpusti byla laboratorním rozborem zjištěna uhličitanová agresivita vody na beton a bylo nutno použít tomu odpovídající třídu betonu. Z důvodu, že ražba probíhala pod úrovní tekoucí vodoteče na dně přehrady, bylo nutné v době provádění ražeb a budování štoly přítoky soustředit do jímek a vodu kontinuálně odčerpávat ze stavební jámy. Tato průsaková a puklinová voda byla pouštěna do vodoteče. Ač rozsah ražeb byl pouze v jednotkách metrů, tak díky proměnlivosti skalního prostředí a přítomnosti kamenných konstrukcí přehrady byly ražby složitým úkolem pro všechny zúčastněné.







Obr. 4 a 5 Podražba spodních výpustí. Obr. 6 betonáž hloubené části štoly

5.4 VYBAVENÍ INJEKČNÍ CHODBY

Vnitřní prostor chodby bude v provozu osvětlen a odvětrán ventilátorem s lutnovým tahem z nerezové oceli DN300 umístěným v klenbě v celé délce štoly. Výdech bude vyvedený ve stěně vstupní šachty. Štola má v nejnižším místě u paty pravé věže čerpací jímku prosáklých vod, kam bude svedena voda z kontrolních drenážních a vztlakoměrných vrtů ústících do štoly.

5.5 INJEKČNÍ CLONA

Injekční clona (IC) má být nepropustným prvkem, který bude eliminovat proudění vody pod základovou spáru hráze a tím, spolu s drenážními prvky, výrazně snižovat vztlakové síly působící na těleso hráze.

Z historicky prováděných hydrogeologických průzkumů před stavbou bylo zjištěno, že proudění vody pod základovou spárou je 58 $m^3 \cdot hod^{-1}$ = 16,1 $l.s^{-1}$.

Na základě výsledků zkušební injektáže bylo nutno přehodnotit nejen předpokládaný technologický postup, který předpokládal pouze injektáž vzestupnou, ale bylo možno změnit i navržené injektážní hmoty, což znamená výrazné úspory materiálových nákladů. Další změnou provedenou v rámci realizační dokumentace (RDS) byla změna trasy injekční clony na levé straně v místě prvního a druhého pole korunového bezpečnostního přelivu. Tato změna znamenala výrazné snížení nákladů na zajištění stability místní komunikace, která je vedena v těsné blízkosti levého zavázání hráze do terénu. Skutečně zjištěné parametry v trase injekční clony na základě provedení zkušebního injektážního pole vedly k významným změnám v RDS. Injekční vrty byly prováděny přes podkladní beton injekční štoly.

Z provedených průzkumů a jejich zhodnocení byla pro podloží zásadní tato zjištění:

- Ve všech vrtech byla pod úrovní základové spáry zastižena žula v různém stadiu zvětrání.
- Pro celý zkoumaný profil platí, že i zdravá, jinak pevná žula je rozpukaná (nejčastější pukliny jsou téměř svislé 70°–90°), rozpadavost je kusová až bloková. Podložní hornina je značně propustná, ztráty vody z nádrže podložím jsou proto značné.
- Skalní podloží je porušeno výraznými puklinovými systémy. Otevřené pukliny zasahují min. 15 m pod úroveň základové spáry hráze.
- Podloží v prostoru pod hrází je méně propustné než podloží pod přehradou. Uvedený fakt způsobuje zvýšení (nárůst) vztlaku pod přehradou.

Z výsledků doposud provedených průzkumných prací vyplývalo, že v pravé části hráze je zastoupeno nejvíce horninových geotypů, včetně rozložené hrubozrnné žuly. Do těchto míst bylo navrženo zkušební injekční pole.

Zkušební injekční pole se skládalo z devíti injekčních vrtů, rozmístěných tak, aby bylo možné injektovat a následně zkontrolovat souvislý úsek injekční clony v podloží. Injektováno bylo postupným zahušťováním injekční clony vrty tří pořadí s použitím injekčních směsí na bázi cementu.

Průměrná spotřeba jílocementové injekční směsi vycházela 50,62 l/bm a mikrocementové injekční směsi pak 65,29 l/bm. Z výsledků VTZ vyplynulo, že podloží hráze v úseku injekčního pole před dokončením zkušební injektáže dosahovalo průměrné propustnosti 6,86 $l.min^{-1}.m$ při zkušebním tlaku 0,3 MPa. Propustnost podloží se prokazatelně snížila více než osminásobně. Maximální injekční tlaky se pohybovaly od 0,5 do 1,3 MPa v závislosti na poloze etáže. Zásadní bylo zjištění, že podloží hráze lze poměrně dobře injektovat pomocí jílocementových injekčních směsí a cementových směsí z velmi jemně mletých mikrocementů.

Samotná injekční clona byla následně provedena na hloubku 24,0 m ve střední části hráze a 15,0 m v zavázáních do břehů VD. Počet injektážních vrtů byl 183 ks, kontrolních vrtů bylo 8 ks. Celková délka vrtů byla 2872 m. Clona byla prováděna přednostně pomocí vzestupné injektáže. V místech s výrazně porušenou horninou však bylo nutností použití sestupné injektáže nebo kombinace obou způsobů v jednotlivých úsecích. Injekční clona byla navržena jako jednořadá s vrty ve čtyřech pořadích. Konečné rozteče injekčních vrtů byly přizpůsobeny očekávanému horninovému prostředí. Například v oblastech se zcela zvětralou a rozloženou žulu a v tektonicky porušené žule byla rozteč 0,75 m a v úsecích s kompaktnější a zdravější horninou ,0 m. Injekční i kontrolní vrty průměru min. 59 mm (maximálně 76 mm) byly vrtány jádrově. Pro kvalitnější výnos jádra byla použita dvojitá jádrovnice. Technologie rotačně-příklepového vrtání byla v daných podmínkách nevhodná a nepřípustná.

V době psaní článku (11/2025) je provedena připojovací (fortifikační) injektáž prostoru pode dnem definitivní injekční chodby. Injektáž je prováděna až po vybudování injekční chodby a nasypání předsypu.

Požadováno je dostatečné „přitížení“ a konsolidace konstrukcí. Účelem připojovací injektáže je důkladné proinjektování „choulostivého“ prostoru pod základovou spárou injekční chodby.

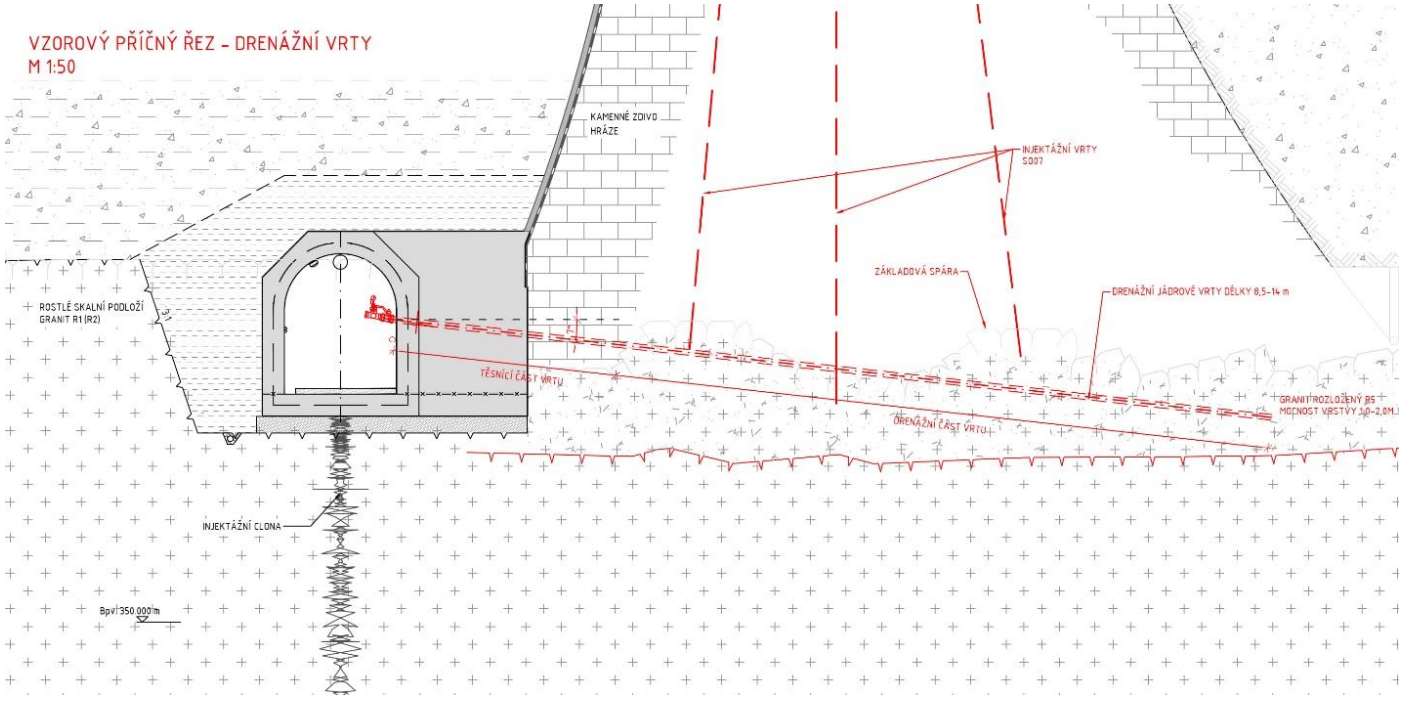
Zjištěné injektážní parametry směsi a výsledky ze zkušebního injektážního pole byly aplikovány s úspěchem na provádění celé injektážní clony. Výslednou kvalitu injektáží podloží hráze prokáže až množství průsakové vody a tlak vody pod hrází, které bude monitorovat 5 drenážních vrtů.



Obr. 7 Injekční štola – podélný řez

5.6 DRENÁŽNÍ VRTY

Ze stabilitního posudku tělesa hráze provedeného firmou VD-TBD jako součást „Návrhu opatření k zajištění bezpečnosti vodního díla při povodních“ (Richtr, Klemša, 2015) vyplynulo, že stupeň bezpečnosti proti posunutí za extrémního zatěžovacího stavu je nevyhovující. Výrazným negativním faktorem vstupujícím do výpočtu jsou vztlaky v základové spáře tělesa hráze. Pro jejich monitorování a v případě nutnosti krátkodobé snížení bude sloužit 5 odlehčovacích vrtů, které budou vedeny z ICH pod mírně sestupným úhlem pod základovou spáru tělesa hráze. Délka drenážních vrtů je 8,5–14 m. S ohledem na výskyt silně zvětralých poloh liberecké žuly, ve kterých se při již provedených vrtných pracích ukázala výrazná nestabilita stěn vrtu a vzhledem k přítomnost tlakové vody, bylo nutno upravit i provedení a vystrojení vrtu na perforovanou ocelovou trubku Ø114,3/94 mm.



Obr. 8 Injekční štola s drenážním vrtem

5.7 SPODNÍ VÝPUSTI

Stávající kamenné nátokové štoly byly kvůli svému technickému stavu před ražbami zesíleny železobetonovým sarkofágem a vyztuženy železobetonovým kotveným dnem.

Samotné komory a cihelné zátky spodních výpustí byly vybourány, rozšířeny a prohloubeny tak, aby mohlo být osazeno nové nerezové odtokové potrubí DN 1000 pro levou a DN 1200 pro pravou spodní výpusť. Dále bylo realizováno nové vnitřní technologické vybavení věží spodních výpustí.



Obr. 9 Montáž segmentu spodní výpusti DN1200

6. MONITORING PO DOBU STAVBY

Specializovaná geodetická měření, monitoring a hodnocení výsledků TBD jsou, stejně jako měření při trvalém provozu, prováděna pracovníky pověřené organizace VD-TBD. Oproti monitoringu prováděnému v trvalém provozu vodního díla je během stavby zvýšena četnost vybraných měření. Svislé posuny jsou měřeny velmi přesnou nivelací (VPN). Vodorovné posuny jsou měřeny pomocí polárního proměření prostorové geodetické sítě v řadách a skupinách ze stanovisek vztažné sítě.

6.1 DEFORMACE HRÁZOVÉHO TĚLESA

V průběhu posledních 24 let se vodorovné posuny koruny hráze pohybovaly v průběhu roku v rozmezí od 2 mm (ve směru toku) do 3 mm (proti směru toku).

Celkový vodorovný posun hráze tak nebyl větší než 5 mm a nebyl ani pozorován žádný nárůstový trend. V průběhu stavby, během prvního roku, byly rozdíly ve velikosti určených vodorovných posunů minimální. Vypuštění nádrže, snížení tlaku vody a vztlaku se deformačně významně neprojevilo. Tyto výsledky byly přisuzovány klenbovému účinku zděné hráze a ochrannému přitížení předsypem.

Zcela odlišné výsledky měření vodorovných posunů pak byly naměřeny při hloubení rýhy pro založení štoly pod patou hráze. Vliv stavebních prací se projevil ve střední části hráze v její koruně vodorovnou deformací proti směru toku v hodnotě +20,0 mm. Vratná deformace při ochlazení hráze v zimních měsících a při opětovném provedení přísypu byla –5,0 mm. Sledované body na koncích (v zavázání) hráze vykazovaly minimální mezietapové pohyby v rozmezí ± 0,3 mm. Celkové svislé posuny mají charakter prokazatelných poklesů, které jsou větší při středu hráze s maximem –4,3 mm.

Celkové posuny na patě vzdušného líce mají charakter poklesů, s maximem –2,9 mm.

Celkově jde zhodnotit měření po třech letech stavebních prací tak, že těleso hráze po vypuštění a během rekonstrukce reagovalo na stavební zásahy, zejména na obnažení základové spáry a odtěžení předsypu

nevratnou deformací (+15,0 mm ve směru toku). Hráz také reagovala se zpožděním na vliv teploty v zimním a letním období. Vliv ročního období se projevoval cyklickými vodorovnými posuny ±5,0 mm, v závislosti na ohřátí tělesa hráze.

6.2 POSUNY NÁVODNÍCH VĚŽÍ SPODNÍCH VÝPUSTÍ

Posuny ve směru kolmo na tok tj. ve směru osy hráze dosahují polovičních hodnot naměřených maxim ve směru toku a není na nich patrný cyklický režim teplotního zatížení.

Celkové poklesy věží v úrovni koruny hráze byly prokazatelné s maximální hodnotou –4,5mm.

6.3 DEFORMACE PŘÍTOKOVÝCH ŠTOL V MÍSTĚ RAŽBY

Po převedení vody do pravé spodní výpusti na počátku stavby byla při kontrole levé přítokové štoly zjištěna trhlina mezi kamenným zdivem štoly a cihelnou vyzdívkou základu věže spodní výpusti. Z důvodů neznalosti způsobu založení objektu a návrhu ražby injekční štoly pod objektem nátoku, byla ve stropě spodní výpusti na spáru šířky 5,0 mm osazena deformetrická základna. Ve směru vodorovném bylo zjištěno sevření spáry o cca 1,0 mm (skokově od srpna 2023). Vysvětlení toho jevu je možné přisoudit prohřátí konstrukce po létě, zjištěné při geodetickém měření v průběhu roku. Svislé deformace ve spáře byly minimální 0,65 mm. Celkové poklesy přítokových štol po provedení sanačních opatření a vyražení injekční chodby pod nimi jsou v součtu –6,6 mm. Měření bylo prováděno s přesností ± 0,05 mm. Četnost měření byla 1 x měsíčně s návazností na termín provádění geodetických měření na hrázovém tělese a v jeho okolí.

Výsledky měření VPN potvrzovaly stabilní chování hráze v celém hodnoceném období.

Překročení varovného stavu mez bdělosti ±7,5 mm od základního měření bylo pozorováno pouze na některých bodech u levé a pravé nátokové chodby a to v místech nátoku. Mezní hodnoty posunů ±15,0 mm od základního měření nebylo dosaženo nikde.

6.4 NÁKLONY NÁVODNÍCH VĚŽÍ SPODNÍCH VÝPUSTÍ

Umístění základen bylo provedeno uvnitř věží ve směru kolmo na hráz. Každá náklonoměrná základna je tvořena dvojicí kulových čepů, které jsou pevně zakotveny přes konzoly do stěny věže. U obou věží docházelo k obdobným deformacím. Výsledky měření ukazovaly shodu s prováděnými geodetickými měřeními na koruně hráze.

Ve směru toku se v zimních měsících projevoval na obou základnách náklon ve směru toku (ochlazení hráze). Maxima byla dosažena v průběhu roku na hodnotě 0,376 mm/m (pravá věž, konec února 2024, maximální pohyb po vodě – ochlazení hráze po zimě) a -0,155 mm/m (pravá věž, polovina září 2024, maximální pohyb proti vodě – ohřátí klenby hráze). Maximální náklon věže v průběhu roku ve směru toku byl u levé 9,1mm a pravé věže 9,8 mm.

6.5 TLAKOVÉ POMĚRY

Tlakové poměry v podloží hráze jsou sledovány pomocí vztlakoměrných resp. odlehčovacích vrtů a pozorovacích sond umístěných na koruně hráze, v chodbě spodních výpustí, u vzdušní paty hráze a v podhrází. Po vypuštění nádrže se ve vrtech neprojevilo žádné významné kolísání hladiny.

6.6 PRŮSAKOVÉ POMĚRY

Průsaky hrázovým tělesem a podložím jsou měřeny objemovou metodou na vyústění svislého drenážního systému v chodbách spodních výpustí. Předpokládá se, že během provádění injekčních prací z koruny hráze dojde k ucpání těchto drenážních systémů v celém rozsahu.

7. ZÁVĚR

Autorům bylo potěšením podílet se na návrhu a realizaci celkové opravy, kterou si přehrada po 120 letech bezpečného provozu určitě zasloužila. Autoři jako technicky nejvýznamnější vnímají doplnění podzákladí o injektážní clonu a vybudování injektážní štoly. V průběhu provádění injektážní clony se podařilo rozšířit geologická data z podloží hráze o důležité poznatky, které při přípravě projektu nebyly

k dispozici a ty poté budou sloužit pro případné budoucí opravy clony. Vzhled hráze rekonstruované pod dohledem NPÚ bude opět takový, jak jej na začátku 20. stolení naši předci postavili. Koruna hráze bude nadále z kamene s litinovým zábradlím a historickými lucernami, ale uvnitř tělesa hráze bude dílo prostoupeno technologií monitoringu a vybavením ve standardech 21. století.

Autoři věří, že zbývající dokončovací fáze naváží na dosavadní průběh rekonstrukce, a vodní dílo po třech stavebních letech umožní nejen bezpečné provozování minimálně dalších 120 let, ale bude občanům města nadále plnit i funkci rekreační.



Obr. 10 Vzdušní strana hráze

LITERATURA

VODNÍ DÍLA – TBD a. s., Ing. J. Chroumal (2006): Posouzení bezpečnosti vodního díla při povodních, Praha.

ČHMÚ, Ing. Radovan Tyl, Ing. Miloň Boháč (2005): Hydrologická studie pro VD HARCOV – Průběh teoretické povodňové vlny PV10000 určené deterministickým přístupem, Praha.

VODNÍ DÍLA – TBD a. s., Ing. D. Richtr, Ing. T. Klemša (2008): Studie opatření k zajištění bezpečnosti vodního díla při povodních, Praha.

ČVÚT v Praze, fakulta stavební, katedra hydrotechniky, doc. Ing. Ladislav Satrapa, CSc. a kolektiv (2010): Hydrotechnický výzkum vodního díla Harcov, Praha.

AZ CONSULT, spol. s.r.o., Mgr. K. Alföldi a kol. (2012): IG průzkum „VD Harcov, zajištění bezpečnosti vodního díla za povodní“, Ústí nad Labem.

VODNÍ DÍLA – TBD a. s., Ing. David Richtr, Ing. Tomáš Klemša (2015): Návrh opatření k zajištění bezpečnosti vodního díla při povodních, Praha.

VALBEK spol. s.r.o. (2017): dokumentace pro stavební povolení „VD Harcov, zajištění bezpečnosti vodního díla za povodní“, Ústí nad Labem.

AZ GEO, s.r.o., Ing. R. Králík (2017): doplňkový inženýrsko-geologický průzkum „VD Harcov, zajištění bezpečnosti vodního díla za povodní“, Ostrava.

VALBEK spol. s.r.o. dokumentace pro provedení stavby „VD Harcov, zajištění bezpečnosti vodního díla za povodní“, Ústí nad Labem, 2020.

Ing. Martin Kyselák

Valbek spol. s r.o. Vaňurova 505/17, 460 07 Liberec, Česká republika

martin.kyselak@valbek.cz

SILNIČNÍ TUNEL PĚTIDOMÍ V ČESKÝCH BUDĚJOVICÍCH, GEOTECHNICKÁ, LOGISTICKÁ A DALŠÍ ÚSKALÍ TECHNICKÉHO NÁVRHU MĚSTSKÉHO TUNELU

L. Mařík & Z. Bielá & I. Březinová
SAGASTA s.r.o., Praha, Czech Republic

ABSTRAKT: Příspěvek popisuje návrh technického řešení atypického městského dvoutubusového silničního tunelu se dvěma podzemními okružními křižovatkami v oblasti portálů, který je vzhledem k požadavkům na obslužnost území, geotechnické podmínky, etapizaci výstavby spojenou s výlukami provozu na seřaďovacím nádraží i vazbami na stávající městskou zástavbu ve všech směrech mimořádně náročným projektem. Konstrukční řešení umožňuje případné prodloužení tunelu bez přerušení provozu do ulice Nádražní. Stavební jáma pro výstavbu tunelu v prostředí zvodnělých sedimentů křižuje jedno z největších seřaďovacích nádraží v České republice, dále koleje navazující na osobní nádraží mezinárodního významu a v místě podzemních křižovatek zasahuje do těsné blízkosti městské zástavby. To vyžaduje zvládnout složitou etapizaci výstavby v souladu s požadavky drážních přepravců i minimalizaci negativních vlivů výstavby na funkci města. Konstrukce tunelu je navržena z betonu odolného proti průsakům s elektroizolační ochranou proti účinkům bludných proudů, jejichž zdrojem je jak trakční vedení železnice, tak trolejbusové dopravy. Významnou roli při návrhu tunelu hraje i vztlak, neboť úroveň základové spáry je cca 12 m pod terénem a hladina podzemní vody kolísá kolem 2 m pod jeho úrovní. Z hlediska dopravy se jedná o městský tunel, stropní deska tunelu je ale zároveň integrální konstrukcí širokého železničního mostu, který překlenuje seřaďovací nádraží i koleje osobního nádraží. Technologické vybavení tunelu a s ním související stavební úpravy musí umožnit případné prodloužení tunelu do ulice Nádražní s dosud neznámou polohou portálu. Se zahájením stavby se počítá v roce 2027.

1. ÚVOD

Železnice rozděluje České Budějovice severo-jižním směrem a vytváří v městské zástavbě bariéru, která komplikuje propojení východní a západní části města. Snad právě proto vznikla v roce 2001 myšlenka propojit silničním tunelem pod nádražím čtvrti Pětidomí a Suché Vrbné s centrem města. Tehdy se ještě jednalo o přímý podjezd v pokračování ulice Průmyslová na straně centra města zaústěný do ulice Dobrovodská v jeho východní části. Od té doby došlo ve vývoji technického řešení k celé řadě úprav a změn. K významnému urychlení celého procesu došlo v roce 2021, kdy Jihočeský kraj inicioval vznik studie proveditelnosti s cílem nalezení optimální varianty trasy tunelu jak z hlediska dopravně-urbanistického, tak z hlediska technologického postupu výstavby.

Stanice České Budějovice je hlavním osobním nádražím v regionu a pro nákladní dopravu slouží jako důležitá vlakotvorná stanice. Výsledkem studie proveditelnosti dokončené v září 2022 byla varianta, kterou projekční kancelář SAGASTA následně rozpracovala do podrobnosti dokumentace pro vydání společného povolení (DUSP) a v rámci které tunel získal název Pětidomí. Tunel je součástí projektu Přeložka silnice II/156 a II/157, 3. etapa, Podjezd pod železničním nádražím, České Budějovice. O rozsahu projektu vypovídá počet téměř 90 stavebních objektů, přičemž objekt tunelu je dále členěn na 30 stavebních podobjektů a 17 provozních souborů.

Kromě návrhu konstrukce tunelu ve složitých geotechnických podmínkách, jehož součástí jsou i dvě podzemní křižovatky a rampy vedoucí z těchto křižovatek na povrch území, bylo nutné vyřešit i etapizaci výstavby s ohledem na minimalizaci výluk jak osobního, tak seřaďovacího nádraží, napojení na stávající nebo nově upravené místní komunikace a vytvoření podmínek pro zajištění bezpečnosti provozu.

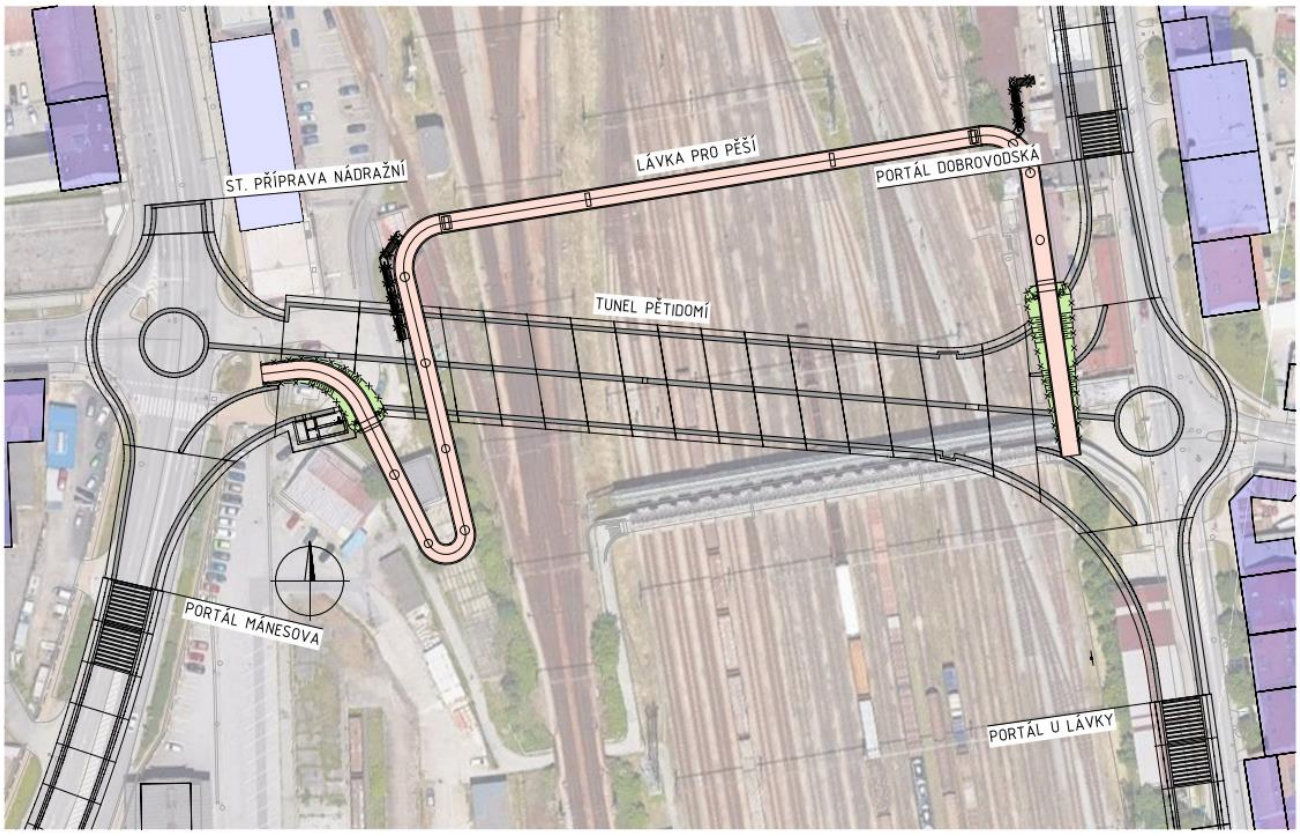
2. GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY

Informace potřebné pro návrh tunelu poskytl podrobný geotechnický průzkum. Ve většině z 15 jádrových vrtů byly pod vrstvou antropogenních navážek nejčastěji zastoupené zeminy charakteru písků a štěrků s lehce proměnlivým obsahem jemnozrnného podílu. Vrstva písků s jemnozrnnou příměsí a hlinitých písků dosahuje mocnosti 2 m až 6 m. Pod touto vrstvou se nachází vrstva štěrků s jemnozrnnou příměsí. Hlubší sondy o hloubce 15-20 m zastihly v hloubce 9-11 m pod terénem prakticky vodonepropustné neogenní jíly s propustností v řádu 10^{-7} m/s a nižší, jejichž mocnost se odhaduje na první desítky metrů. Jedná se o jíly pevné konzistence, na kontaktu s nadložními štěrky konzistence tuhé až pevné s vysokou až velmi vysokou plasticitou.

Volná až mírně napjatá hladina podzemní vody je vázána na průlinově propustné písky a písčité štěrky s koeficientem propustnosti k= $3{,}41 \times 10^{-4}$ m/s. Její ustálená hladina se pohybuje v hloubce mezi 1,2 m až 3,7 m pod terénem. Toto zvodnění bude v hydraulické spojitosti s vodními toky řeky Vltavy a Malše. Mocnost zvodně dosahuje cca 8,5 m.

3. POPIS KONSTRUKČNÍHO ŘEŠENÍ

Tunel Pětidomí je dvoutroubový, směrově rozdělený silniční tunel délky 397 m prováděný ve stavební jámě. Délka tunelu je stanovena jako nejdelší vzdálenost mezi portály měřená v severní tunelové troubě od portálu U Lávky k portálu Mánesova. Další vzdálenosti mezi portály jsou kratší, přičemž nejkratší je vzdálenost 297 m jižní tunelové trouby mezi portály Mánesova a U Lávky. Výška průjezdného průřezu je 4,2 m. Tunel je v oblasti pod kolejištěm směrově rozdělený s šířkovou kategorií T-7,5 dle ČSN 73 7507. V podélném směru klesá niveleta tunelu nejprve ve sklonu 4,0 % a následně 0,7 % ve směru od východu na západ až do staničení km 0,065 181, kde se nachází výškový lom. Z tohoto bodu pak trasa stoupá ve sklonu 2,5 %. Součástí tunelu jsou dvě podzemní křižovatky „západ“ a „východ“ s celkem 3 nájezdovými a výjezdovými rampami na povrch území. Vyústění tunelu na východě zajišťují dvě rampy do ulic Dobrovodská a U Lávky. Na západě vyúsťuje jedna rampa do ulice Mánesova. Pro zajištění obslužnosti území a napojení na stávající komunikace dosahují sklony ramp až 8 %. Celkové konstrukční schéma tunelu ukazuje obrázek č. 1.

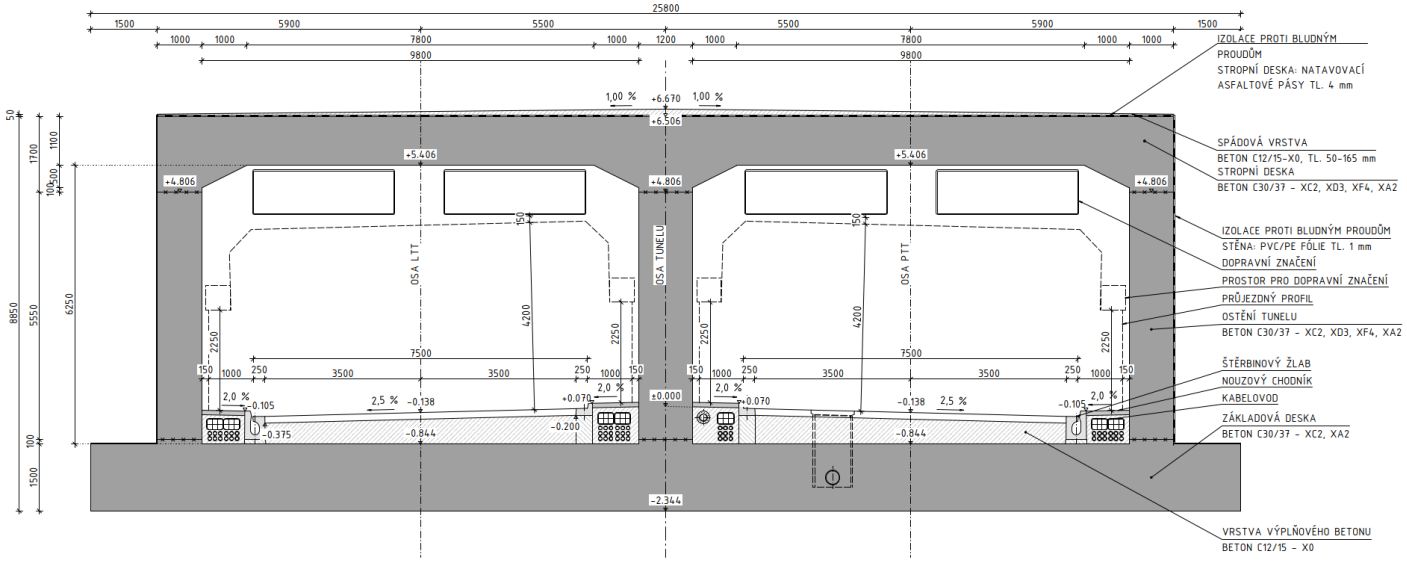


Obrázek 1: Konstrukční schéma tunelu Pětidomí s podzemními křižovatkami

Železobetonové rampy tvaru „U“ mají proměnnou výšku bočních stěn. Polohu portálů určuje začátek zastropení ramp. Tunel podchází koleje seřaďovacího nádraží a část zhlaví osobního nádraží České Budějovice. Ve smyslu normy ČSN 73 7507 je tunel délky < 500 m označován jako krátký, což určuje požadavky na jeho stavební a technologické vybavení pro zajištění bezpečnosti provozu.

Všechny konstrukce jsou prováděné v otevřené stavební jámě. Vzhledem k očekávaným geotechnickým podmínkám a úrovni hladiny podzemní vody cca 1,5 až 2 m pod úrovní terénu bude stavební jáma zajištěna vodotěsnými štětovými stěnami kotvenými v několika úrovních předpjatými lanovými kotvami. Štětovnice prochází zvodnělými kvarterními sedimenty a jsou v jejich podloží vetknuty do vodonepropustných neogenních jílů. Před hloubením stavební jámy je nutné z prostoru ohraničeného štětovnicemi vyčerpat podzemní vodu.

Tunelové ostění tvoří železobetonový uzavřený rám z betonu C 30/37 XF4 XC3 XD3 XA2 se střední stěnou oddělující tunelové trouby. Základová deska je navržena v tloušťce 1 500 mm, obvodové stěny v tloušťce 1 000 mm, střední dělicí stěna má tloušťku 1 200 mm, stropní deska tloušťky 1 000 mm je lokálně zesílena žebry na tloušťku 1 500 mm. Základová deska přesahuje rub obvodových stěn o 1 500 mm. Tato konzola slouží pro přitížení konstrukce zásypovým materiálem a přispívá ke zvýšení odporu proti vyplavání. Světlá šířka tunelových trub je 9 800 mm, světlá výška je max. 5 750 mm. Vzorový příčný řez tunelu znázorňuje obrázek č. 2.

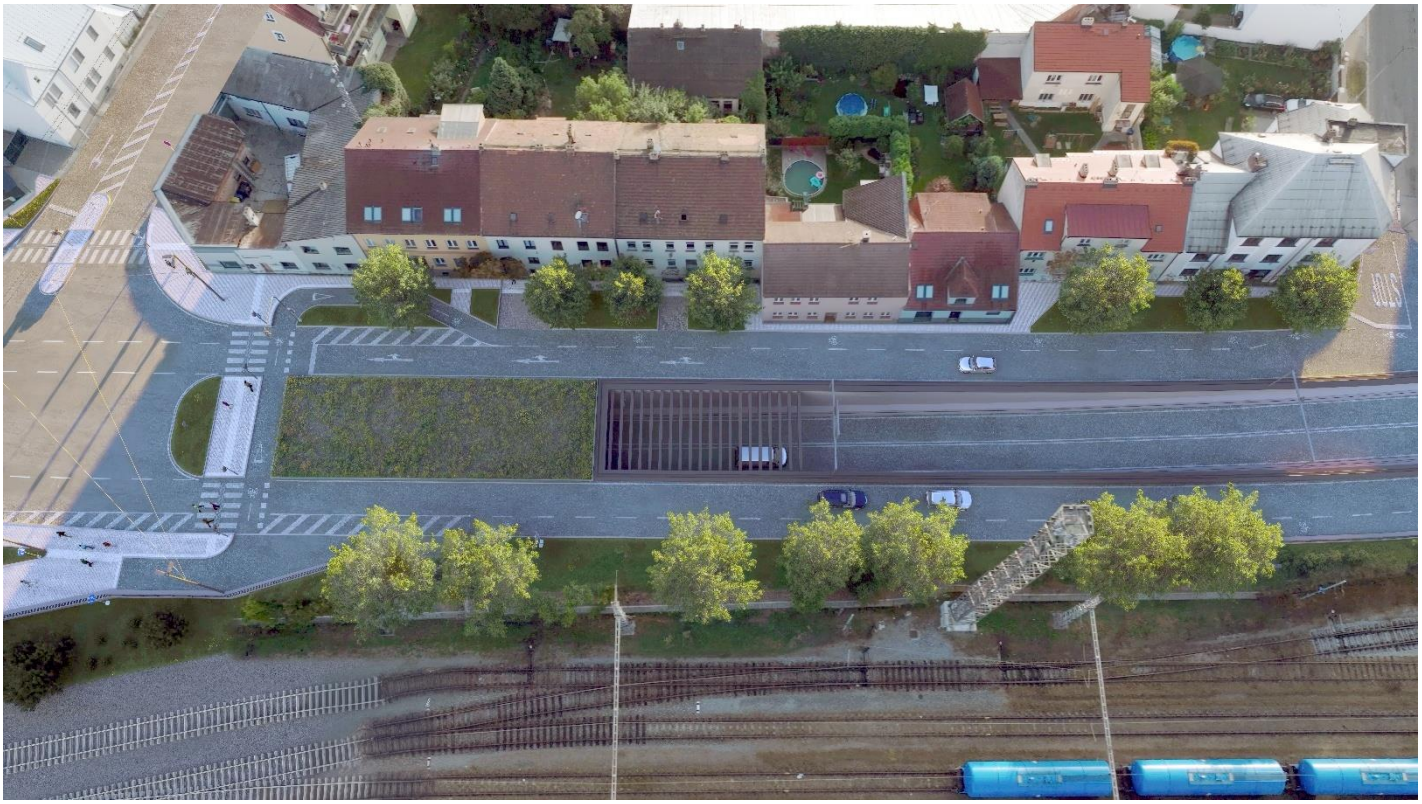


Obrázek 2: Vzorový příčný řez tunelu pod kolejištěm

Výstavba tunelu bude probíhat po blocích betonáže délky max. 10 m se šikmými pracovními spárami mezi bloky betonáže. Šikmost a poloha pracovních a dilatačních spár koresponduje s polohou kolejí v nadloží tunelu, neboť pro železnici je tunel integrovaným železničním mostem. Proto je snahou zamezit přejezdu koleje přes pracovní nebo dilatační spáru tunelového ostění. Konstrukce podzemních křižovatek a náběhů do ramp jsou atypických rozměrů i dimenzí.

Vodonepropustnost tunelu i ramp zajišťuje beton odolný proti průsakům v kombinaci s těsněním spár mezi bloky betonáže vnitřními těsnícími pásy. To umožňuje na rozdíl od hydroizolační fólie snadnou identifikaci i sanaci případných průsaků. Konstrukce vyžaduje vzhledem k umístění pod hladinou podzemní vody a riziku „vyplavání“ posouzení na vztlak. Hydrostatický tlak působí i na boky ramp. Proto jsou v nejhlubším místě rozepřené v horní části trámy, které jsou z hlediska světelná pohody řidiče při výjezdu nebo vjezdu do tunelu určitým akomodačním prvkem. (viz obrázek č. 3).

K Vnitřnímu vybavení patří požární vodovod, služební chodníky, kabelovody, kabelové šachty včetně požárně odolných poklopů, výklenky SOS kabin a v neposlední řadě konstrukce vozovky s odvodněním pomocí štěrbinových žlabů vybavených samozhášecími kusy zabraňujícími šíření plamene. V oblasti podzemní křižovatky západ je v jižní tunelové troubě navržen únikový východ se schodišťovou šachtou a kabelovou šachtou umožňující propojení provozně technologického objektu na povrchu území s technologickým vybavením tunelu.



Obrázek 3: Pohled na portál U Lávky – horní rozepření rampy betonovými trámy

4. ETAPIZACE VÝSTAVBY

Vzhledem k dopadům výstavby na život města i křížení stavební jámy s kolejištěm seřaďovacího a osobního nádraží bylo nutné optimalizaci harmonogramu výstavby věnovat mimořádnou pozornost. Únosná délka výluk jednotlivých kolejí v jednotlivých etapách výstavby patřila vedle návrhu technického řešení tunelu k nejnáročnějším fázím projektu. Za účasti specialistů projektanta na projektování železničních staveb, dopravní technologie, ZOV, trakčního vedení, sdělovacího a zabezpečovacího zařízení, ale i vodohospodářských staveb a dalších profesí se podařilo se zástupci Správy železnic i jednotlivých dopravců navrhnout takový postup výstavby, který je kompromisem mezi požadavky provozovatele železnice a možnostmi výstavby. Ta probíhá v prostoru kolejiště ve třech etapách. První začíná z prostoru podzemní křižovatky východ. Po dokončení první etapy se stavba přesune do prostoru podzemní křižovatky západ. Zajištění provozu osobního nádraží vyžaduje nad stavební jámu instalovat dvě mostní provizoria a koleje postupně překládat. Třetí etapa výstavby se neobejde bez částečného odvozu vytěžené zeminy po železnici.

V každé z etap je prováděna demontáž kolejových polí a trakčního vedení, odstranění železničního svršku, předvýkop pro instalaci štětovnicových stěn po celém obvodu dílčí stavební jámy, vyčerpání podzemní vody, zemní práce a kotvení štětovnicových stěn, výstavba vlastní nosné konstrukce tunelu, její zásyp a před zahájením prací na další etapě obnovení železničního provozu v úseku předchozí etapy. Vše komplikuje skutečnost, že před koncem druhé světové války bylo seřaďovací nádraží v několika sledech masivně bombardováno a nejen v trase budoucího tunelu, ale i v místech vrtání lanových kotev lze očekávat nevybuchlé letecké bomby. Zahájení zemních prací proto bude předcházet pyrotechnický průzkum, který bude pokračovat až do dosažení hloubky stavební jámy cca 6 m.

V etapách výstavby, které nevyžadují výluku železničních kolejí, bude prováděna příprava území, demolice, přeložky inženýrských sítí mimo stavební jámu a stavební jámy pro podzemní křižovatky včetně stavebních ramp na úroveň dna tunelu. Při návrhu etapizace výstavby bylo nutné zohlednit i omezenou kapacitu mezideponií v blízkosti stavby a odvoz výkopku na trvalé deponie mimo město. Plánovaná celková doba výstavby je cca 2 200 dnů.

5. ZAJIŠTĚNÍ BEZPEČNOSTI PROVOZU

V rámci návrhu opatření pro zajištění bezpečnosti provozu bylo zpracováno požárně bezpečnostní řešení stavby, operativně taktická studie prokazující možnost provedení požárního zásahu a v souladu s nařízením vlády č. 264/2009 Sb. i analýza rizik zohledňující základní zhodnocení havarijních scénářů se zahrnutím konstrukčních faktorů a podmínek provozu, které mají vliv na jeho bezpečnost. Hodnocením prošly nejsložitějších rizikové situace spojené zejména s kvalitativním vyhodnocením možnosti přepravy nebezpečných věcí. Vzhledem ke složitosti podzemního objektu byla riziková analýza vypracována i přesto, že je předpisy vyžadována až u tunelů delších než 500 m. Pohled řidiče jedoucího po rampě k podzemní křižovatce ukazuje obrázek č. 4.



Obrázek 4: Pohled z rampy U Lávky do podzemní křižovatky „Východ“

Dopravní zátěž byla uvažována pro prognózu dopravy v roce 2056. K zajištění bezpečnosti provozu slouží jednak stavební úpravy a jednak technologické vybavení tunelu. Ke stavebním úpravám patří např. požární vodovod a hydranty, únikové chodníky, bezpečnostní značení udávající směr a vzdálenost k místu úniku, tunelové propojky nebo únikové objekty, které zkracují únikovou cestu od místa nehody do bezpečné oblasti. Technologické vybavení tunelu zajišťuje požadovanou kvalitu prostředí v tunelu nebo umožňuje pomocí kamerových systémů nebo čidel identifikovat mimořádnou událost v tunelu. Jednotlivé prvky technologického vybavení tunelu jsou napojené na řídící systém a dále do centrálního dispečinku, ze kterého je možné dění v tunelu vzdáleně sledovat a případně řídit.

Ve střední dělící stěně směrově rozděleného tunelu jsou umístěny tři propojky sloužící jako únikové cesty pro případ mimořádné události. První propojka je situována u podzemní křižovatky západ, druhá cca uprostřed délky dělící stěny a třetí u podzemní křižovatky východ. Druhá propojka je zajištěna proti šíření ohně a kouře požárně odolnými posuvnými dveřmi. Střední propojka odpovídá rozměrově požadavkům normy ČSN 73 7507, propojky číslo 1 a 3 jsou větších rozměrů, neboť jsou v nich umístěny požární hydranty pro provedení zásahu v obou tunelových troubách. Bezpečnostní značení na stěnách tunelu ukazuje účastníkům mimořádné události nejkratší cestu do bezpečné oblasti. V případě krátkých tunelů hraje sebezáchrana prchajících osob zásadní roli a zpravidla se jim podaří dosáhnout bezpečné oblasti ještě před příjezdem složek IZS. Důležitá je proto znalost chování v tunelu v případě mimořádné události. V tunelu je zákaz přepravy nebezpečných látek (ADR) a provozu autobusů MHD.

6. PROJEKT S VIZÍ DO BUDOUCNA

V prostoru podzemní křižovatky západ je podle požadavků objednatele tunel stavebně připraven pro prodloužení do ulice Nádražní tak, aby jeho prodloužení bylo možné bez zásahu do stávajících konstrukcí v té době již provozovaného tunelu. Jedná se jak o délku zárodku budoucího tunelu, tak zejména o rezervy v kapacitě kabelovodů i místností provozně technologického objektu pro rozšíření technologického vybavení tunelu, napájení proudových ventilátorů nebo možnost napojení požárního vodovodu. Tunel bude po prodloužení vzhledem k délce přesahující 500 m zařazen do kategorie „střední délky“. Podle prognózy dopravního zatížení bude zařazen do nejvyšší bezpečnostní kategorie TA a dovybaven dalšími bezpečnostními prvky. Zahloubení ulice Nádražní do tunelu by vedlo ke zklidnění prostoru před historickou nádražní budovou a většímu využití nově vzniklého prostranství obyvateli i návštěvníky města. Pohled do ulice nádražní s portálem Mánesova znázorňuje obrázek č. 5.



Obrázek 5: Pohled do ulice Nádražní s portálem Mánesova

7. ZÁVĚR

Projekt tunelu Pětidomí je jak po stránce technického návrhu ve složitých geotechnických podmínkách, tak po stránce technologického postupu výstavby a vhodného návrhu jednotlivých etap výstavby mimořádně náročný. Dopravní řešení tunelu s podzemními křižovatkami nemá v České republice obdoby, a i v rámci Evropy se jedná spíše o výjimečnou konstrukci. To vyžaduje od projektantů všech profesí mimořádné nasazení i vysokou odbornou úroveň. V současné době se očekává vydání stavebního povolení a podle předpokladů by měla celá stavba začít v roce 2026. To je čtvrt století od první verze projektu tunelu pod nádražím. Předpokládaná doba výstavby je 6 let, tunel je projektován na životnost 100 let. Úspěšná realizace předpokládá od všech účastníků výstavby mimořádné nasazení. Stavba takového rozsahu v intravilánu města bude vyžadovat od projektanta, zhotovitele i investora schopnost reagovat na skutečně zastižené podmínky, od obyvatel i návštěvníků města pak především trpělivost a toleranci. Po dokončení stavby dojde k propojení východní a západní části města se všemi výhodami, které to dopravnímu řešení města Českých Budějovic přinese (viz obrázek č. 6). Pro projekční tým firmy SAGASTA bude tunel Pětidomí další významnou dopravní stavbou. Úplnou představu o stavbě poskytuje video, které je dostupné na YouTube po načtení QR kódu.



Obrázek 6: Celkový pohled na dokončenou stavbu od jihu

Ing. Libor Mařík
SAGASTA s.r.o.
libor.marik@sagasta.cz

Ing. Zuzana Bielá
SAGASTA s.r.o.
zuzana.biela@sagasta.cz

Ing. Ivana Březinová
SAGASTA s.r.o.
Ivana.brezinova@sagasta.cz

TUNELY NA PROJEKTE I/33 NÁCHOD – OBCHVAT

Ing. Michal Maričák
Marti a.s.
Ing. Boris Čillik
Marti a.s.

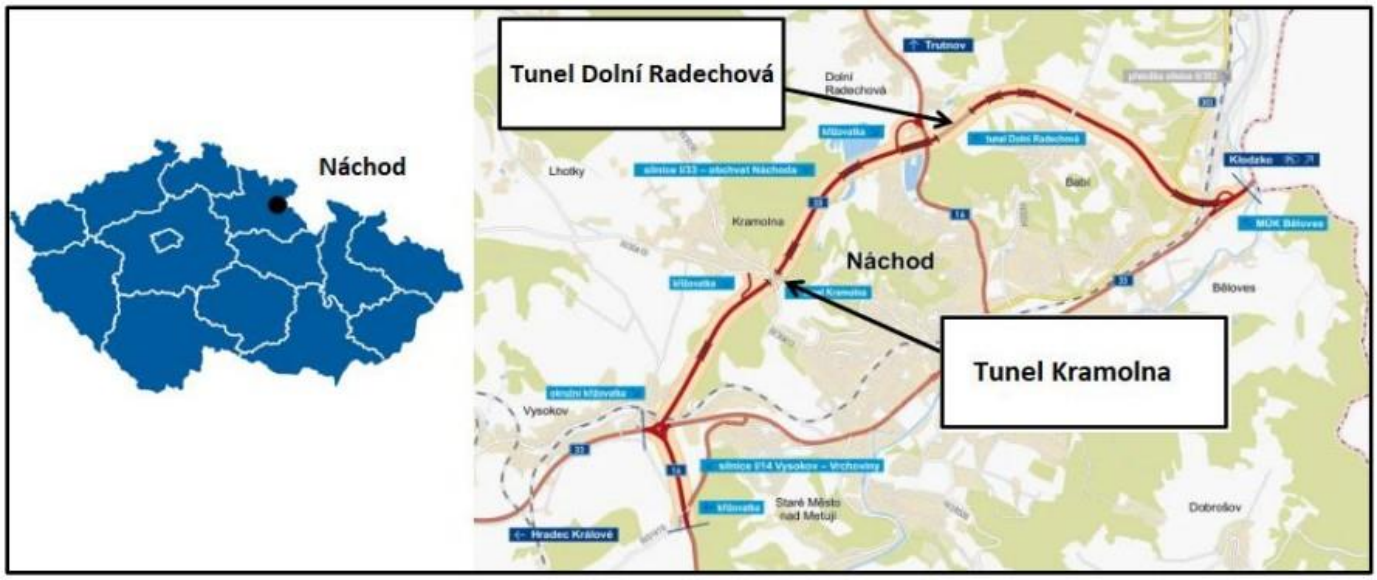
Abstrakt: Tunel Dolní Radechová a tunel Kramolna predstavujú významné stavebné objekty v rámci stavby I/33 Náchod – obchvat, ktorej cieľom je zlepšiť dopravnú situáciu v meste Náchod a jeho okolí. Článok približuje základné informácie o technickom riešení, použitých technológiách a organizácií výstavby tunelov a v neposlednom rade sa venuje významu objektov pre regionálnu dopravnú infraštruktúru.

1. ÚVOD

Mesto Náchod, ktoré sa nachádza pri česko-poľskej hranici dlhodobo zápasí s nadmernou dopravnou záťažou, ktorá negatívne ovplyvňuje kvalitu života obyvateľov i plynulosť dopravy. Medzinárodná cesta prvej triedy I/33, spájajúca Hradec Králové s poľským mestom Kudowa-Zdrój, je dôležitou dopravnou tepnou, avšak jej trasa cez centrum Náchoda spôsobuje dopravné zápchy, hlučnosť a zvýšenú emisnú záťaž.

Výstavba obchvatu Náchoda je strategickým riešením tejto situácie. Ide o projekt líniovej cestnej stavby, ktorá zabezpečuje severozápadný obchvat mesta. Cieľom je odkloniť tranzitnú dopravu z centra, čím sa zlepší bezpečnosť cestnej premávky, zníži hluková a exhalačná záťaž pre obyvateľov a zvýši sa komfort cestovania. Cesta I/33 je navrhnutá v kategórii S 11,5/70 v celkovej dĺžke 6,465 km, cesta I/14 v kategórii S 9,5/80 v dĺžke 0,923 km. Súčasťou stavby je množstvo ďalších stavebných objektov riešiacich presmerovanie ciest a miestnych komunikácií, mostné objekty, cyklotrasy, prístupy na pozemky, prevádzkové súbory, protihlukové steny, inžinierske siete, vegetačné úpravy a taktiež dva tunelové objekty: hĺbený tunel Kramolna dlhý 100 metrov a tunel Dolní Radechová. Práve tieto objekty realizuje spoločnosť Marti a.s.

Objednávateľom stavby je Ředitelství silnic a dálnic s.p. a zhotoviteľom je „Společnost obchvat Náchoda“ ktorá združuje firmy: EUROVIA CZ a.s., Stavby mostů a.s., Marti a.s. EUROVIA SK, a.s.

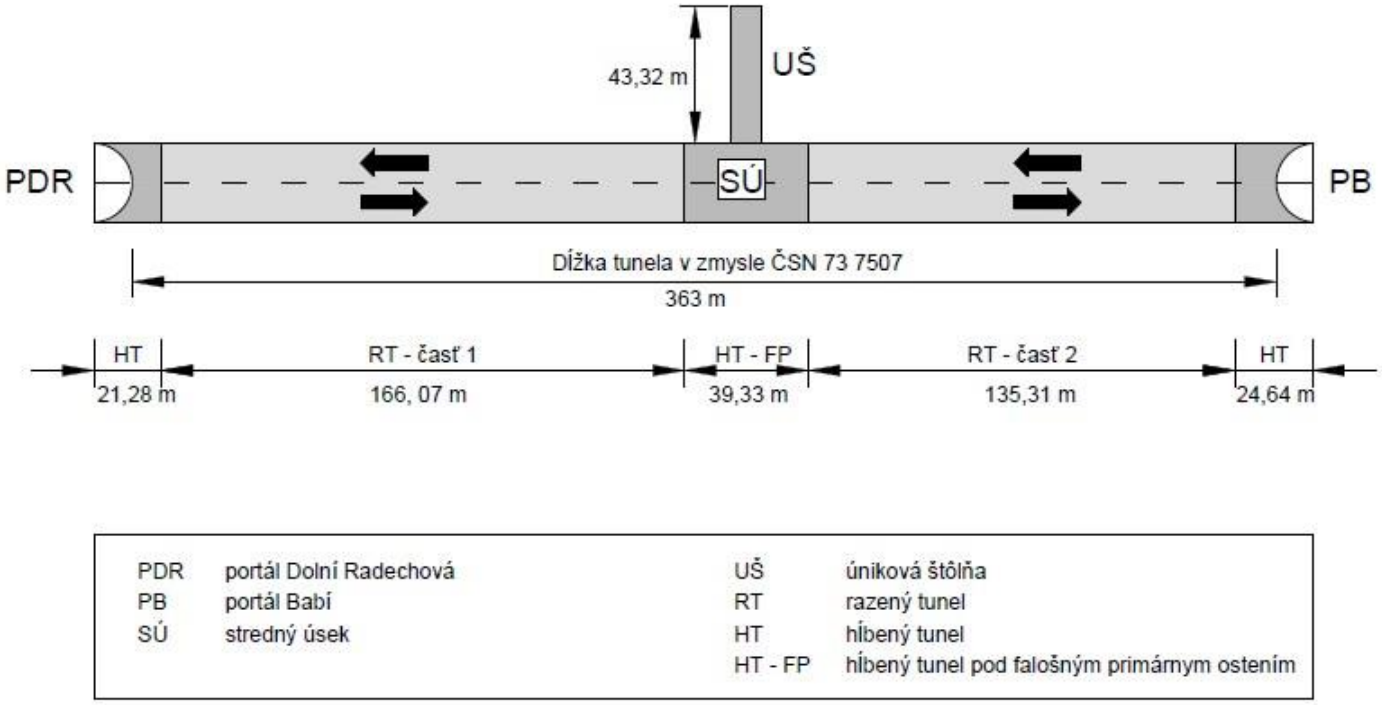


Obrázok 1: Prehľadná situácia stavby

2. TUNEL DOLNÍ RADECHOVÁ

2.1 ZÁKLADNÉ INFORMÁCIE O TUNELI

Hlavným dôvodom návrhu tunela Dolní Radechová na trase cesty I/33 je potreba prekonať geomorfologicky členité územie juhovýchodne od obce Dolní Radechová. Tunel prekonáva dva chrbty s maximálnou nadmorskou výškou 391,1 a 394,0 m n. m., pričom nadložie dosahuje miestami až 25 metrov. Medzi týmito chrbtami, približne v strede tunela sa nachádza priečne údolie, kde sa pôvodne mal tunel vzhľadom na nízke nadložie a nepriaznivé geologické podmienky budovať v otvorenej stavebnej jame. Na základe skutočne zastihnutej geológie pri hĺbení jamy a taktiež vzhľadom na kolíziu vedenia VVN 100kV so zdvíhacou technikou došlo v priebehu prác k zmene tvaru stavebnej jamy a návrhu tzv. falošného primárneho ostenia. Tunelová rúra je teda rozdelená na dva razené úseky dva hĺbené úseky a jeden hĺbený úsek pod falošným primárnym ostením.



Obrázok 2: Schematické znázornenie tunela Dolní Radechová

V zmysle ČSN 73 7507 Projektování tunelů pozemních komunikací je tunel Dolní Radechová zaradený medzi krátke tunely. Tunelová rúra bude prevádzkovaná jednosmerne s navrhovanou rýchlosťou 70 km/hod. Celková dĺžka tunelovej rúry (vzdialenosť medzi vonkajšími lícami oboch tunelových portálov) je 363 m.

Súčasťou tunela je úniková štôlňa s dĺžkou približne 44 m, umiestnená zhruba v strede tunelovej rúry kolmo na tunelovú rúru. Monolitická konštrukcia štôlne (napojenie na hĺbený tunel) má dĺžku približne 4,4 m. Zvyšná časť je tvorená zo 16 kusov systémových prefabrikátov. Na portál únikovej štôlne nadväzuje približne 13,6 m dlhá úniková cesta v záreze. Steny zárezu budú z oboch strán zabezpečené opornou konštrukciou z gabiónov s premenlivou výškou 2,50 – 3,50 m. Na únikovú cestu nadväzuje zhromažďovacia plocha so šírkou 5,3 m a dĺžkou 13 m s prístupovou komunikáciou šírky 2,5 m a dĺžky 60,3 m. Tunelová rúra ďalej obsahuje 8 výklenkov pre revízne šachty drenáže (4 vpravo, 4 vľavo), 4 združené výklenky (2 vpravo, 2 vľavo) pre osadenie SOS kabín, revízne šachty drenáže a taktiež vo výklenkoch na ľavej strane v smere staničenia budú umiestnené požiarne hydranty. Základné technické parametre tunela sú uvedené v Tabuľka 1.

Tabuľka 1: Základné technické parametre tunela Dolní Radechová

Počet tunelových rúr	1
Vedenie premávky	obojsmerné
Kategória tunela podľa ČSN 73 7507	T - 9,5
Navrhovaná rýchlosť	70 km/hod
Celková dĺžka tunela podľa ČSN 73 7507	363 m
Dĺžka razených úsekov tunela (časť 1, časť 2)	166,07 m / 135,31 m
Dĺžka hĺbených úsekov tunela Portál Dolní Radechová / Stredný úsek / Portál Babí	21,28 m / 39,33 m / 24,64 m
Pozdĺžny sklon	Premenlivý od 0,07 % do 3,95 %
Priečny sklon	s jednostranným klopením 2,5 – 3 % s obojstranným klopením 2,5 %
Úniková štôlňa	1 ks, kolmá na tunelovú rúru
Počet núdzových zálivov	0
Výška prejazdného prierezu	4,8 m
Šírka chodníkov	1,0 m
Svetlá výška nad chodníkom	2,2 m

2.2 ORGANIZÁCIA VÝSTAVBY

Tunel Dolní Radechová pozostáva zo stavebnej a technologickej časti. Stavebnú časť tvorí 23 a technologickú časť 15 stavebných objektov. Razenie tunela sa realizuje dovrchne z portálu Dolní Radechová,. Vzhľadom na to, že razená časť pozostáva z dvoch relatívne krátkych častí a taktiež na technickú a časovú náročnosť jamy v strednom úseku sa ako prvá začala budovať práve stavebná jama v strednom úseku. Následne sa začalo s výstavbou stavebnej jamy – portál Dolní Radechová a ako posledná sa vybuduje jama na portáli Babí. Všetky tri jamy sú naplánované tak, aby boli pripravené v dostatočnom časovom predstihu a nedošlo k obmedzeniu raziacich prác.

Po vybudovaní stavebnej jamy na portály Dolní Radechová sa pristúpilo k samotnému razeniu tunela. Počas razenia prvej časti tunela boli dokončené práce na zaistení strednej jamy a začali prebiehať práce na výstavbe stavebnej jamy – portál Babí. Po prerazení prvej časti tunela sa vedenie lutňového ťahu zdemontovalo a presunul sa ventilátor, ktorý je súčasťou separátneho vetrania do strednej jamy. To umožnilo v prvej – prerazenej časti začatie prác na profilácií primárneho ostenia a po ustálení konvergencií k realizácií základových pásov sekundárneho ostenia. Po prerazení druhej časti tunela tak bude v prvej časti tunela pripravené pracovisko pre realizáciu drenážneho odvodnenia a hydroizolačného súvrstvia, ktoré predchádzajú realizácií sekundárneho ostenia. Následne sa osadia štrbinové žľaby a obrubníky. Vznikne priestor pre uloženie požiarneho suchovodu a káblových chráničiek. Po ukončení uvedených prác bude možné realizovať samotné chodníky, vozovku, náter ostenia, budovy prevádzkovo technologického objektu, ako aj káblovody na oboch stranách tunela. Po výstavbe objektov stavebnej časti, ale aj v súbehu s ich výstavbou sa začne s technologickou časťou tunela Dolní Radechová.



Obrázok 3: Pohľad na trasu tunela Dolní Radechová (v popredí portál dolní Radechová)

2.3 RAZENÁ ČASŤ TUNELA

Konštrukcia razeného tunela je tvorená dvojvrstvovým ostením (primárnym a sekundárnym) s medziľahlou drenážnou a ochrannou vrstvou a plošnou hydroizoláciou. Razenie bude prebiehať podľa zásad novej rakúskej tunelovej metódy. V Tabuľka 2 je znázornené porovnanie predpokladaných a skutočne aplikovaných technologických tried výrubu pri razení prvého úseku tunela. Pri všetkých technologických triedach sa čelba delí na kalotu a stupeň. V rámci technologickej triedy TT 4P sa v prípade potreby zrealizuje taktiež spodná klenba. V prvom úseku tunela to však nie je potrebné. Na Obrázok 5 je znázornený vzorový priečny rez razenej časti tunela.

Primárne ostenie pozostáva zo striekaného betónu, výstužných prvkov (prútová oceľová výstuž, zvárané oceľové siete, oceľové priehradové nosníky typu BRETEX), systémového radiálneho kotvenia a z opatrení pre stabilizáciu obrysu výrubu, nadložia a čelby (kotvenie, ihlovanie a mikropilótové dáždniky). Na základe geologických podmienok sa očakáva, že rozpojovanie hornín bude prebiehať najmä pomocou vrtno-trhacích prác. V priportálových úsekoch, najmä v TT 4P sa predpokladalo že rozpojovanie hornín prebehne mechanicky avšak aj v týchto úsekoch bolo treba použiť trhaviny.

Tabuľka 3 uvádza len predpokladané technologické triedy výrubu. Skutočnosť v čase písania príspevku nie je známa.

Tabuľka 2: Úsek 1 -Technologické triedy výrubu – porovnanie predpoklad / skutočnosť

Úsek 1	Predpoklad		Skutočnosť	
Technologická trieda	Dĺžka	Percentuálne zastúpenie	Dĺžka	Percentuálne zastúpenie
TT 2	74,3	45%	53,6	32%
TT 3	56	34%	93,4	56%
TT 4	0	0%	0	0%
TT 4P	30	18%	15,6	9%

TPŠ – tunelový predštítok	5,77	3%	3,47	2%
Spolu	166,07	100%	166,07	100%

Pri všetkých technologických triedach sa čelba delí na kalotu a stupeň. V rámci technologickej triedy TT 4P sa v prípade potreby zrealizuje taktiež spodná klenba. V prvom úseku tunela to však nie je potrebné. Na Obrázok 5 je znázornený vzorový priečny rez razenej časti tunela.

Primárne ostenie pozostáva zo striekaného betónu, výstužných prvkov (prútová oceľová výstuž, zvárané oceľové siete, oceľové priehradové nosníky typu BRETEX), systémového radiálneho kotvenia a z opatrení pre stabilizáciu obrysu výrubu, nadložia a čelby (kotvenie, ihlovanie a mikropilótové dáždniky). Na základe geologických podmienok sa očakáva, že rozpojovanie hornín bude prebiehať najmä pomocou vrtno-trhacích prác. V priportálových úsekoch, najmä v TT 4P sa predpokladalo že rozpojovanie hornín prebehne mechanicky avšak aj v týchto úsekoch bolo treba použiť trhaviny.

Tabuľka 3: Úsek 2 -Technologické triedy výrubu – predpoklad

Úsek 2	Predpoklad		Skutočnosť	
Technologická trieda	Dĺžka	Percentuálne zastúpenie	Dĺžka	Percentuálne zastúpenie
TT 2	0	0%	-	-
TT 3	50	37%	-	-
TT 4	49	36%	-	-
TT 4P	30	22%	-	-
TPŠ – tunelový predštítok	6,31	5%	-	-
Spolu	135,31	100%	-	-



Obrázok 4: Odťažba lavice v úseku 1

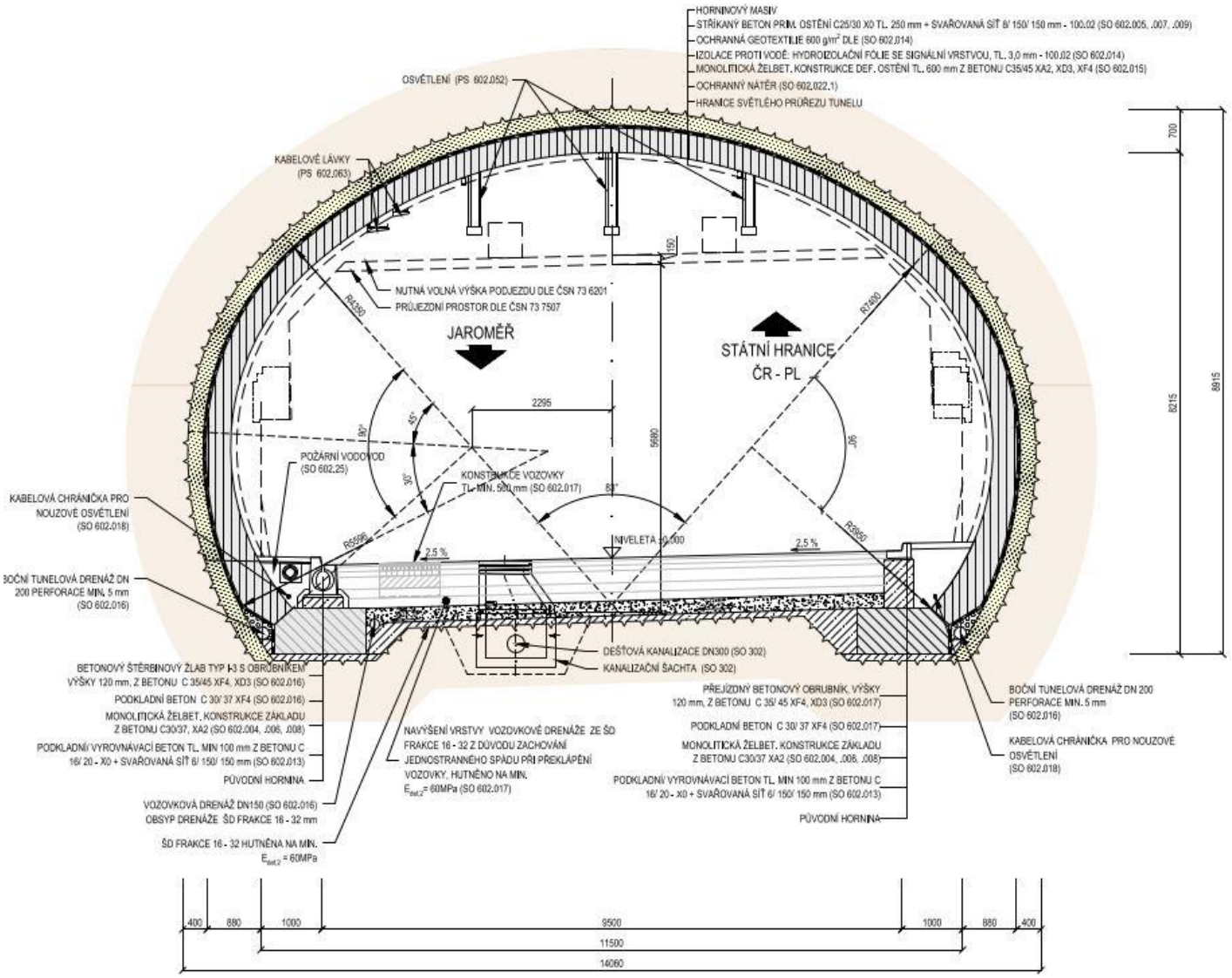
Definitívnu nosnú konštrukciu razeného tunela tvorí sekundárne ostenie, pozostávajúce z dvoch základných častí – zo základových konštrukcií a horných klenieb.

Vzhľadom na očakávané geologické prostredie na úrovni základovej škáry (zvetrané až zdravé permské pieskovce, zlepence a prachovce) sú v celej dĺžke tunela ako základové konštrukcie navrhnuté základové pásy zo železobetónu C 30/37 XA2. Základové pásy sú široké 1500 mm a vysoké 750 mm.

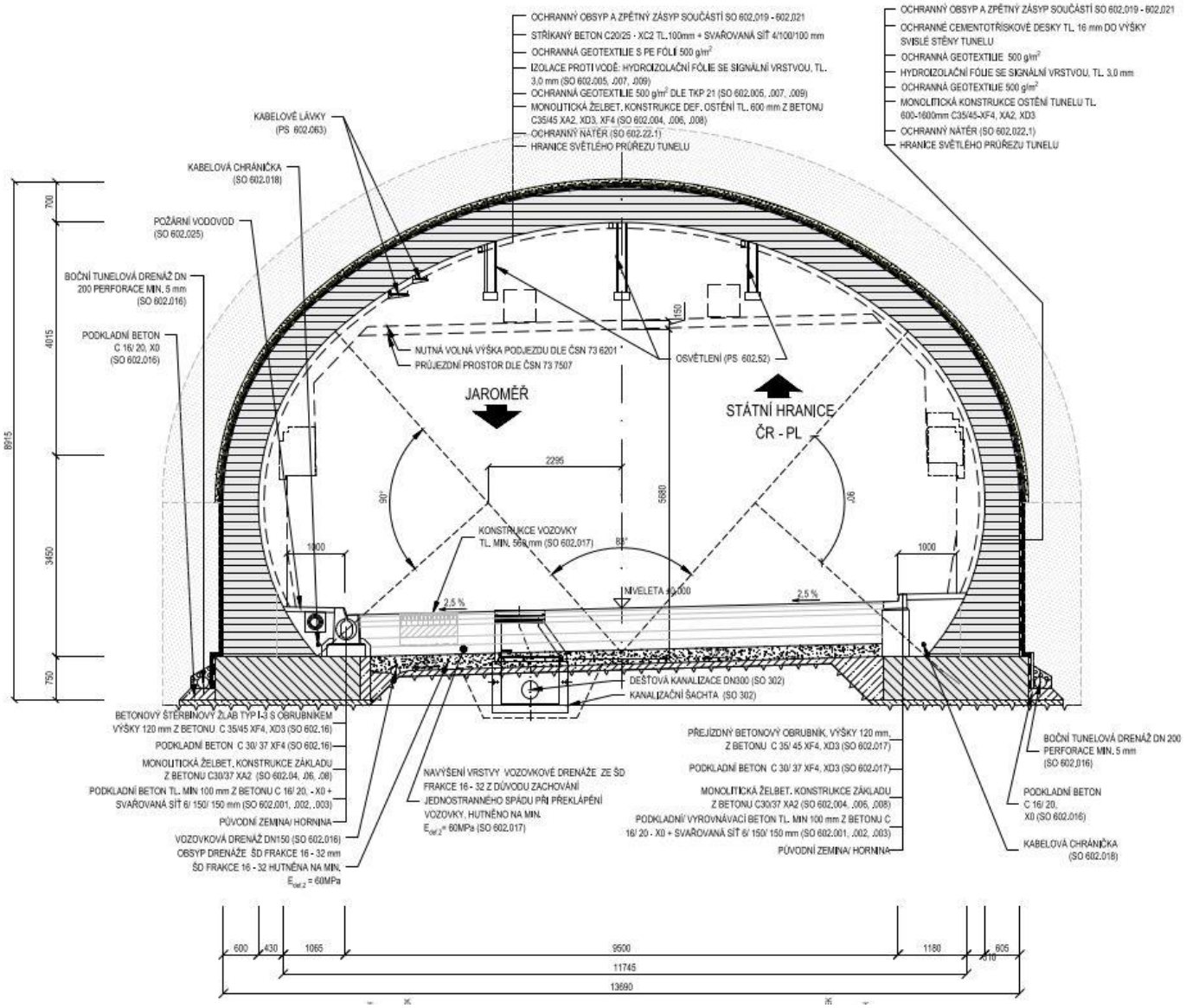
Horné klenby sekundárneho ostenia sú navrhnuté zo železobetónu triedy C35/45 XF4, XA2 XD3. Betón je vystužený betonárskou oceľou B500B a KARI sieťami Ø 8/150/150 mm. Štandardná dĺžka bloku je 12,5 m. Minimálna hrúbka sekundárneho ostenia je 400 mm, u pätiek sa zväčšuje až na 600 mm.

2.4 HĹBENÁ ČASŤ TUNELA

Nosná konštrukcia ostenia v hĺbených úsekoch tunela Dolní Radechová (úseky na oboch portáloch a taktiež v strednej jame pod falošným primárnym ostením) je rovnako ako v razenej časti navrhnutá zo železobetónu triedy C35/45 XF4, XA2 XD3. Betón je vystužený betonárskou oceľou B500B a KARI sieťami Ø 8/150/150 mm. Oproti razenej časti je však minimálna hrúbka ostenia 600 mm, pri základoch sa zväčšuje až na 1300 mm. Hĺbené úseky na portáloch sa začnú realizovať po ukončení betonáže horných klenieb v razenej časti. Pre ich realizáciu bude použitý ten istý debniaci voz na ktorý sa vyviaže výstuž a následne sa zaklopí kontra – debnením. Hĺbený úsek pod falošným primárnym ostením sa zrealizuje kontinuálne s postupom betonáži v razenej časti tunela. Vzorový priečny rez hĺbenej časti je znázornený na Obrázok 6.



Obrázok 5: Vzorový priečny rez razenej časti tunela Dolní Radechová



Obrázok 6: Vzorový priečny rez hĺbenej časti tunela Dolní Radechová

2.5 FALOŠNÉ PRIMÁRNE OSTENIE

Pri realizácií stavebnej jamy v strednej časti tunela bola zastihnutá odlišná geológia ako predpokladal geologický prieskum. Zadávacia dokumentácia predpokladala že výkopové práce budú realizované prevažne v triede ťažiteľnosti I. (77%) a triede ťažiteľnosti II. (23 %). V skutočnosti bola kvartérna vrstva ktorá mala dosahovať mocnosť viac ako 5 m oveľa tenšia (0,5 – 1 m). Pod ňou sa nachádzalo skalné podložie tvorené červenohnedými permskými pieskovcami a zlepencami. Výkopové práce tak boli oproti zadaniu sťažené a realizovali sa pomalšie.

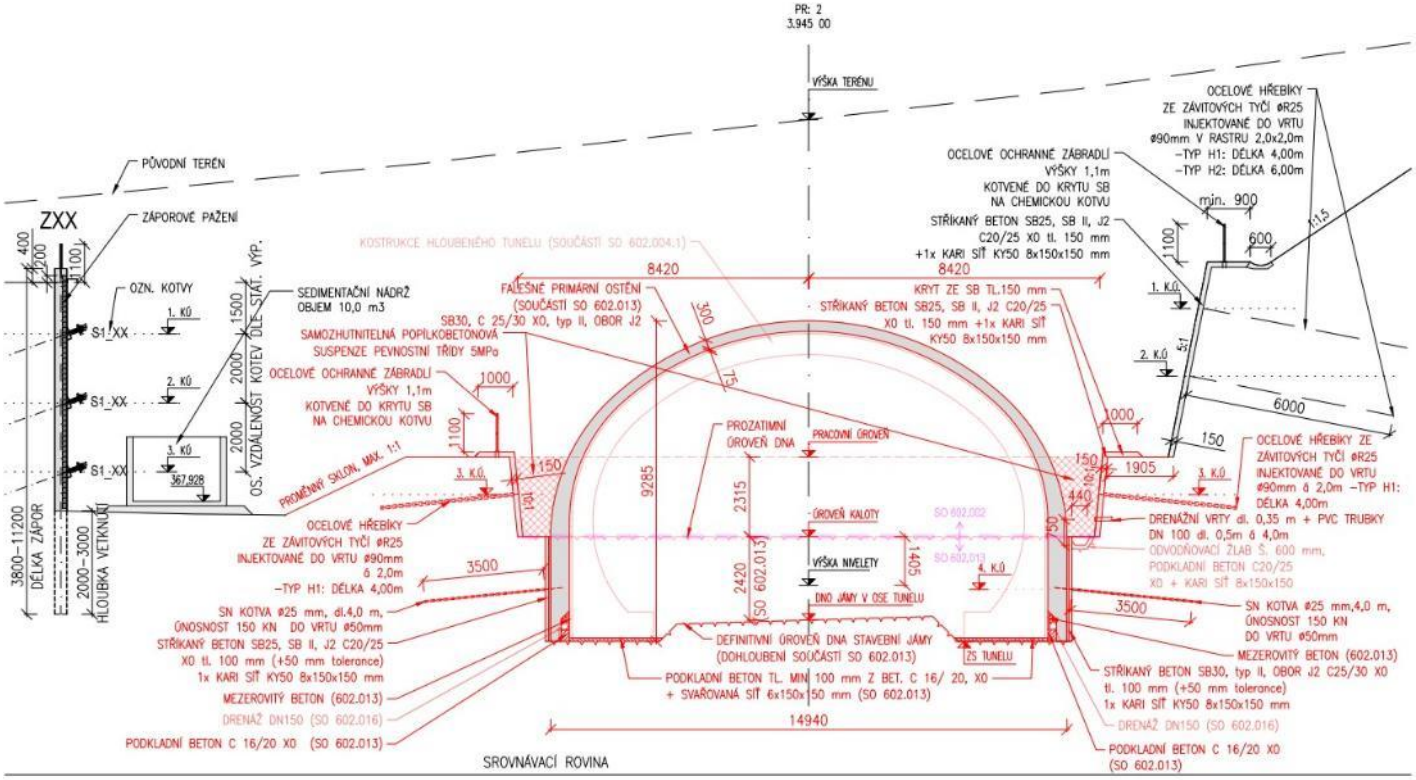
Zároveň, sa nad stavebnou jamou v strednej časti tunela nachádza vedenie veľmi vysokého napätia (110 kV). Zhotoviteľ pri začatí prác zistil, že pri realizácií sekundárneho ostenia v tejto časti pomocou kontra debnenia bude vedenie v priamej kolízií so zdvíhacou technikou

Vzhľadom na túto skutočnosť a zároveň vzhľadom na náročné rozpojovanie hornín pri hĺbení strednej jamy zhotoviteľ v spolupráci s projektantom navrhol riešenie ako optimalizovať tvar a teda objem výkopov v stavebnej jame a zároveň vyriešiť problém s vedením VVN.

Konštrukcia falošného primárneho ostenia pozostáva z kombinácie priehradových nosníkov, výstužných zváraných sietí, B systému a striekaného betónu. Týmto riešením sa zníži množstvo horniny ktorú je treba vyťažiť pri hĺbení stavebnej jamy a zároveň sa odstráni problém s kolíziou s vedením VVN keďže nebude nutné použiť zdvíhaciu techniku na osádzanie dielcov kontra debnenia.



Obrázok 7: Výkopové práce v oblasti strednej jamy – priamy prechod kvartérneho pokryvu na skalné podložie



Obrázok 8: Vzorový priečny rez - falošné primárne ostenie



Obrázok 9: Pohľad na stavebnú jamu – stredný úsek

2.6 OSTATNÉ STAVEBNÉ OBJEKTY

Po zabetónovaní hĺbenej časti tunela na portáli Babí a následnom presunutí debniaceho voza na portál Dolní Radechová Zhotoviteľ začne s osádzaním obrubníkov a štrbinových žľabov. Tieto prvky sú súčasťou odvodnenia vozovky a samotnej vozovky. Vybudovanie týchto konštrukcií vytvorí priestor pre ukladanie a následnú betonáž káblových chráničiek a zároveň vznikne kanál pre potrubie požiarneho suchovodu. Požiarny suchovod zabezpečí vodu na hasenie a v prípade požiaru bude aktivovaný, teda naplnený vodou z požiarnej nádrže na požadovaný pretlak do 240 s od obdržania signálu z požiarneho hlásiča. Pre hasenie musí byť zabezpečená dodávka vody v množstve 30 l/s po dobu najmenej 60 minút. Požiarna nádrž o objeme 117 m3 je súčasťou suterénu prevádzkovo technického objektu.

Vozovka v tuneli Dolní Radechová je totožná s priľahlou vozovkou hlavnej trasy obchvatu Náchoda (SO 102). Konštrukcia je navrhnutá v súlade s TP 170 v nasledujúcom zložení (Tabuľka 4).

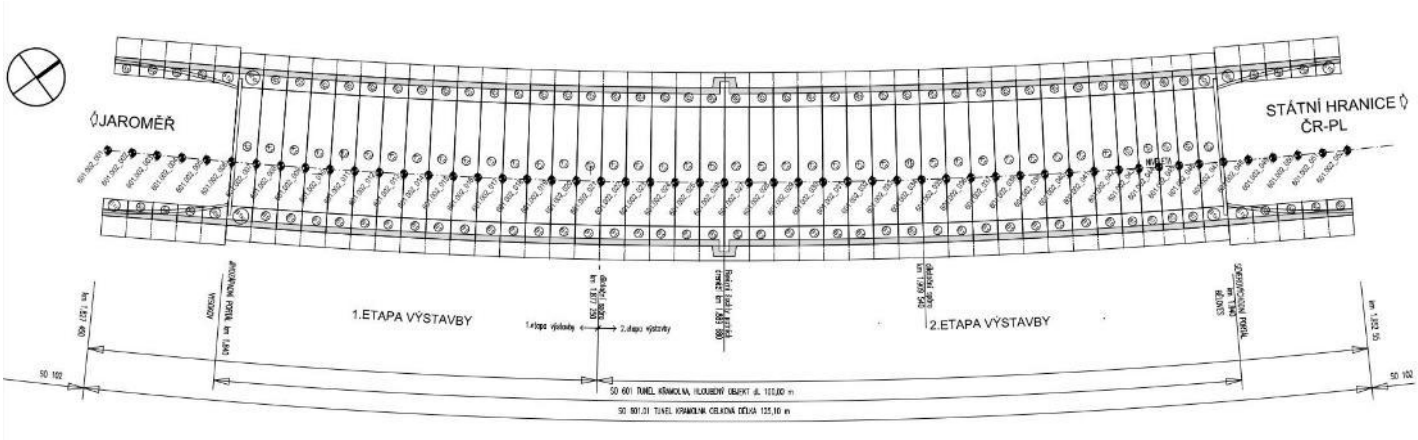
Tabuľka 4: Skladba konštrukcie vozovky v tuneli Dolní Radechová (Kramolna)

Konštrukčná vrstva	Hrúbka vrstvy	Norma
Asfaltový koberec mastixový modifikovaný s posypom predobaleným kamenivom, SMA 11S PMB 45/80 -65	40 mm	ČSN EN 13108-5 ČSN 73 6121
Spojovací postrek z polymérom modifikovanej kationaktívnej asfaltovej emulzie 0,35 kg/m2, PS-CP		ČSN EN 13808 ČSN 73 6129
Asfaltový betón pre ložné vrstvy modifikovaný, ACL 22S PMB,25/55 – 60	80 mm	ČSN EN 13108-1 ČSN 73 6121
Spojovací postrek z polymérom modifikovanej kationaktívnej asfaltovej emulzie 0,35 kg/m^2, PS-CP		ČSN EN 13808 ČSN 73 6129
Asfaltová zmes s vysokým modulom tuhosti, VMT 22 TSA 20/30	90 mm	ČSN EN 13108-1 ČSN 73 6140
Postrek infiltračný z kationaktívnej asfaltovej emulzie 0,6 kg/m^2 s posypom HDK fr. 2/4 (3,0 kg/m^2), PI-C		ČSN EN 13808 ČSN 73 6129
Mechanicky spevnené kamenivo, fr. 0/32 GA, MZK	200 mm	ČSN 73 6126-1, ČSN EN 13285, ČSN EN 3242+A1
Štrkodrva, fr. 0/32 GB, ŠDA	min. 150 mm	ČSN 73 6126-1, ČSN EN 13285, ČSN EN 3242+A1
Celkom	min. 560 mm	

3. TUNEL KRAMOLNA

3.1 ZÁKLADNÉ INFORMÁCIE O TUNELI

Zaradenie tunela Kramolna do trasy cesty I/33 vychádza z potreby prekonania výrazného geomorfologického útvaru v podobe krátkeho chrbta, resp. sedla, nachádzajúceho sa južne od obce Kramolna. Najvyšší bod terénu v tejto oblasti dosahuje kótu približne 448 m n. m., zatiaľ čo niveleta komunikácie je tu vedená vo výške 435 m n. m.



Obrázok 10: Obr. 5 Schematické znázornenie tunela Kramolna

Podľa TP 98 (Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací) ani podľa ČSN 73 7507 vzhľadom na dĺžku objektu nejde o tunel z hľadiska technologického a bezpečnostného vybavenia, a teda nie je možné ho v tomto smere kategorizovať. Prierez tunela však rešpektuje zásady dokumentácie pre územné rozhodnutie (DÚR) a je navrhnutý v súlade s ČSN 73 7507 s výškou prejazdného profilu 4,80 m.

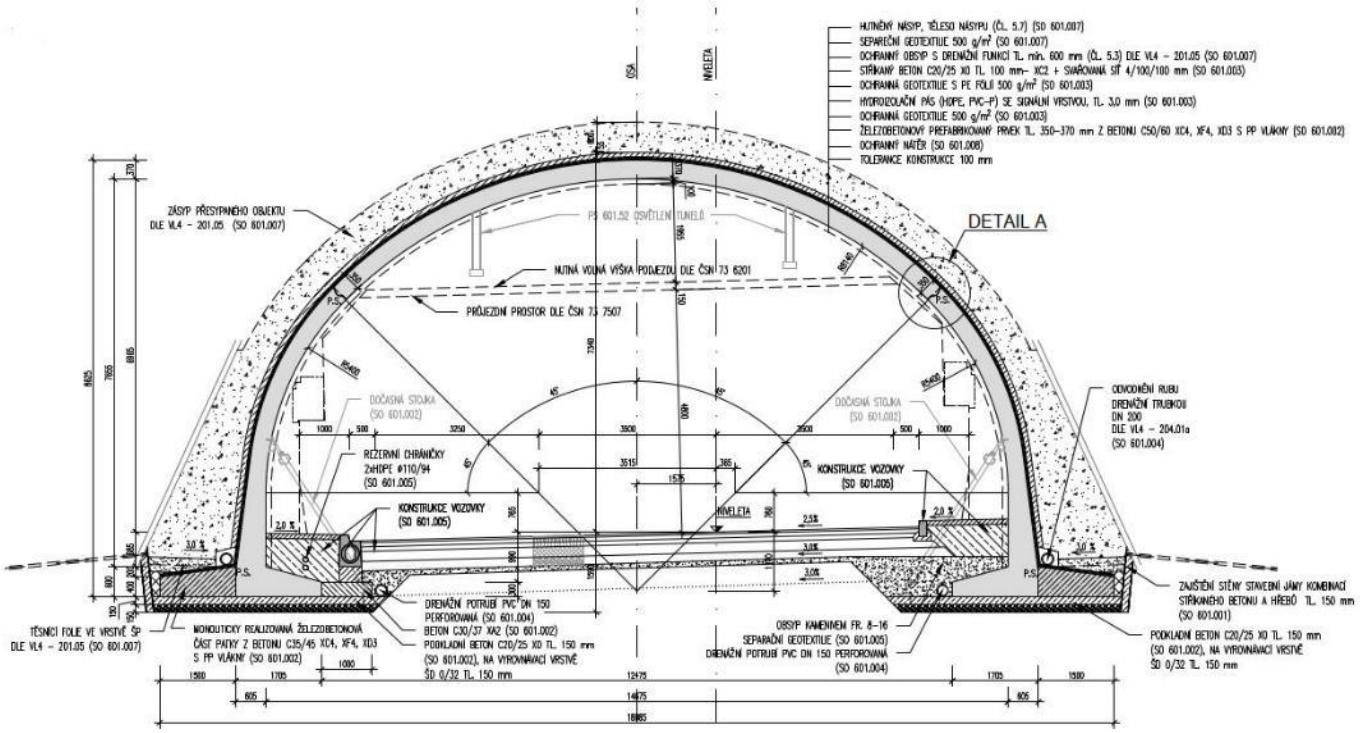
Priečny rez v tuneli je riešený ako obojsmerná dvojpruhová komunikácia doplnená stúpacím jazdným pruhom, pričom z dôvodu celkovej šírky nie sú navrhnuté núdzové pruhy. Šírkové usporiadanie v tuneli predstavuje: 0,50 m + 2 × 3,50 m + 3,25 m (stúpací pruh) + 0,50 m. Na oboch stranách sú vedené chodníky s minimálnou šírkou 1,00 m, oddelené vyvýšenou obrubou s výškou 120 mm. Základné technické parametre tunela sú uvedené v Tabuľka 5.

Tabuľka 5: Základné technické parametre tunela Kramolna

Počet tunelových rúr	1
Vedenie premávky	obojsmerné
Šírkové usporiadanie	0,50m + 2×3,50m + 3,25m (stúpací pruh) + 0,50m
Navrhovaná rýchlosť	70 km/hod
Celková dĺžka tunela podľa ČSN 73 7507	100 m
Pozdĺžny sklon	Premenlivý od 0,96 % do 2,07 %
Priečny sklon	s jednostranným klopením 2,5 %
Úniková cesta	Nie je
Počet núdzových zálivov	0
Výška prejazdného prierezu	4,8 m
Šírka chodníkov	1,0 m
Svetlá výška nad chodníkom	2,2 m

3.2 ORGANIZÁCIA VÝSTAVBY

Tunel Kramolna je navrhnutý ako presypaný prefabrikovaný hĺbený objekt s celkovou dĺžkou 100m. Pre zhotovenie konštrukcie vo výkope bude zrealizovaná stavebná jama ktorej steny budú zaistené prostredníctvom zemných klincov a striekaného betónu vystuženého kari sieťami. Realizácia objektu vrátane hĺbenia a zaisťovania stavebnej jamy je rozdelená do dvoch etáp, čo umožní zachovať plynulosť dopravy na komunikácií III/30413 počas celej výstavby. Samotná konštrukcia ostenia tunela je navrhnutá zo železobetonových systémových prefabrikovaných dielcov z betónu triedy C50/60 XF4, XA2 s prídavkom polypropylénových vlákien. Hrúbka ostenia sa pohybuje od 350 do 370 mm, pričom jednotlivé segmenty sú v priečnom reze rozdelené na bočné diely so základovými pásmi a samostatnú klenbu. Konštrukcia je plošne založená na základových pásoch ktoré sú čiastočne zmonolitnené betónom triedy C35/45 XA2 vystuženým betonárskou oceľou triedy B500B. Klenba je chránená proti pôsobeniu podzemnej vody viacvrstvovým hydroizolačným systémom. Portálové steny tunela sú navrhnuté taktiež zo systémových prefabrikátov. Odvodnenie vozovky bude zabezpečené štrbinovým žľabom umiestneným vľavo po smere staničenia. Zachytená voda bude odvádzaná podľa pozdĺžneho sklonu trasy k východnému portálu, kde je situovaná prietočná zberná šachta napojená na kanalizáciu SO 302 – Odvodnenie SO 102. Šachta zároveň umožňuje zachytávanie znečistených vôd pri umývaní tunela. V takom prípade bude uzavretá, voda odčerpaná a ekologicky zlikvidovaná. V bežnom režime funguje šachta ako prietočná. Konštrukcia vozovky v tunneli Kramolna je navrhnutá v rovnakom zložení ako vozovka cesty I/33 (SO 102), teda ako netuhá konštrukcia s asfaltovým krytom (Tabuľka 4).



Obrázok 11: Vzorový priečny rez tunela Kramolna

4. AKTUÁLNE PREBIEHAJÚCE PRÁCE

V čase písania príspevku sú dokončené stavebné jamy na portály Dolní Radechová a v strednej časti. Je vyrazený prvý úsek tunela. Razí sa druhý úsek tunela a súbežne prebiehajú práce na výkopoch zaisťovaní portálu Babí. O nedlho sa v prvom úseku začnú realizovať základové pásy, profilácia primárneho ostenia, drenážne odvodnenie, hydroizolácia a napokon sekundárne ostenie horných klenieb.

Pre tunel Kramolna sa aktuálne realizuje výkop a zaistenie prvej časti stavebnej jamy. Následne sa pristúpi k samotnej realizácií prefabrikovanej konštrukcii.



Obrázok 12: Pohľad na portál Babí

5. ZÁVĚR

Tunely Dolní Radechová a Kramolna síce patria medzi kratšie tunely, no aj napriek tomu predstavujú pre Zhotoviteľa technicky náročnú stavbu. Používajú sa tu všetky typy tunelových konštrukcií. Razený tunel, monolitický tunel vo vykopanej jame, monolitický tunel pod falošným primárnym ostením i prefabrikovaný tunel vo vykopanej jame. Ide o jedinečnú situáciu, keď zhotoviteľ realizuje tunely pomocou štyroch technológií súčasne na jednom stavenisku. Výzvou je tiež skutočnosť, že nad všetkými stavebnými jamami tunela Dolní Radechová sa nachádzajú vedenia vysokého až veľmi vysokého napätia, čo komplikuje nasadzovanie zdvíhacej techniky a mechanizácie s väčšou výškou.

Portál Dolní Radechová sa nachádza v tesnej blízkosti priemyselného areálu, ktorý bude počas výstavby v plnej prevádzke. Trhacie práce preto bude nutné vykonávať tak, aby ich seizmické účinky boli minimálne a neovplyvnili okolité objekty. Stavebná jama v strednom úseku zase susedí s cintorínom, čo si vyžaduje citlivý prístup a prispôsobenie pracovných postupov s dôrazom na rešpektovanie pietneho charakteru miesta. Trasa tunela Kramolna je vedená v blízkosti záhrad a obytnej zástavby a niektoré objekty bolo preto nutné zdemolovať čo so sebou prináša zvýšený záujem a citlivosť dotknutých obyvateľov.

Zhotoviteľ verí, že vďaka profesionálnemu prístupu všetkých zúčastnených strán sa podarí tunely zrealizovať v plánovanom termíne a požadovanej kvalite.

6. POĎAKOVANIE

Autori ďakujú objednávateľovi stavby - spoločnosti Ředitelství silnic a dálnic ČR, mestu Náchod, menovite starostovi pánovi Janovi Birkeovi, za podporu a súčinnosť pri riešení odborných a technických otázok. Poďakovanie patrí aj projektovému tímu zhotoviteľa, projektantom, zástupcom objednávateľa a technickému dozoru za odbornú spoluprácu, vecné pripomienky a konštruktívny prístup počas prípravy a realizácie projektu. Zároveň autori ďakujú všetkým kolegom a spolupracujúcim organizáciám, ktorí sa rôznymi spôsobmi podieľali na úspešnom napredovaní projektu. Poďakovanie patrí aj organizátorom

konferencie Podzemné stavby Praha 2026 za vytvorenie priestoru na odbornú diskusiu a výmenu poznatkov v oblasti podzemného staviteľstva.

LITERATURA

Dokumentace pro provedení Stavby (PDPS) vypracované společností „Společnost ŘSD BIM MAX 2020 – SAS4RP“, se sídlem Pod Pekárnami 878/2, 190 00 Praha 9 – viz https://tenderarena.cz/dodavatel/seznam-profilu-zadavatelu/detail/Z0003026/zakazka/711131

Realizační dokumentace stavby (RDS) vypracované společností „I/33 Náchod – 4ROADS-SATRA-VALBEK-PONTEX“, se sídlem Malá 542/3, Střešovice, 162 00 Praha 6

Ing. Michal Maričák

Marti a.s. – projekt I/33 Náchod - obchvat

Michal.maricak@martias.sk

Ing. Boris Čillik

Marti a.s. - organizační složka ČR

Boris.Cillik@martias.sk

Sekce 4

Geotechnický průzkum a monitoring

Předsedající: Dietmar Adam, Alexandr Rozsypal, Václav Veselý

Ústní prezentace

AKTUÁLNÍ STAV REALIZACE PODROBNÉHO GEOTECHNICKÉHO PRŮZKUMU PRO BEROUNSKÝ TUNEL
P. Pícha, O. Krásný, P. Mazáč, P. Olišar, T. Pašek, J. Nedvěd & M. Zbořilová

VÝSLEDKY GEOTECHNICKÉHO MONITORINGU TUNELU HOMOLE ZAJIŠŤOVANÉHO ZHOTOVITELEM
M. Kubiš, O. Krásný, P. Gaži, P. Karlín, V. Suchanová, J. Bažant & V. Nosek

InSAR JAKO OPERAČNÍ SLOŽKA GTM: PRAKTICKÁ APLIKACE PRO VÝSTAVBU LINKY METRA D V PRAZE
I. Hlaváčová, J. Kolomazník, J. Struhár & J. Bohátka

PRŮZKUMNÁ ŠTOLA TUNELU BÍLÁ SKÁLA NA TRASE MĚSTSKÉHO OKRUHU V PRAZE
J. Korejčík & Z. Žižka

Postery

PRŮZKUMNÁ ŠTOLA JAROVSKÉHO TUNELU MĚSTSKÉHO OKRUHU V PRAZE
P. Bureš, L. Grünwald & J. Rout

GEOTECHNICKÝ MONITORING PŘI VÝSTAVBĚ BEZBARIÉROVÉHO ZPŘÍSTUPNĚNÍ STANICE METRA JIŘÍHO Z PODĚBRAD
M. Čermák, B. Pavelková & R. Morávek

PRŮZKUMNÁ ŠTOLA MALEŠICKÉHO TUNELU
M. Hnilička & A. Veverka

RAŽBA KABELOVODU MECHANIZOVANÝM ŠTÍTEM U ŽST KOLÍN – AUTONOMNÍ GEOTECHNICKÝ MONITORING KOLEJIŠTĚ
M. Mixa, V. Petržílek & J. Košťál

AKTUÁLNÍ STAV REALIZACE PODROBNÉHO GEOTECHNICKÉHO PRŮZKUMU PRO BEROUNSKÝ TUNEL

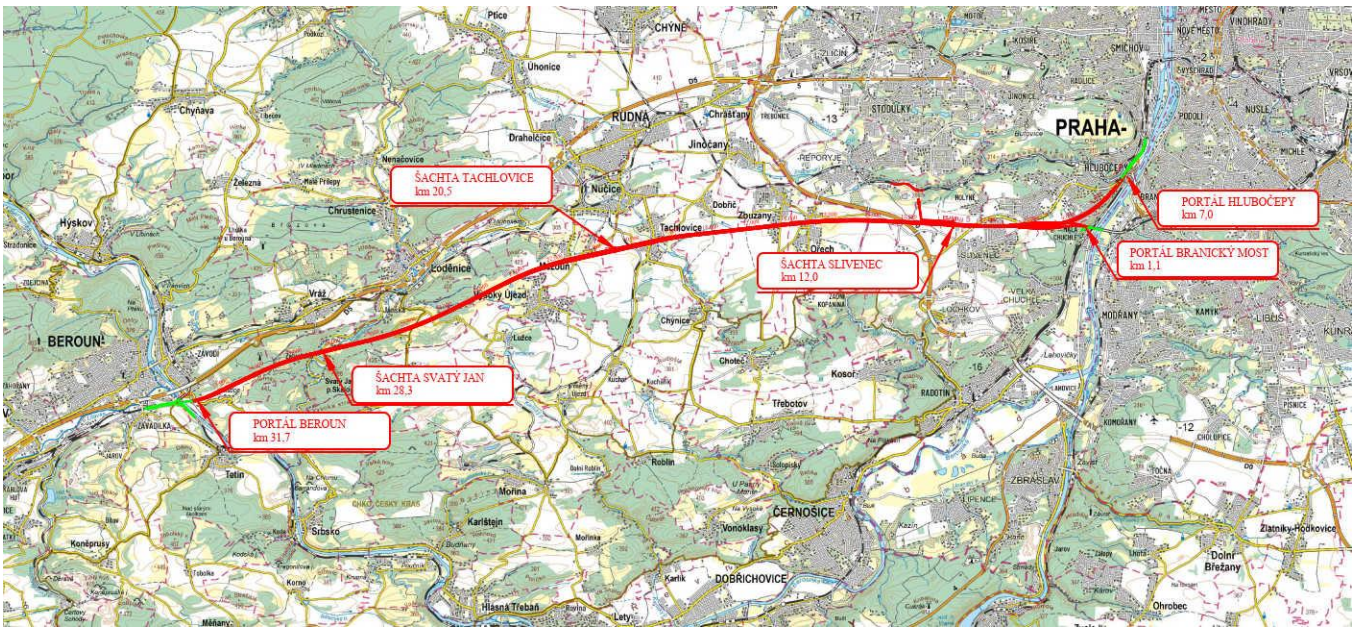
P. Pícha
GeoTec-GS, a.s., Chmelová 2920/6, 106 00 Praha 10
O. Krásný
GeoTec-GS, a.s., Chmelová 2920/6, 106 00 Praha 10
P. Mazáč
SG Geotechnika a.s., Geologická 4, 152 00 Praha 5
P. Olišar
SG Geotechnika a.s., Geologická 4, 152 00 Praha 5
T. Pašek
GeoTec-GS, a.s., Chmelová 2920/6, 106 00 Praha 10
J. Nedvěd
SG Geotechnika a.s., Geologická 4, 152 00 Praha 5
M. Zbořilová
GeoTec-GS, a.s., Chmelová 2920/6, 106 00 Praha 10

ABSTRAKT: Novostavba trati Praha-Smíchov – Beroun je součástí III. tranzitního železničního koridoru v úseku Praha – Plzeň – Cheb (– Nürnberg). Nejvýznamnější částí novostavby je Berounský tunel, který v délce bezmála 25 km protíná morfologicky výrazné území mezi údolími Vltavy v Hlubočepech a Berounky v Berouně. Tento v současnosti nejdelší projektovaný tunel v ČR zároveň prochází geologicky i strukturně velmi složitým územím středočeského Barrandienu. Pro uvedený záměr byl v roce 2023 zahájen rozsáhlý podrobný geotechnický průzkum, jehož zhotovitelem je společnost „Beroun GTC+SG" (GeoTec-GS, a.s., SG Geotechnika a.s.). Předkládaný příspěvek diskutuje aktuální stav a dílčí dostupné výsledky po dokončení I. etapy průzkumu. Geotechnický průzkum pro takto významnou stavbu je tvořen souborem různých druhů průzkumných prací a velkého počtu metod, které v souhrnu mají za cíl podat co nejvíce ucelený pohled na inženýrskogeologické, hydrogeologické a geotechnické poměry v trase tunelu a navazujících objektů. Technické práce podrobného průzkumu zahrnují především zhotovení průzkumných vrtaných sond hloubek místy přes 200 metrů. Vrtané průzkumné sondy umožňují provedení dilatometrických a vodních tlakových zkoušek, komplexního souboru karotážních metod a osazení měřidel pórového tlaku v úrovni projektovaného výrubu tunelu. Technické práce jsou samozřejmě doplněny laboratorními zkouškami mechaniky zemin a hornin, včetně souboru speciálních technologických zkoušek. Dále je realizován geofyzikální průzkum pro upřesnění geologické stavby a detekci významných tektonických poruch a také hydrogeologický průzkum se zaměřením na ověření hydrogeologických vlastností horninového prostředí, poruchových zón a posouzení ovlivnění zdrojů podzemní vody v zájmovém území.

1. ÚVOD

Úsek trati Praha-Smíchov – Beroun je součástí III. železničního koridoru Praha – Plzeň – Cheb (– Nürnberg). Zvýšení kapacity stávající trati vedené údolím Berounky není prakticky realizovatelné s ohledem na morfologii krajiny, požadavky ochrany přírody a výraznou zastavěnost území. Z těchto důvodů bylo navrženo vedení trati v úseku Praha-Smíchov – Beroun ve zcela nové trase, převážnou část tohoto úseku tvoří Berounský tunel. Hlavním účelem navrženého podzemního díla je umožnit železniční trati překonat morfologicky výrazné území mezi údolími Vltavy a Berounky, kde výška elevací v okolí obcí Vysoký Újezd a Svatý Jan pod Skalou dosahuje až 440 m n.m. (vrch Herinky u osady Záhrabská), zatímco údolí řek mají kótu cca 195–215 m n.m.

Navrhovaný tunel začíná v km 7.112 portálem Hlubočepy v blízkosti Barrandovského mostu a pokračuje jihozápadním směrem ke Slivenci. Zde se k hlavní trase připojuje odbočná větev tunelu od žst. Praha-Krč, která začíná portálem u Branického mostu v Malé Chuchli. V oblasti Slivence se hlavní trasa stáčí k západu k obci Ořech, pokračuje na obce Zbuzany, Tachlovice a Vysoký Újezd. Za Vysokým Újezdem od km cca 22.5 je trasa vedena jihozápadním směrem k obci Svatý Jan pod Skalou, kde v km cca 28.300 kříží hluboké údolí říčky Loděnice. Dále tunel pokračuje k JZ na osadu Záhrabská a je ukončen v km 31.749 berounským portálem v části Beroun – Závodí. Na tunel navazuje estakáda přes Berounku směřující přímo do žst. Beroun, kde plánovaný úsek Praha-Smíchov – Beroun končí (Obr. 1).



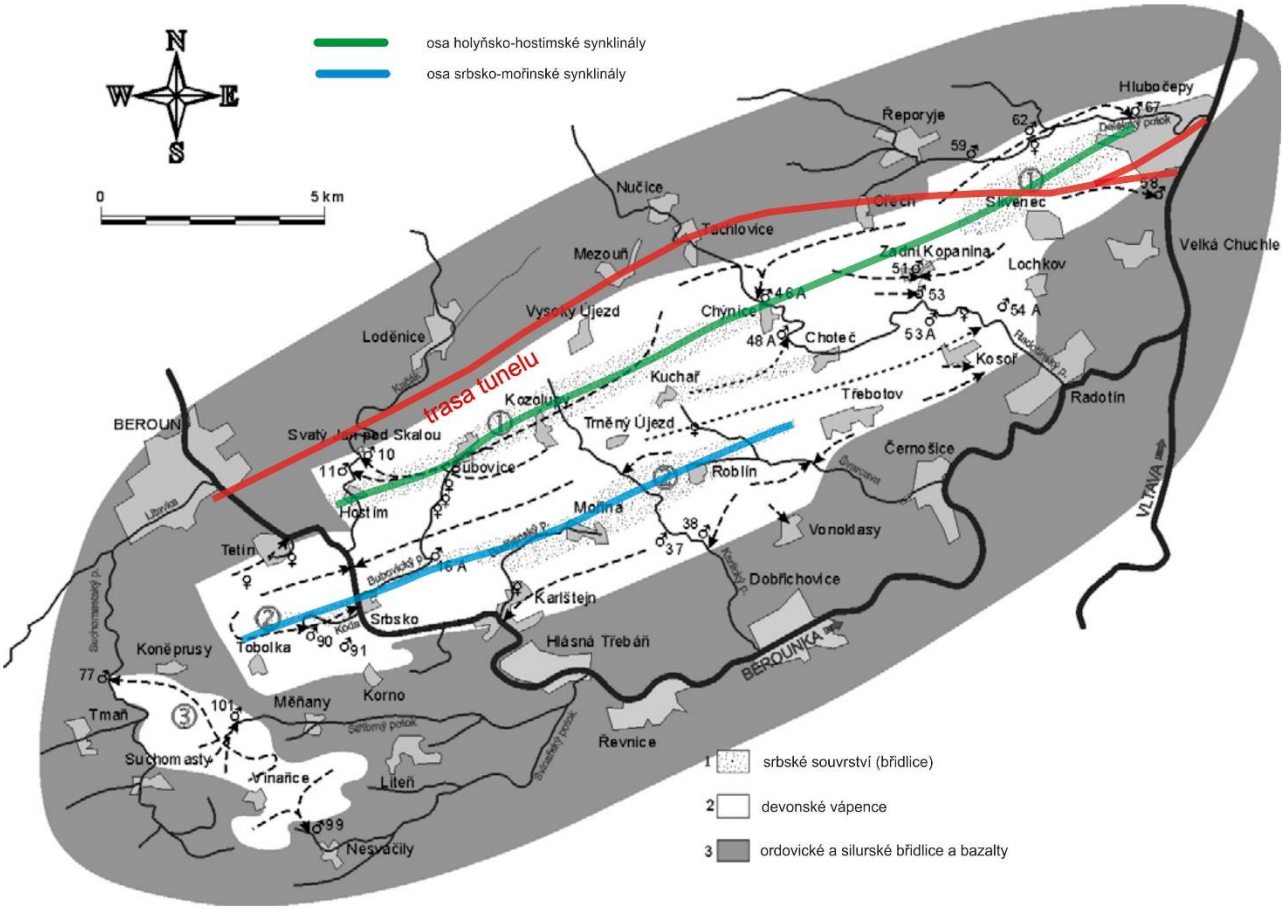
Obrázek 1: Přehledná situace trasy Berounského tunelu s vyznačením dílčích objektů

Tunel je projektován jako dva jednokolejné ražené tunely s pevnou jízdní dráhou a návrhovou rychlostí 200 km/h, obě tunelové trouby jsou pravidelně spojeny propojkami. Celková délka hlavní trasy dosahuje 24.758 km (pro levý traťový tunel), délka odbočky na Braník je 2.037 km (pro pravý traťový tunel). Tunelová trasa je rozdělena do několika úseků oddělených kavernami s trvalými přístupovými šachtami, část úseků bude ražena konvenčně (NRTM), část razícím strojem TBM. Průměr výrubu traťových tunelů bude podle technologie ražby cca 10.5–11.5 m, v úsecích kaveren a kolejových rozpletů však dosahuje až 21 m. Úvodní úseky tunelů od portálu Hlubočepy a Branický most po kavernu Slivenec budou raženy konvenčně (NRTM), stejně tak i kaverny Slivenec, Tachlovice a Sv. Jan. Úseky traťových tunelů mezi kavernami Slivenec a Tachlovice (km 12.01–19.73), Tachlovice a Sv. Jan (km 21.16–28.29) a Sv. Jan – portál Beroun (km 21.16–31.73) budou raženy strojem TBM. Výška nadloží v trase tunelu dosahuje obvykle 110–130 m, nejnižší je v portálových úsecích a v místě křížení tunelu s údolím Loděnice v obci Sv. Jan p. Skalou (km 28.386), kde dosahuje pouze 25 m. Nejvyšší mocnost nadloží je o cca 1.3 km dále ve směru na Beroun u osady Záhrabská (km 29.675), kde dosahuje až 185 m.

2. GEOLOGICKÉ POMĚRY V TRASE TUNELU

Z geologického hlediska prochází trasa tunelu oblastí staršího paleozoika (Chlupáč I., 1992) tvořícího centrální část Barrandienu ve středních Čechách. Paleozoické horniny leží diskordantně na kadomsky zvrásněných horninách proterozoika. Část Barrandienu v úseku mezi Prahou a Berounem představuje jádro pražské pánve, která je tvořena sledem sedimentů a vulkanitů ordovického až středně devonského stáří. Horniny byly poté zvrásněny variským vrásněním do systému jednoduchých antiklinál a synklinál porušených příčnou a podélnou zlomovou tektonikou (Havlíček a kol., 1986). Zvrásněné paleozoické horniny jsou částečně překryty platformními sedimenty svrchní křídy. Jedná se o jedno z nejrozmanitějších, ale zároveň z hlediska geologické stavby nejsložitějších území v České republice.

Trasa tunelu prochází při severozápadním křídle středočeského silursko-devonského synklinoria, její vedení je směrově paralelní s osou holyňsko-hostimské synklinály (Obr. 2). Celý komplex sedimentárních a vulkanických hornin paleozoika je zvrásněn s generelním směrem vrásových os VSV – ZJZ. V úseku od Hlubočep po Slivenec (km cca 12.0) prochází trasa jihovýchodním křídlem synklinály s úklonem vrstev cca 50–60°k SZ. V oblasti Slivence kříží trasa osu synklinály, za kterou se azimut úklonu otáčí k JV. V úseku od km 12.0 po Beroun prochází trasa severozápadním křídlem synklinály, úklon vrstev dosahuje převážně 30–50° k JV až JJV. Zvrásněný komplex hornin byl následně postižen podélnou zlomovou tektonikou, kdy nejvýraznější strukturou v zájmovém území je tachlovický přesmyk s úklonem 50–80° a posunem v řádu stovek metrů (Obr. 3). V poslední tektonické fázi byla celá oblast postižena velkým množstvím příčných zlomů s převažujícím směrem SZ-JV, popř. SSZ-JJV a úklonem (70–90°). Příčné zlomy vedou k výrazným vertikálním i horizontálním posunům horninových struktur.



Obrázek 2: Orientace tunelu vůči hlavním geologickým strukturám včetně znázornění hlavních hydrogeologických těles a předpokládaných směrů proudění v hlavním kolektoru, dle Bruthans a Zeman 2001, doplněna trasa tunelu a osy hlavních synklinál.

Komplex zvrásněných paleozoických hornin je v trase tunelu zastoupen horninami ordovického, silurského a devonského stáří, s ohledem na délku tunelu byla průzkumem zastižena pestrá škála typů hornin. Nejstarší sedimenty patří svrchnímu ordoviku a vyskytují se pouze lokálně v okolí Zbuzan, Tachlovic a Lištice u Berouna. Jsou tvořeny prachovitými břidlicemi a prachovci s polohami světle šedých pískovců a křemenců kosovského souvrství, ojediněle byly zastiženy jílovité břidlice královdvorského souvrství. Silurské horniny tvoří největší část trasy tunelu a vyskytují se v téměř souvislém pásu mezi obcí Ořech a Berounem. Zastižena byla všechna silurská souvrství, ale zcela dominantní podíl trasy je tvořen horninami motolského souvrství (spodní silur). Jedná se o černé prachovité graptolitové břidlice, tufitické břidlice a vápence doplněné mocnými polohami vulkanických hornin (bazalty, hyaloklastity a tufy). Horniny svrchního siluru (kopaninské a požárské souvrství) se vyskytují lokálně na začátku trasy v oblasti pražského Barrandova, v okolí Řeporyjí a Vysokého Újezdu a mají převážně charakter prachovitých a vápnitých břidlic, vápenců s tělesy bazaltů a hyaloklastitů. Především v nejmladším požárském souvrství výrazně narůstá podíl vápenců.



Obrázek 3: Zastižení tachlovického přesmyku ve vrtu J30, hloubkový úsek 40–47 m. V nadloží poruchové zóny se nacházejí starší břidlice a křemence kosovského souvrství (ordovik), v podloží byly zastiženy mladší břidlice a bazalty motolského souvrství (silur).

Devonské sedimenty tvoří centrální část synklinály a vyskytují se na začátku trasy v úseku od Hlubočep po Řeporyje. Spodní devon je v trase zastoupen lochkovským, pražským a dalejsko-třebotovským souvrstvím, horniny středního devonu náleží k chotečskému a srbskému souvrství. Převážnou část devonských hornin představují různé typy vápenců (vrstevnaté, hlíznaté, popř. masivní mikritické vápence). Výjimku tvoří dalejské vrstvy tvořené vápnitými břidlicemi s následným přechodem do třebotovských vápenců. Závěrečnou fázi sedimentace v pražské pánvi představuje srbské souvrství tvořené mocnou polohou prachovitých až jílovitých břidlic a prachovců s polohami jemnozrnných pískovců (roblínské vrstvy). Paleozoické vápence bývají postiženy krasovými jevy, jedná se především o devonské vápence lochkovského a pražského souvrství. Ojediněle bylo krasovění popsáno také v chotečských vápencích a v silurských vápencích kopaninského a přídolského souvrství. Krasové jevy mají v této oblasti charakter tzv. paleokrasu, tedy krasu vzniklého za jiných hydrologických podmínek než v současnosti. Pro Český kras jsou typické nepravidelné labyrintovité dutiny vázané převážně na pukliny, vrstevní nebo zlomové plochy a snadno krasovějící polohy vápenců. Významným fenoménem jsou také krasové jevy, kterými byl postižen původní povrch devonských vápenců (hluboké deprese a krasové kaňony). Ty byly vyplněny a zcela zakryty během sedimentace v období svrchní křídy.

Paleozoické horniny jsou částečně překryty platformními sedimenty svrchní křídy, souvislý pokryv byl zastižen mezi pražským Barrandovem a Ořechem, lokální výskyty byly zaznamenány u Zbuzan a Vysokého Újezdu. Horniny náleží perucko-korycanskému souvrství, které je tvořeno střídáním slabě zpevněných pískovců a jílovců. V oblasti Slivence byl zastižen unikátní výskyt jílovců a slínovců bělohorského souvrství na bázi s typickou polohou glaukonitických pískovců. Mocnost křídových sedimentů se obvykle pohybuje v rozmezí 10–25 m, v místě krasových depresí však byly zastiženy křídové sedimenty v mocnosti více než 100 m. Kvartérní pokryv je v trase tunelu zastoupen převážně eolickými a deluviálními zeminami, v malém rozsahu se vyskytují fluviální sedimenty. Celková mocnost kvartérních zemin se obvykle pohybuje v rozmezí 0.5–4 m, ojediněle dosahuje až 12 m (deluviální sutě na úpatí vysokých svahů).

Z hydrogeologického hlediska lze v paleozoických horninách vymezit hlavní kolektor podzemní vody, který tvoří devonská „vápencová“ souvrství lochkovské a pražské, omezeně také nadložní zlíchovské. Lokální kolektor představují chotečské vápence. Nadložní devonský izolátor je tvořen břidlicemi dalejsko-třebotovského souvrství, a především břidlicemi a prachovci souvrství srbského (roblínské

vrstvy). Podložní izolátor představují silurské břidlice, tufy a bazalty liteňské skupiny, popř. břidlice svrchního ordoviku.

3. ROZSAH PRŮZKUMNÝCH PRACÍ

Rozsah realizovaných prací byl specifikován zadávací dokumentací geotechnického průzkumu (BUCEK, R.; NEŠVARA, P. 2023). Dle této dokumentace byl průzkum rozdělen do čtyř samostatných částí:

- Průzkum pro šachty;
- Průzkum pro portály a další povrchové objekty;
- Inženýrskogeologický a hydrogeologický průzkum pro tunel;
- Geofyzikální průzkum pro tunelovou trasu

Z hlediska objemu zadaných prací a časového harmonogramu je podrobný geotechnický průzkum členěn do více na sebe navazujících etap. Rozsah průzkumu je během realizace terénních prací aktualizován v souladu s požadavky investora, projektanta a s ohledem na průběžně získané informace o charakteru horninového prostředí.

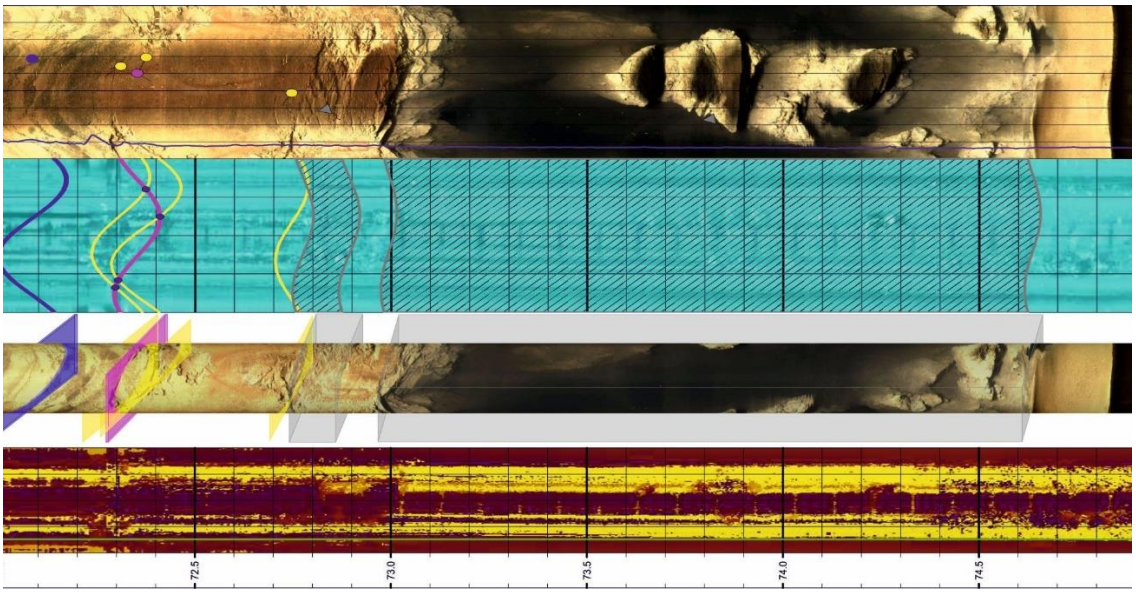


Obrázek 4: Realizace průzkumného vrtu J1 v serpentýnách Barrandovské ulice v Praze (červen 2024).

Zadávací dokumentací GTP byl navržen soubor inženýrskogeologických vrtů a vystrojených hydrogeologických vrtů, které byly doplněny polními zkouškami a karotážním měřením ve vrtech, laboratorními zkouškami a geofyzikálním průzkumem. Nedílnou součástí průzkumných prací byl také hydrogeologický průzkum. Cílem je objasnění inženýrskogeologických a hydrogeologických poměrů v zájmovém území a ověření geotechnických podmínek pro návrh a ražbu tunelu.

Pro objekt tunelu včetně přístupových šachet a portálových oblastí je v rámci dvou základních etap GTP navrženo celkem 105 průzkumných vrtů (98 svislých a 7 ukloněných) o souhrnné metráži cca 11,800 bm, hloubka vrtů (mimo portálové úseky) dosahuje 57–203 m. V zeminách a silně zvětralých horninách je zpravidla vrtáno jednoduchou jádrovkou s TK korunkou. V pevných horninách je následně využita technologie wire-line s dvojitou jádrovkou a diamantovou korunkou průměrů PQ (122 mm) a HQ (96 mm) s použitím vodního výplachu. Od úrovně 5 m nad stropem tunelu je vrtáno průměrem NQ (76 mm), a to především z důvodu požadavku na realizaci geotechnických zkoušek v oblasti výrubu tunelu. Následně se ve vrtech provádí karotážní měření – komplex geotechnických metod doplněný o akustický/optický skener (ABI/OBI). Tato měření umožnila stanovení vybraných geologických

a geotechnických charakteristik včetně orientace a sklonu diskontinuit a stanovení přirozeného proudění podzemní vody ve vrtu.

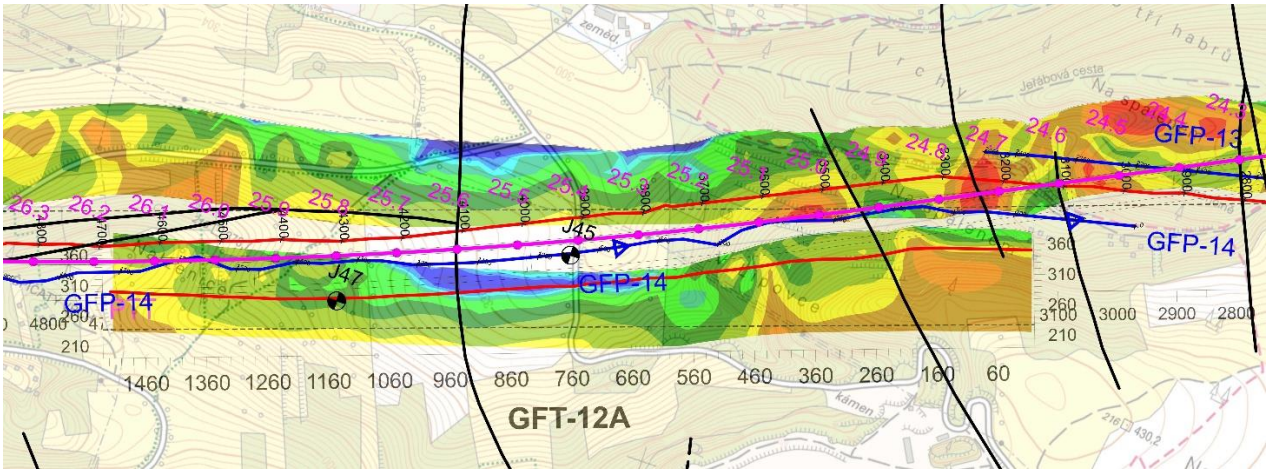


Obrázek 5: Krasová kaverna ve vrtu J7 na Barrandově, hloubka 73–75 m (výřez ze záznamu karotáže), rozhraní sliveneckých a radotínských vápenců, devon.

V rámci souboru polních zkoušek se ve vrtech realizovaly presiometrické, resp. dilatometrické zkoušky. Vzhledem k výskytu převážně zdravých hornin v oblasti výrubu byla ke zkouškám primárně využita dilatometrická sonda. Pro ověření propustnosti horninového masívu, popř. zastižených poruchových zón byly zadány vodní tlakové zkoušky. V tunelových vrtech byly zkoušky realizovány v oblasti výrubu, ve vrtech pro přístupové šachty pak průběžně v celé délce vrtu. Následně byly vrty vystrojeny čidly pro měření pórového tlaku (MPT) a vrtný stvol zatěsněn jílocementovou suspenzí. Cílem je dlouhodobé sledování tlaku podzemní vody v úrovni výrubu před stavbou tunelu, během výstavby a po jejím ukončení, aby bylo možno zhodnotit vliv stavby a provozu díla na okolní horninové prostředí.

Pro objekt tunelu včetně šachet a portálů byl projektem GTP zadán rozsáhlý soubor vzorků zemin a hornin, především z úrovně výrubu pak soubor velkoobjemových technologických vzorků hornin a také směsných vzorků pro environmentální účely. Na vzorcích zemin byly provedeny klasifikační rozbory, stanovení přetvárných a smykových parametrů, u vzorků z výplně poruchových zón byl zjišťován obsah jílových minerálů metodou RTG. Na vzorcích hornin byly stanoveny fyzikální vlastnosti, pevnost v prostém tlaku, příčném tahu, deformační parametry a petrografický popis hornin. Významnou část zkoušek hornin představoval soubor speciálních testů pro návrh razícího stroje TBM, některé z nich byly v ČR zavedeny a v souladu se zahraniční metodikou poprvé použity při tomto průzkumu. Jedná se o zkoušky abrazivity hornin – metoda CERCHAR, tzv. „Norské zkoušky“ – stanovení indexů DRI a CLI, zkoušky LCPC (stanovení abrazivnosti a lámavosti) a stanovení ekvivalentního obsahu křemene. Tyto zkoušky byly doplněny zkouškou Slake durability test (rozpadavost ve vodě) a zkouškou schopnosti tvorby horninové kaše. Z důvodu případného využití rubaniny z tunelu pro výrobu kameniva byly horniny posouzeny z hlediska pevnosti, nasákavosti a alkalické rozpínavosti, u vápencových hornin byl stanoven obsah CaO (využití jako suroviny pro výrobu cementu).

Hydrogeologický průzkum pro tunel se v I. etapě zaměřil na pasportizaci vodních zdrojů, vrtů pro tepelná čerpadla a monitorovacích vrtů v pásmu podél trasy tunelu a na chemické rozbory vzorků podzemní vody. V rámci II. etapy je aktuálně navrženo celkem 18 vystrojených hydrogeologických vrtů hloubky 30–186 m o celkové metráži cca 2230 m. Ve vrtech bude realizováno karotážní měření v kompletním rozsahu hydrogeologických metod a dlouhodobé hydrodynamické zkoušky pro posouzení hydrogeologických vlastností horninového masívu a ověření dosahu možného ovlivnění hydrogeologických poměrů realizací a následným provozem tunelu.



Obrázek 6: Poruchová zóna šířky min. 700 m (staničení km cca 25,1 – 25,8) zastižená geofyzikálním průzkumem v údolí jižně od Loděnice. Poruchová zóna se projevuje výrazným snížením měrných odporů (modrá a světle zelená barva).

Cílem geofyzikálního průzkumu bylo poskytnout spojitý obraz litologické stavby mezi jednotlivými vrty a lokalizovat výrazné tektonické linie a poruchové zóny, kde lze očekávat zhoršenou kvalitu horninového masívu s vyššími přítoky podzemní vody. S ohledem na hloubkové vedení tunelu byly využity primárně geoelektrické metody (ERT, DOP a TDEM), v místě mělce uložených šachet a přístupových štol byly doplněny mělkou refrakční seismikou (MRS). Metody ERT a TDEM byly situovány do trasového profilu vedeného podélnou osou tunelu a do příčných profilů v místě šachet. Celkem bylo změřeno 27 dílčích profilů ERT v souhrnné délce 42,270 bm a 240 sond TDEM. Pro upřesnění prostorové orientace tektonických linií bylo paralelně s profily ERT realizováno 20 dílčích profilů metodou DOP o celkové délce 26,360 bm. Metodou MRS bylo změřeno 5 příčných profilů o souhrnné délce 4800 bm.

4. ZHODNOCENÍ VÝSLEDKŮ I. ETAPY PODROBNÉHO GTP

Průzkumné práce I. etapy byly zahájeny v září 2023 a dokončeny v lednu 2026. Během této etapy bylo realizováno cca 50 % celkového objemu prací pro vlastní tunel, v celém rozsahu zadávací dokumentace byl zpracován geofyzikální průzkum. Na základě průběžných výsledků GTP pro trasu tunelu byly zjištěny některé důležité informace, které budou mít vliv na návrh tunelu v této fázi projekčních prací.

- Geologické poměry ověřené nově realizovanými vrty odpovídají z širšího geologického pohledu předpokladům o stavbě zájmového území mezi Prahou a Berounem. V detailnějším měřítku je však geologická stavba výrazně složitější s ohledem na množství zastižených horninových typů a jejich střídání, tak i z hlediska tektonického porušení masívu. Informace o geologické a tektonické stavbě budou doplněny a upřesněny na základě vyhodnocení prací II. etapy.
- V úseku od portálu Hlubočepy po kavernu Slivenec (úsek km 7.1–9.5) byly v devonských vápencích zastiženy krasové kaverny. Jedná se o krasové kanály a dutiny často vázané na pukliny, vrstevní nebo zlomové plochy a horninová rozhraní. Dutiny mají velikost v řádu prvních metrů, jsou částečně popř. zcela vyplněné sedimenty, místy i s oběhem podzemní vody. V několika vrtech byly dutiny se silným přítokem vody ověřeny v projektované úrovni výrubu tunelu.
- Povrch devonských vápenců byl v geologické minulosti postižen intenzivním krasověním za vzniku hlubokých údolí, která byla následně vyplněna a zcela zakryta mladšími křídovými sedimenty. Jedná se převážně o rozložené až slabě zpevněné jílovce a pískovce, které jsou zpravidla zvodnělé. Tato údolí byla na několika místech ověřena vrty a geofyzikálním průzkumem. Na pražském Barrandově dosahuje krasové údolí hloubky cca 55 m (12 m nad výrubem tunelu). Rozsáhlá krasová deprese byla zastižena mezi Barrandovem a Slivencem v místě plánovaného traťového rozpletu (staničení km 9.6–10.2). Podle stávajících informací dosahuje křídový kaňon včetně zcela zkrasovělého podloží do hloubky min. 130 m a zasahuje do úrovně výrubu (v tomto úseku v hloubce 118–140 m). Na základě této informace řeší projektant posun tunelového rozpletu s navazující kavernou do vhodnějšího místa směrem

k obci Slivenec. Hloubka a plošný rozsah křídového kaňonu bude ověřen v II. etapě průzkumu, za tímto účelem byly v této lokalitě umístěny 4 průzkumné vrty.

- Jižně od obce Loděnice v úseku km 25.1–25.8 prochází tunel výrazným poruchovým pásmem. Podle informací z odporových řezů je porucha orientována v příčném směru k ose tunelu. Následně bylo toto poruchové pásmo ověřeno průzkumnými vrty J45 a J47. V délce cca 700 m předpokládáme výskyt silně alterovaných a podrcených hornin, které budou zasahovat až pod úroveň výrubu.
- Na několika lokalitách byl zastižen přetok podzemní vody nad úroveň terénu. Jde o vrt J45 v oblasti výše uvedené poruchové zóny u Loděnice, kde byl karotáží zastižen výrazný přítok nad úrovní výrubu (hloubka cca 70 m) s výtlačnou výškou cca 0,2 m nad terén. Hlubší přítoky nebylo možno ověřit z důvodu nestabilních stěn vrtu v alterovaných horninách. Přetok vody byl také zastižen ve vrtu J29 nedaleko Tachlovic. Zde byl zastižen výrazný přítok podzemní vody v ordovických břidlicích a pískovcích na úrovni báze výrubu (hloubka cca 92 m) s výtlačnou výškou 1 m nad terén. Jedná se o silně mineralizovanou vodu typu Na-Cl (tzv. solanka) se zvýšenou koncentrací rozpuštěného metanu. Výskyt podzemní vody s obsahem metanu nelze vyloučit také v okolí šachty Slivenec. V oblasti portálu Beroun vykazoval jeden ze subhorizontálních vrtů výraznější přetok vody z ostře ohraničené tektonické struktury, který byl v průběhu prací tamponován. K ověření popisované problematiky byly operativně zacíleny průzkumné práce v II. etapě průzkumu.
- V portálovém úseku u Hlubočep průzkum identifikoval rozevřené a zvětralinami vyplněné subvertikální tektonické poruchy. Vzhledem k hloubkovému dosahu do prostoru výrubu, paralelní orientaci s podélnou osou tunelu a nízkému nadloží bude upravena technologie provádění prací na tomto místě.
- Hydrostatický tlak vody měřený v oblasti výrubu dosahuje u části vrtů hodnot 1000–1600 kPa, tedy hodnot vyšších, než se předpokládalo. V průběhu prací byla řešena spolehlivost měřených hodnot tlaku z některých vrtů s ohledem na minimální propustnost horninového prostředí stanovenou vodními tlakovými zkouškami. Bez ohledu na tuto skutečnost jsou v trase potvrzeny hodnoty tlaku vody nad 1000 kPa u vrtů, kde jsou čidla MPT osazena do míst s prokazatelným přítokem podzemní vody. Problematiku vysokých tlaků vody a spolehlivost měření bude třeba dále řešit v dalších etapách průzkumu.

5. ZÁVĚR

Předkládaný příspěvek diskutuje dílčí výsledky I. etapy podrobného geotechnického průzkumu pro Berounský tunel, který je v současnosti nejdelším projektovaným tunelem v České republice. V úvodní části jsou shrnuty informace o technickém řešení díla, popis trasy plánovaného tunelu a projektovaný rozsah průzkumných prací.

První etapa podrobného geotechnického průzkumu potvrdila, že výstavba Berounského tunelu bude probíhat v geologicky pestrém a strukturně velmi složitém území. Díky informacím z průzkumných vrtů a geofyzikálního měření se podařilo identifikovat kritická místa, jako je např. křídový kaňon u Slivence nebo rozsáhlá poruchová zóna u Loděnice. Neméně významným zjištěním je pravděpodobná přítomnost vysokých hydrostatických tlaků v oblasti výrubu a výskyt silně mineralizovaných vod s obsahem metanu, což může mít vliv na návrh ostění tunelu. Souběžně s tím byly v ČR poprvé zavedeny speciální zkoušky technologických vlastností a abrazivity hornin, které poskytují klíčová data pro budoucí konfiguraci a efektivní nasazení razicích strojů TBM. Průzkum rovněž ověřil přítomnost krasových dutin s přítoky vody v úrovni výrubu, což bude nutné zohlednit při plánované konvenční ražbě v těchto úsecích. Probíhající monitoring vodních zdrojů doplněný o hydrodynamické zkoušky v II. etapě umožní predikovat vliv stavby na režim podzemních vod.

Aktuálně s psaním příspěvku probíhající II. etapa GTP je zaměřena na získání podrobnějších informací o inženýrskogeologických a hydrogeologických poměrech v trase tunelu. Současně s tím je také kladen důraz na upřesnění a doplnění poznatků zjištěných v I. etapě.

LITERATURA

BUCEK, R.; NEŠVARA, P. *Novostavba trati Praha-Smíchov – Beroun, Projekt podrobného geotechnického průzkumu*; Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.: Praha, 2023.

BRUTHANS, J., ZEMAN O. *Nové poznatky o charakteru a genezi podzemních krasových forem v Českém krasu a v dalších oblastech bez soustředěných ponorů v ČR.* Český kras, Beroun, 2001.

HAVLÍČEK V a kol. *Ordovik. Vysvětlivky k základní geolog. mapě 1:25000 Beroun, Rudná*; ČGS Praha: Praha, 1986.

HORÁČEK, M. a kol. *Praha – Beroun. Předběžný geotechnický, geofyzikální a hydrogeologický průzkum, část A Tunely*; GeoTec-GS, a.s.: Praha, 2006.

CHLUPÁČ I. *Zpráva o stratigraficko-paleontologickém výzkumu středočeského Devonu za r. 1957*; Ústřední ústav geologický: Praha, 1958.

KRÁSNÝ, O.; PÍCHA, P.; MAZÁČ, P. *Novostavba trati Praha-Smíchov – Beroun, Podrobný geotechnický průzkum, I. etapa*; Společnost „Beroun GTC+SG“: Praha, 206.

POMYKÁČEK, I. *Novostavba trati Praha-Smíchov – Beroun, projektová dokumentace ve stupni DÚR*; SUDOP Praha, a.s.: Praha, 2023.

RNDr. Petr Pícha, Ph.D.: Autor1
GeoTec-GS, a.s., Chmelová 2920/6, 106 00 Praha 10
picha@geotec-gs.cz

Ing. Otakar Krásný: Autor2
GeoTec-GS, a.s., Chmelová 2920/6, 106 00 Praha 10
krasny@geotec-gs.cz

Mgr. Petr Mazáč: Autor3
SG Geotechnika a.s., Geologická 4, 152 00 Praha 5
petr.mazac@geotechnika.cz

Mgr. Petr Olišar: Autor4
SG Geotechnika a.s., Geologická 4, 152 00 Praha 5
petr.olisar@geotechnika.cz

Mgr. Tomáš Pašek.: Autor5
GeoTec-GS, a.s., Chmelová 2920/6, 106 00 Praha 10
pasek@geotec-gs.cz

RNDr. Jiří Nedvěd: Autor6
SG Geotechnika a.s., Geologická 4, 152 00 Praha 5
jiri.nedved@geotechnika.cz

Mgr. Monika Zbořilová.: Autor7
GeoTec-GS, a.s., Chmelová 2920/6, 106 00 Praha 10
zborilova@geotec-gs.cz

VÝSLEDKY GEOTECHNICKÉHO MONITORINGU TUNELU HOMOLE ZAJIŠŤOVANÉHO ZHOTOVITELEM

M. Kubiš[1,2], O. Krásny[1], P. Gaži[1,2], P. Karlín[1], V. Suchanová[1] & J. Bažant[1]
[1]GeoTec-GS, a.s., Praha, Česká republika
[2]DPP Žilina, s.r.o., Žilina, Slovenská republika
V. Nosek
Angermeier Engineers, s.r.o., Praha, Česká republika

ABSTRAKT: Realizace dálničního úseku D35 Ostrov – Vysoké Mýto je klíčovou součástí silniční infrastruktury v Pardubickém kraji, přičemž jeho nejvýznamnějším stavebním prvkem je tunel Homole. Tunel prochází pod vrchem Homole a jeho konstrukce se potýká s několika geotechnickými výzvami, které výrazně ovlivňují samotnou výstavbu i provoz. Součástí výstavby je i geotechnický monitoring (GTM), který je klíčovým procesem, který zajišťuje bezpečnost a stabilitu tunelových konstrukcí. Monitoring zahrnuje různé techniky a metody, které sledují geotechnické podmínky a chování materiálů před výstavbou, během výstavby a po dokončení stavby. Geotechnický monitoring na stavbě tunelu Homole je rozdělen na dvě části. Na monitoring realizovaný zástupcem objednatele, který zahrnuje geologické sledování čeleb a stavebních jam, měření deformací primárního a sekundárního ostění, měření namáhání definitivního ostění a sledování hydrogeologických podmínek. Druhou část tvoří geotechnický monitoring zajišťovaný zhotovitelem. Do této skupiny byla zařazena pasportizace objektů v zóně ovlivnění, měření trigonometrických bodů na terénu, měření nadzemních objektů a vedení, měření dynamických a akustických účinků, měření namáhání primárního ostění, inklinometrická měření, extenzometrická měření a měření na portálech a stavebních jamách.

1. ÚVOD

Výstavba dálničního úseku D35 v trase Ostrov–Vysoké Mýto představuje jednu z klíčových investic do rozvoje silniční infrastruktury Pardubického kraje. Nejvýznamnějším stavebním objektem tohoto úseku je tunel Homole, vedený pod stejnojmenným vrchem. Jeho návrh a realizace byli provázeny řadou geotechnických výzev, které mají zásadní vliv jak na průběh výstavby, tak na následný provoz tunelu. Nedílnou součástí stavby je proto geotechnický monitoring (GTM), jenž představuje zásadní nástroj pro zajištění bezpečnosti a dlouhodobé stability tunelových konstrukcí. Monitoring zahrnuje soubor metod a měřicích technik zaměřených na sledování geotechnických podmínek a chování horninového prostředí a konstrukčních prvků před zahájením výstavby, v jejím průběhu i po dokončení díla.

Tunel se nachází severovýchodně od obce Vraclav, kde dálnice D35 prochází pod hřebenem s vrchem Homole. Dálnice je navržena v kategorii R 25,5/120 s rozšířením středního dělícího pásu z 3,0 m na 3,5 m. Tunel se skládá ze dvou jednosměrných tunelových trub s délkou levé tunelové trouby 525 m (z toho hloubená část 180 m a ražená část 345 m) a pravé tunelové trouby 569 m (z toho hloubená část 120 m a ražená část 449 m) (obr. 1). Včetně tunelových úseků činí celková délka stavby 795 m. Oba tunely jsou propojeny jedním příčným propojením o délce 17,5 m. Výška nadloží v raženém úseku tunelu se pohybuje od 8,5 do 24 m nad levým tunelem a od 7 do 19 m nad pravým tunelem. Obě tunelové trouby podcházejí frekventovanou silnici I/17. Úhel křížení tunelových trubek s komunikací je cca 30°. Výška nadloží v místě podchodu silnice I/17 je cca 13,5 m. Projekt ražené části tunelu je realizován podle smluvních podmínek s využitím Žluté knihy FIDIC s vybranými prvky ze Smaragdové knihy. Objednatelem stavby je Ředitelství silnic a dálnic, s. p. (ŘSD), zhotovitelem je sdružení „Společnost pro realizaci D35 Ostrov–Vysoké Mýto, tunel Homole“ – EUROVIA CZ a.s., MARTI a.s. a EUROVIA SK, a.s. Projektantem tunelu je společnost Amberg Engineering Slovakia, s.r.o., projektantem ražené části je AMBERG Engineering Brno, a.s. Ražbu tunelu realizovala společnost MARTI a.s. Dodavatelem prací

geotechnického monitoringu objednatele je společnost INSET s.r.o. Pro zhotovitele zajišťuje práce geotechnického monitoringu společnost GeoTec-GS, a.s.



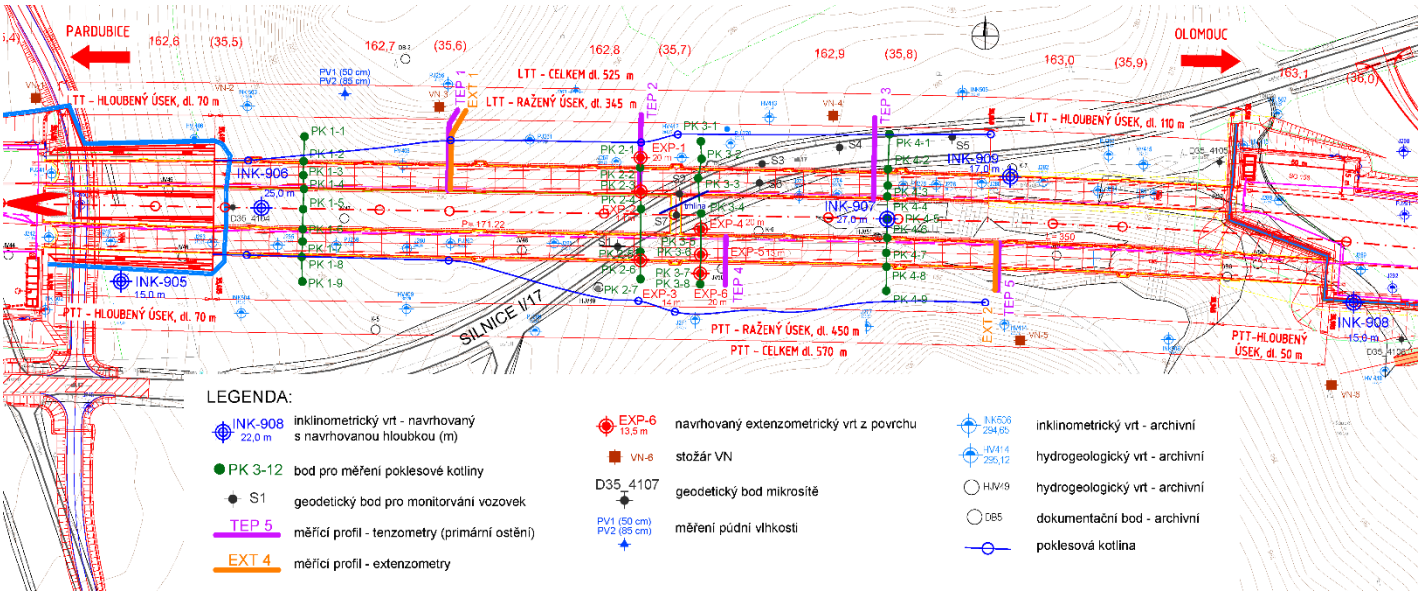
Obrázek 1: Přehledná situace stavby dálnice D35 Ostrov – Vysoké Mýto.

2. GEOLOGICKÉ POMĚRY

Zájmová oblast se nachází na východním okraji České křídové pánve. Z litologického hlediska lze zastižené jemnozrnné sedimentární horniny svrchnokřídového stáří zařadit do přechodné fáze mezi orlicko-žďárským a labským litofaciálním vývojem. Tunel Homole prochází masivem Vraclavského hřbetu. V průběhu ražby byli zastiženi polohy geneticky pestrých kvartérních zemin, dále pak hornin skalního podloží, které jsou v dané lokalitě reprezentovány křídovými písčitými slínovci a prachovci s místními přechody až do vápenců. Strukturní uložení jednotlivých vrstev skalního podloží je výrazně ovlivněno složitým geologickým vývojem území. V oblasti západního portálu tunelu vykazuje vrstevnatost křídových hornin velmi mírný sklon, přibližně 5° k východojihovýchodu (VSV). Přibližně 100 m východně od východního portálu je Vraclavská antiklinála výrazně tektonicky omezena zlomem, na němž bylo doloženo relativní zaklesnutí východního křídla až o 200 m. V úseku přibližně mezi staničením km 35,800–36,000 je ve vrtech patrný výrazný nárůst úklonu vrstev k VSV, dosahující hodnot přes 35°, přičemž dochází k jejich ohybu. Tato tektonicky podmíněná vrása, byla v minulosti popsána jako tzv. malejovská flexura. Slínovce a prachovce zastižené v oblasti Vraclavského hřbetu představují mořské sedimenty jizerského souvrství stáří středního až svrchního turonu. Na základě výsledků podrobného geotechnického průzkumu stavby D35 Ostrov–Vysoké Mýto byly pro tunel Homole vymezeny následující geotypy. Geotypy K1a a K1b představují eluviální, zcela zvětralé písčité jílovce a prachovce charakteru zemin. Geotyp K2 je tvořen silně zvětralými písčitými slínovci a prachovci pevnostní třídy R5. Mírně zvětralé písčité slínovce a prachovce tvoří geotyp K3. Nejvyšší kvalitu horninového masivu představují zdravé až navětralé slínovce a prachovce (geotypy K4 a K5) s pevností

třídy R3–R2. Pokryvné kvartérní útvary v trase tunelu Homole lze z hlediska geneze rozdělit na antropogenní sedimenty (navážky), eolické až eolicko-deluviální sedimenty (sprašové až sprašoidní zeminy), fluviální sedimenty (relikty aluvií řeky Loučné) a deluviální, tedy svahové sedimenty. V oblasti zejména báze kvartérního pokryvu byly poměrně často zaznamenány několik metrů mocné vrstvy mírně štěrkovitých šedohnědých jílů s bahnitým zápachem a proměnlivou konzistencí, od tuhé až po měkkou. Tyto zeminy jsou pravděpodobně z podstatné části tvořeny výplní ramene starého vodního toku zmíněného výše.

Hydrogeologické poměry území tunelu Homole jsou podmíněny klimatickými poměry spolu s geomorfologickými a odtokovými poměry, geologicko-tektonickou stavbou a dalšími činiteli. Na těchto činitelích závisí podíl infiltrovaných srážek, který se podílí na doplňování zásob podzemních vod v geologických strukturách a na formování jejich fyzikálně-chemických vlastností. Přítoky podzemní vody zjištěné během ražby tunelových trub byly výlučně vázány na zlomové linie, otevřené systémy průběžných diskontinuit a puklin. Jednalo se převážně o kapající vodu, v menší míře byly přítomny i měřitelné přítoky v rozmezí od 0,05 do 0,2 l/s. Celkový odtok podzemní vody z tunelových trub se během ražby pohyboval v rozmezí 2–4 l/s (Korba a Čillik 2025).



Obrázek 2: Situace monitorovacích objektů tunelu Homole.

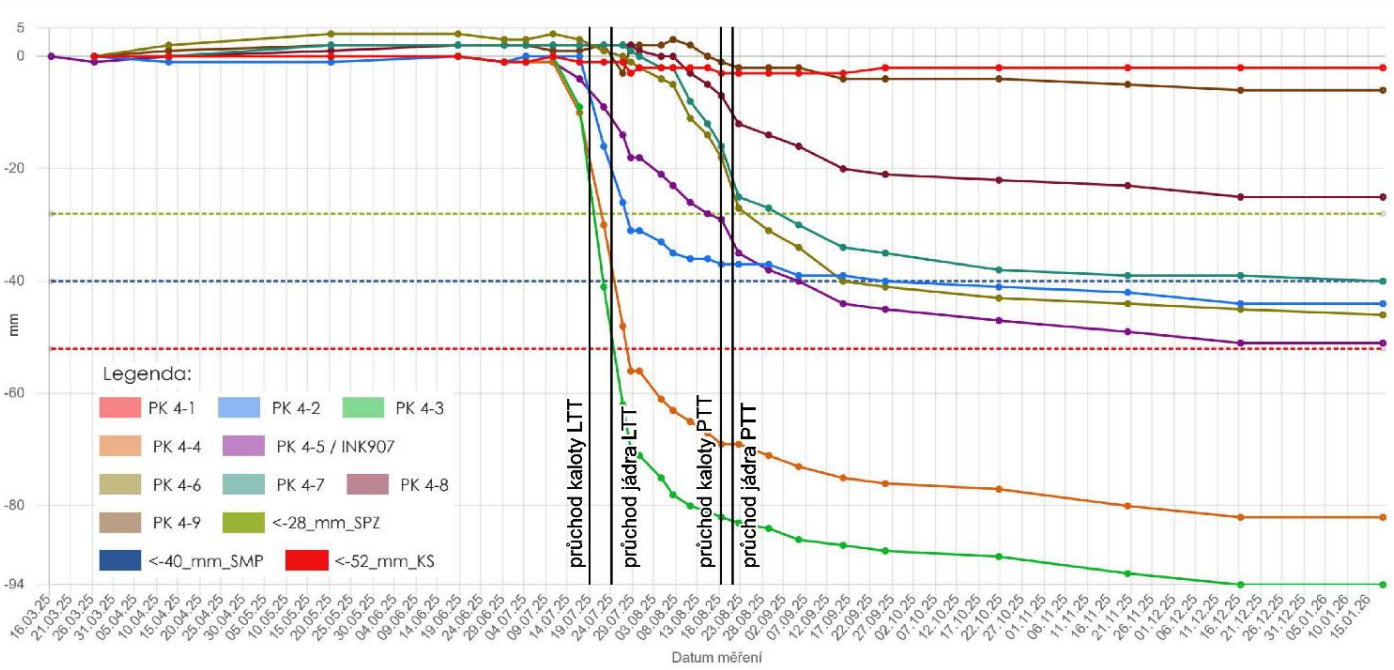
3. GEOTECHNICKÝ MONITORING TUNELU HOMOLE

Fáze geotechnického monitoringu staveb (GTM) se obvykle člení na předstihovou etapu před zahájením vlastních stavebních prací, zahrnující přípravné práce a průzkumy, fázi realizace stavby, během níž probíhají bezpečnostní, operativní a periodická měření sloužící ke sledování průběhu výstavby a ověřování stability, a fázi po dokončení stavby, která je zaměřena na dlouhodobý monitoring. Tyto etapy umožňují systematické sledování deformací, posouzení stability konstrukce i jejího vlivu na okolní prostředí, a slouží k zajištění bezpečnosti, optimalizaci technologických postupů a ověření správnosti návrhových modelů. Geotechnický monitoring tunelu Homole, včetně realizačního projektu, zajišťoval Zhotovitel, vyjma geologického sledování čeleb a stavebních jam, měření deformací primárního a definitivního ostění, měření namáhání definitivního ostění a sledování hydrogeologických podmínek, které jsou základním podkladem pro vyhodnocování klíčových kritérií dle GBR.

Cílem tohoto příspěvku je popis a charakteristika vybraných metod geotechnického monitoringu tunelu Homole ve fázi realizace stavby. Součástí příspěvku je také zhodnocení výsledků hydrogeologického monitoringu trasy D35 Ostrov-Vysoké Mýto, včetně tunelu Homole.

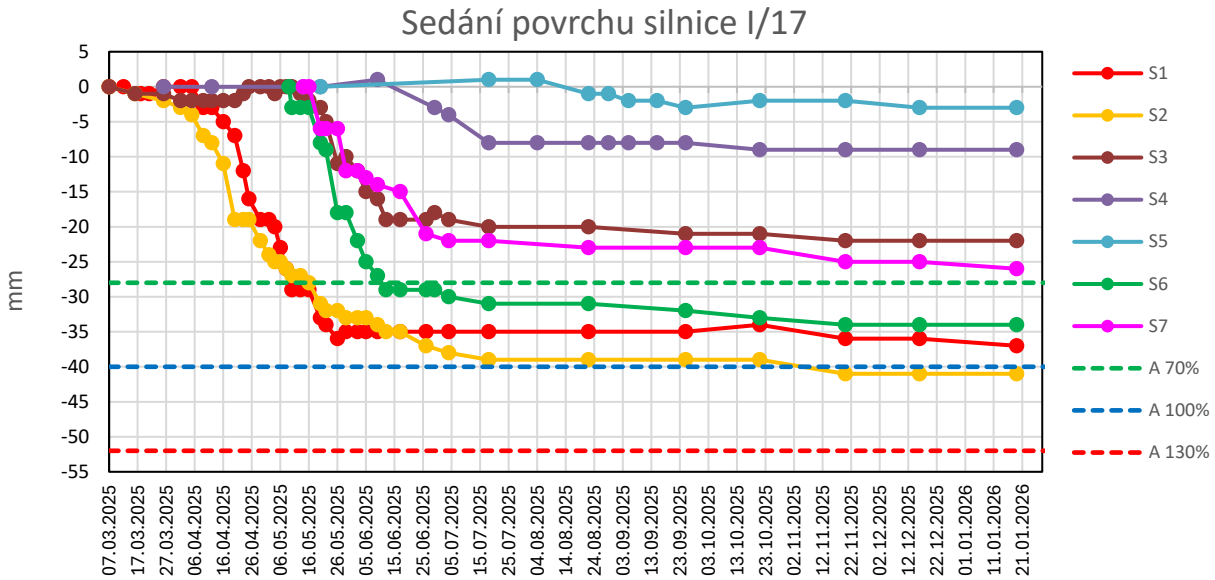
3.1 MĚŘENÍ POKLESOVÉ KOTLINY A SEDÁNÍ POVRCHU SILNICE I/17

Měření poklesu povrchu terénu nad tunelovými troubami bylo realizováno geodetickými trigonometrickými metodami. Výsledkem z měření byla výška bodu určená trigonometricky. Před zahájením stavebních prací byly na terénu stabilizovány geodetické body, uspořádané v příčných profilech tak, aby pokryly celou šířku poklesové zóny předpokládané projektem. První měřicí profil PK1 byl instalován nad západním portálem ve staničení 39,8 tm. Dva profily PK2 (190,0 tm) a PK3 (217,0 tm) jsou situovány přibližně uprostřed, v místech, kde tunelové roury procházejí pod silnicí I/17. Další profil PK4 (300,0 tm) je situován u východního portálu (obr. 2). Z hlediska vývoje deformací povrchu terénu nejzajímavější výsledky poskytla měření na profilech PK2, PK3 a PK4. Na profilu PK2 byly zaznamenány maximální hodnoty sedání povrchu terénu na bodě PK2-5 (-43 mm) nad pravou tunelovou troubou (PTT). Vyšší hodnoty sedání povrchu terénu byly zjištěny na profilu PK3, a to na bodech PK3-5 (-47 mm) a PK3-6 (-51 mm), situovaných opět nad pravou tunelovou troubou. Nejvyšší hodnoty sedání byly naměřeny na profilu PK4-5 (-51 mm), PK4-4 (-82 mm) a PK4-3 (-94 mm) nad levou tunelovou troubou (obr. 3). Nad PTT byly hodnoty sedání na profilu PK4 do -46 mm (bod PK4-6). Hodnoty limitních deformací sedání povrchu terénu byly projektantem stanoveny na hodnotu A = 40 mm. První projevy deformace povrchu terénu na sledovaných profilech se začaly projevovat přibližně 10 m před pozicí kaloty v příslušné tunelové troubě. Největší nárust deformace byl zjištěn při průchodu kaloty a jádra pod měřící profil.



Obrázek 3: Vývoj sedání povrchu terénu na profile PK4.

Souběžně s měřením poklesové kotliny probíhalo měření sedání povrchu silnice I/17. Tunel Homole prochází frekventovanou silnicí I/17 pod úhlem přibližně 30°, s výškou nadloží přibližně od 12,0 do 14,1 m. Měření poklesu silnice I/17 nad tunelovými troubami probíhalo geodetickými trigonometrickými metodami. Geodetické body na provozované komunikaci byli z bezpečnostních důvodů osazeny speciálními hranoly, které jsou určeny k monitoringu vozovek. V projektu GTM bylo navrženo celkem 5 ks speciálních geodetických hranolů. Vzhledem k doporučení rady RAMO byly přidány další dva body (S6 a S7).



Obrázek 4: Vývoj sedání povrchu silnice I/17.

Hodnoty naměřených poklesů se pohybovaly v rozsahu od -3 do -26 mm. Vyšší hodnoty sedání byly naměřeny na bodech S6 (-34 mm; A = 85 %) nad levou tunelovou troubou a S1 (-37 mm; A = 93 %) nad pravou tunelovou troubou. Nejvyšší hodnoty sedání byly zaznamenány na bodě S2 (-41 mm; A = 103 %), který je situován na levou tunelovou troubou (obr. 4). Největší nárůsty deformací byly zaznamenány při průchodu kaloty a jádra pod měřicími body. Poté následovala fáze ustalování, s následným pozvolným doznínáním deformací.



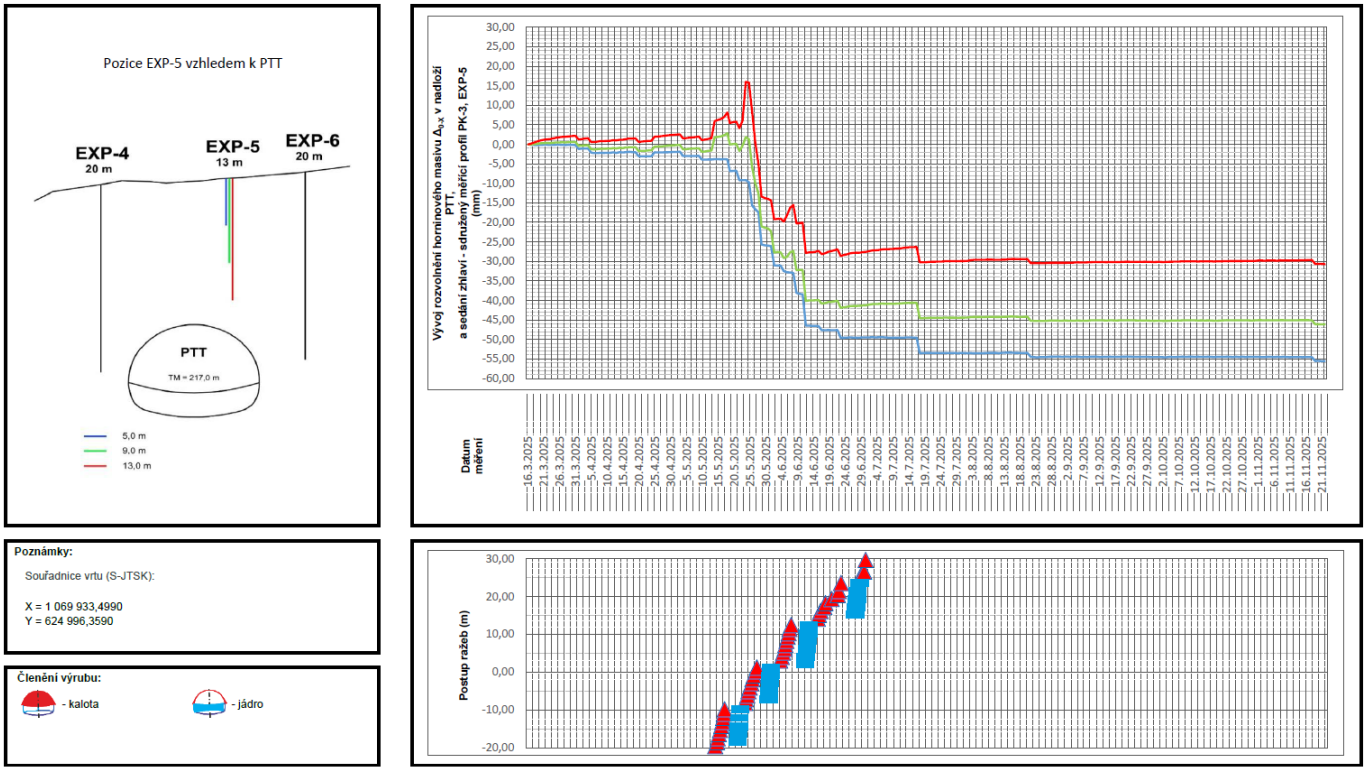
Obrázek 5: Pozice trhliny povrchu silnice I/17.

Součástí GTM bylo sledování a měření poruch nadzemních objektů jako pozemních komunikací a stožárů VN. Dne 16.5.2025 byla při obhlídce terénu zjištěna přítomnost trhliny na povrchu silnice I/17 (obr. 5). Jednalo se o podélnou trhlinu, ve středním dělícím pásu, přímo nad propojkou č. 1. Vlivem ražby a doznívajících deformací po vyražení jádra došlo k rozšíření (prodloužení) existující trhliny. Pozorovaná trhlina má dle nového zaměření délku cca. 23 m, s tloušťkou přibližně 2 až 7 mm.

3.2 EXTENZOMETRICKÉ MĚŘENÍ

Komplexní sledování odezvy horninového masivu na ražbu i jeho interakce s primárním ostěním bylo prováděno na několika hlavních měřičských profilech, které byli umístěny do charakteristických úseků ražeb specifikovaných mocností nadloží, geotechnickými podmínkami nebo profilem výrubu. Kromě standardního konvergenčního měření sledujícího deformace zajištěného líce výrubu (GTM objednatele) byli na těchto profilech v tunelu osazovány radiální extenzometrické vrty pro zhodnocení dosahu deformační oblasti kolem výrubu. Extenzometry instalované z tunelu byli osazené ve dvou profilech. Jeden profil (EXT1) byl v levé tunelové troubě v staničení 98,0 tm. Druhý profil (EXT2) byl osazen v staničení 350,0 tm v pravé tunelové troubě. V každém profilu byli instalovány 3-stupňové extenzometre v délkách 3, 6 a 9 m. Velikost deformací zjištěných na extenzometrech z tunelu se pohybovala od −0,2 do −3,9 mm. Nejvýraznější zaznamenaná deformace (−3,2 až −7,4 mm) byla způsobena průchodem jádra pod profilem EXT2.

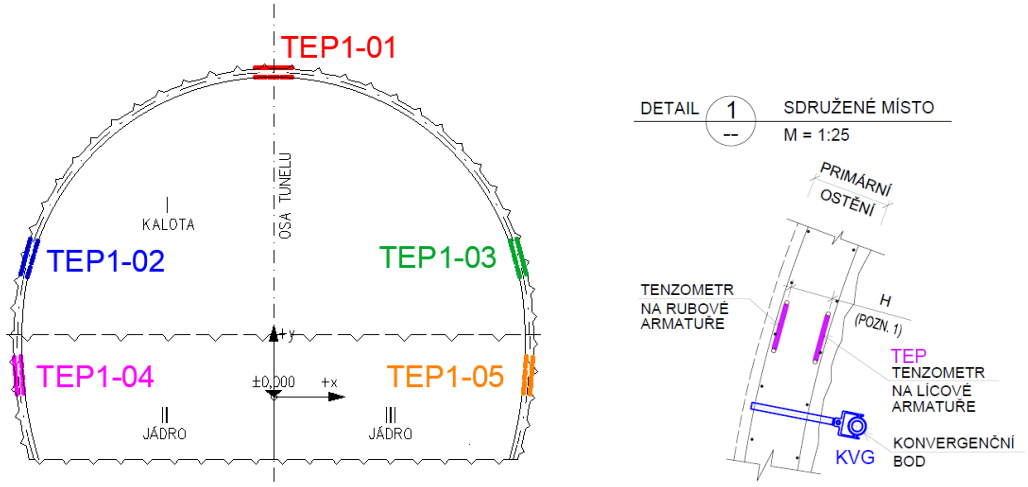
Pro sledování svislých deformací horninového masivu nad výrubem (a rozvolnění horninového prostředí) bylo v rámci GTM před započetím ražeb instalováno 6 extenzometrů (EXP1 až EXT6) z povrchu. Vrty byly umístěny do míst s očekávanými zvýšenými deformacemi, tedy do křížení LTT a PTT se silnicí I/17. Jejich situování je patrné z obr. 2. U vrtů EXP2, EXP3 a EXP5 byly instalovány tři měřicí úrovně – nejplytčí ve výšce cca 4,5 až 5,0 m, střední cca 9,0 až 9,5 m a nejhlubší cca 13,0 až 14,0 m od povrchu terénu. U vrtů EXP1, EXP4 a EXP6 bylo instalováno pět měřicích úrovní (4 m, 8 m, 12 m, 16 m, 20 m) od povrchu terénu. Některé měřicí úrovně extenzometrů EXP3, EXP5 a EXP6 zaznamenaly pohyb směrem vzhůru již několik metrů před průchodem kaloty. Nejvýraznější zdvih byl zaznamenán u extenzometru EXP5, kde byl ve vzdálenosti 4 m před průchodem kaloty naměřen vzestup o +12 mm. Tyto pohyby byly způsobeny aplikací systematické tlakové injektáže mikropilotového deštníku prováděné v předpolí čelby kaloty. Následně po průchodu kaloty a jádra pod měřicím profilem následovala fáze rozvolnění. Přibližně 12 m po průchodu kaloty a jádra pod extenzometrickým vrtem docházelo k pozvolnému ustalování deformací. Ostatní extenzometry reagovaly na postup ražby očekávaným sedáním. Hodnota sedání se pohybovala v rozsahu od -9 do -46 mm. Nejvyšší absolutní hodnota sedání byla zaznamenána u extenzometru EXP5, kde na nejhlubší kotvě dosáhla deformace -31 mm a na nejplytčí kotvě až -56 mm (obr. 6).



Obrázek 6: Průběh deformace extenzometru EXP-5.

3.3 MĚŘENÍ NAMÁHANÍ PŘIMÁRNIHO OSTĚNÍ

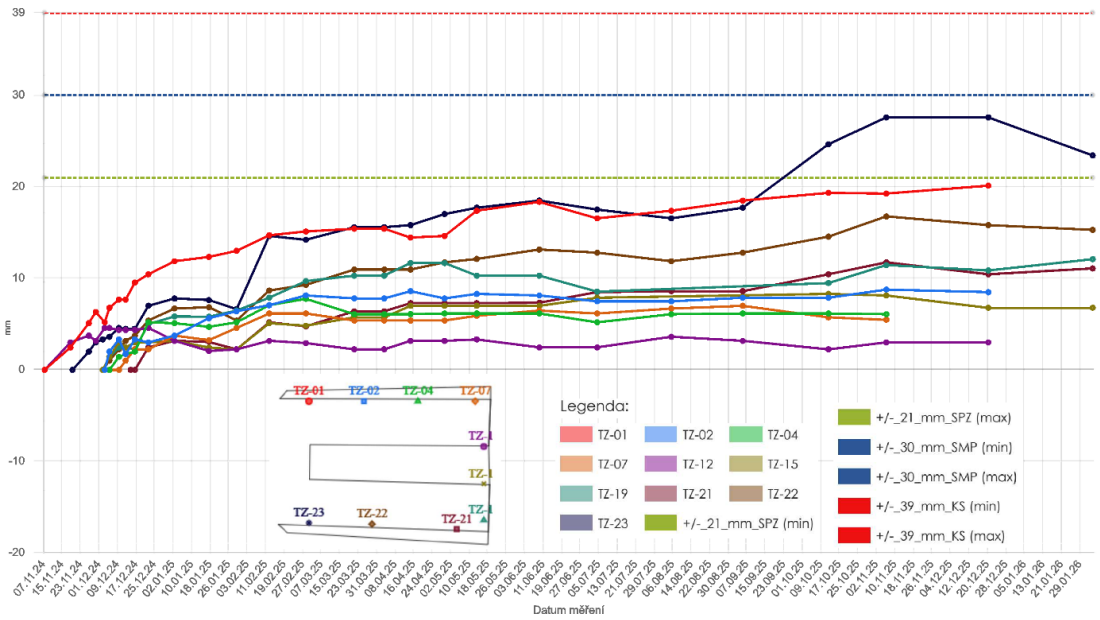
Během ražeb bylo rovněž sledováno namáhaní primárního ostění. Pro měření napětí v primárním ostění byli použity vibrační tenzometry. Celkem bylo instalováno 5 měřicích profilů, které sestávaly z pěti dvojic tenzometrů (obr. 7). Tenzometry byly vždy umístěny ve dvojicích v rubu a líci primárního ostění a to ve směru předpokládaných maximálních normálových namáhání. Maximální naměřené hodnoty napětí činily 15 až 20 kPa v tlaku či tahu.



Obrázek 7: Pozice rozmístění tenzometrů v měřičském profilu TEP-1. Detail pozice tenzometrů na rubové a lícové straně armatury primárního ostění.

3.4 MĚŘENÍ NA PORTÁLECH A STAVEBNÍCH JAMÁCH

V rámci této činnosti probíhá geotechnický monitoring stability pažících konstrukcí portálů a stavebních jam tunelu formou měření trigonometrických bodů, dynamometrů a inklinometrických měření. Celkem bylo na pažicí konstrukci v oblasti západního portálu osazeno 23 kusů trigonometrických bodů a 10 kusů dynamometrů, instalovaných pod hlavami lanových kotev. V oblasti východního portálu bylo naistalováno 30 ks trigonometrických bodu a 12 ks dynamometrů. Kromě výše uvedených monitorovacích prvků, umístěných přímo na geotechnické konstrukci, probíhal nepřetržitý monitoring přilehlých svahů prostřednictvím inklinometrických vrtů, které byly vybudovány během jednotlivých etap inženýrskogeologických průzkumů jako i během výstavby tunelu. Celkem byl monitoring podpovrchových deformací zajišťován 5 ks inklinometrických vrtů na západním portále a 6 ks vrtů na východním portále, rozmístěných po obvodu portálové stěny a v úvodních metrech ražených tunelových trubek.



Obrázek 8: Vývoj deformací trigonometrických bodů osazených na stěnách západního portálu.

Hloubení portálových stavebních jam nepřineslo žádné výrazné deformace portálových svahů ani samotné konstrukce, které by byly prokázány geotechnickým monitoringem, a celá konstrukce tak byla realizována ve stavu vysoké míry bezpečnosti. Hodnoty deformací hloubených jam na západním portálu se pohybovaly v rozmezí od 4,0 do 20,15 mm (obr. 8). Největší hodnoty deformace byly zjištěny na bodě TZ23 (27,5 mm), kde byl překročen 1. varovný stav (21 mm). V oblasti východního portálu se hodnoty deformací pohybovaly v rozmezí 1,40–12,65 mm. Na těchto bodech nedošlo k překročení kritérií VS. Vývoj kotevních sil měřených pomocí dynamometrů plně odrážel průběh prací na portálových úsecích. Kotevní síly se v oblasti západního portálu pohybovaly v rozmezí od 570 do 803 kN. V oblasti východního portálu byly kotevní síly 223–857 kN v závislosti na druhu použité lanové kotvy. Nárůsty kotevních sil byly většinou spojeny s pracovní činností na portálových stěnách a v jejich blízkém okolí.

3.5 HYDROGEOLOGICKÝ MONITORING

Hydrogeologický monitoring prováděný v roce 2025 v souvislosti s výstavbou dálnice D35 v úseku Ostrov – Vysoké Mýto poskytl ucelené informace o změnách režimu podzemních vod, zejména v oblasti tunelu Homole. Monitorovací síť zahrnovala 17 hydrogeologických vrtů s kontinuálním měřením hladiny podzemní vody, šest domovních studní a doplňková měření na vodních tocích a pramenech. Takto koncipovaný systém umožnil detailní sledování časového vývoje hladin a jejich odezvy na probíhající stavební práce. Výsledky monitoringu ukazují výraznou prostorovou diferenciaci odezvy hydrogeologického prostředí. U vrtů situovaných v bezprostřední blízkosti tunelu nebo v jeho hydraulickém dosahu byl po zahájení ražby zaznamenán významný pokles hladiny podzemní vody, často v řádu jednotek až desítek metrů. Tyto změny proběhly v krátkém časovém úseku a vedly k ustavení nového, stabilizovaného vodního režimu s minimální amplitudou kolísání, což potvrzuje dlouhodobý drenážní efekt tunelu na křídový kolektor vyvinutý v prostředí proměnlivě rozpukaných slínovců. Naopak u vrtů umístěných ve větší vzdálenosti nebo v úsecích zatížených pouze povrchovými pracemi nebyl prokázán jednoznačný antropogenní vliv; vývoj hladiny zde nadále odpovídá přirozeným klimatickým a sezónním faktorům. Celkové dosavadní výsledky jednoznačně potvrdily, že ražba tunelu Homole představuje klíčový zásah do hlubšího systému podzemních vod v místě tunelu. Zároveň však byla potvrzena prognóza, že nedojde k ovlivnění vodních zdrojů ve středně vzdáleném okolí stavby a to včetně v okolí známého pramene u kostela Sv. Mikuláše ve Vraclavi, kterému jsou přisuzovány léčivé účinky. Velmi zajímavé budou výsledky sledování dlouhodobějšího vývoje hydrogeologických poměrů po dokončení objektu tunelu Homole včetně jeho trvalého drenážního systému.

4. ZÁVĚR

Ražba tunelu Homole, který je součástí dálnice D35 Ostrov – Vysoké Mýto byla z hlediska geotechnického monitoringu zajímavou výzvou, která vyžadovala dobrou a intenzivní přípravu a samozřejmě efektivní realizaci. Samotný geotechnický monitoring zajišťovaný zhotovitelem hrál v tomto projektu důležitou roli, kterou díky kvalitnímu návrhu a provádění, po celou dobu úspěšně plnil. Na základě výsledků monitoringu lze konstatovat, že se deformační chování primárního ostění podařilo udržet v projektem nastavených mezích. Primární ostění tunelů bylo silně dimenzované vč. použití tlakových injektáží mikropilotových deštníků. Jednotlivé záběry ražeb v geologicky náročných podmínkách s nízkým nadložím byly krátké, většinou s délkou do 1 m. Největší obavy byly spojeny s ražbou tunelu pod dopravně vysoce zatíženou silnicí I/17. Překročení varovných stavů na povrchu bylo zaznamenáno pouze v oblasti sedání terénu poklesové kotliny mimo trasu silnice I/17. Při monitorování samotného povrchu silnice I/17 byly varovné stavy překročeny jen lokálně. Maximální sedání vozovky se stabilizovalo na hodnotě −41 mm. Přes tyto skutečnosti nedošlo k omezení dopravy na dané komunikaci. Z dosavadního hodnocení průběhu výstavby vyplývá, že efektivní využití výstupů geotechnického monitoringu je výsledkem úzké a operativní spolupráce zúčastněných geotechniků a geologů na stranách zhotovitele a objednatele, a dále samozřejmě projektanta a zhotovitele stavby.

LITERATURA

KORBA, A.; ČILLIK, B. *Tunel Homole.* Tunel 2025, 34 (4), 13–20.

KRÁSNÝ, O. *D35 Ostrov – Vysoké Mýto., Podrobný geotechnický průzkum – tunel Homole.* Pragoprojekt a.s., Praha 2019.

Mgr. Michal Kubiš, PhD.
GeoTec-GS, a.s., K Vinici 1256, 530 02 Pardubice
DPP Žilina, s.r.o., Vysokoškolákov 1758/3 | 010 01 Žilina,
E-mail adresa: michal.kubis@dppzilina.sk

Ing. Otakar Krásný
GeoTec-GS, a.s., K Vinici 1256, 530 02 Pardubice
E-mail adresa: krasny@geotec-gs.cz

Mgr. Pavol Gaži
GeoTec-GS, a.s., K Vinici 1256, 530 02 Pardubice
DPP Žilina, s.r.o., Vysokoškolákov 1758/3 | 010 01 Žilina,
E-mail adresa: pavol.gazi@dppzilina.sk

Mgr. Petr Karlín
GeoTec-GS, a.s., Suchomelská 538/10, 370 04 České Budějovice
E-mail adresa: karlin@geotec-gs.cz

Ing. Veronika Suchanová
GeoTec-GS, a.s., Suchomelská 538/10, 370 04 České Budějovice
E-mail adresa: suchanova@geotec-gs.cz

Bc. Jan Bažant
GeoTec-GS, a.s., K Vinici 1256, 530 02 Pardubice
E-mail adresa: bažant@geotec-gs.cz

Ing. Vladimír Nosek
Angermeier Engineers, s.r.o., Pražská 810/16, 102 21 Praha 10,
E-mailová adresa: nosek.vladimir@angermeier.cz

InSAR JAKO OPERAČNÍ SLOŽKA GTM: PRAKTICKÁ APLIKACE PRO VÝSTAVBU LINKY METRA D V PRAZE

I. Hlaváčová, J. Kolomazník & J. Struhár
GISAT s.r.o., Praha, Czechia

J. Bohátka
SG Geotechnika, a.s., Praha, Cechy

ABSTRAKT: V Praze probíhá výstavba nové trasy linky metra D. Ražba a stavební práce mohou potenciálně ovlivnit stavebně-technický stav budov a infrastruktury v zóně ovlivnění. V rámci geotechnického monitoringu pro výstavbu trasy metra D jsou posuny povrchu a budov sledovány pomocí konvenčních metod a satelitní interferometrie (InSAR). Měření z družic TerraSAR-X/PAZ jsou analyzována pomocí upraveného algoritmu PS-InSAR za účelem zachycení vyvíjejících se deformačních vzorců během výstavby. Kromě toho bylo vyvinuto několik doplňkových metod pro cílenou analýzu trendů a geotechnicky relevantních metrik. Po retrospektivní „etapě pasportizace" dosud následovalo sedm standardních monitorovacích etap s adaptivní délkou trvání a frekvencí satelitních radarových měření. Nelineární charakteristiky trendů posunů představují pro InSAR výzvu. Zejména u dat snímaných v pásmu vlnové délky X chyby při fázovém rozbalování komplikují prostorovou interpretaci, zvyšují úroveň šumu a snižují spolehlivost výsledků. Tyto problémy jsou řešeny přizpůsobením metodiky InSAR, včetně pokročilé segmentace časových řad, která zohledňuje statistické významné rozdíly v rychlostech posunů a úrovní šumu. Měření z družic Sentinel-1 z více směrů doplňují hodnocení geotechnických dopadů základních interferometrických výsledků tím, že poskytují údaje o posunech v horizontálním deformačním poli. Validace potvrzuje vysokou shodu mezi trendy posunů měřenými pomocí InSAR a konvenčními geotechnickými metodami.

1. ÚVOD

Výstavba nových tras podzemních drah v hustě zastavěném městském prostředí představuje jednu z nejkomplexnějších geotechnických výzev. V případě výstavby linky D pražského metra, konkrétně v úseku I.Dla mezi stanicemi Pankrác a Olbrachtova, je situace komplikována nejen složitými geologickými poměry, ale i přítomností husté povrchové zástavby a stávající infrastruktury. Standardní geotechnický monitoring (GTM), založený na terestrických geodetických metodách (nivelace, trigonometrie), je zde proto doplněn o technologii družicové radarové interferometrie (InSAR).

Jako klíčová doplňková technologie je v tomto projektu využívána družicová radarová interferometrie (InSAR), konkrétně její multitemporální varianta (MT-InSAR). Tato metoda umožňuje měření deformací zemského povrchu a objektů s milimetrovou přesností, a to bez nutnosti fyzického přístupu k měřeným budovám. Integrace InSAR do rutinního geotechnického dohledu byla v minulosti úspěšně doložena u řady významných projektů, například v Turíně (Barla et al., 2016) nebo v Londýně (Milillo et al., 2018), kde data sloužila k odhadu poškození konstrukcí a zpřesnění modelů interakce podloží. Významným přínosem je zejména včasná identifikace rizik prostřednictvím retrospektivních analýz, které umožňují odhalit dříve nezjištěné geotechnické anomálie (Scoular et al., 2020). Vedle samotného měření posunů jsou data využívána k hodnocení zranitelnosti budov, která je závislá na poloze objektu v poklesové kotlině (Saeidi et al., 2009).

Předkládaný příspěvek se zaměřuje na operacionalizaci této technologie v rámci probíhající výstavby v Praze jako integrované součásti komplexního GTM. Pozornost je věnována přechodu od retrospektivního vyhodnocení (pasportizace) k aktivnímu monitoringu, který je realizován v adaptivních etapách. Zdůrazněno je využití InSAR pro detekci geotechnických rizik, jako jsou náklony budov a horizontální posuny, které byly identifikovány díky kombinaci různých družicových systémů a pokročilých algoritmů zpracování.

2. DRUŽICOVÁ DATA A METODIKA

2.1 POUŽITÉ DATOVÉ SADY

Pro účely monitoringu výstavby linky metra D byla zvolena kombinace komerčních a volně dostupných radarových dat. Primárním zdrojem jsou snímky z družicového systému TerraSAR-X/PAZ (pásmo X, vlnová délka 31 mm). Tyto snímky v módu StripMap poskytují vysoké prostorové rozlišení 3x3 m, což je kritické pro identifikaci měřených bodů - trvalých odražečů (Persistent Scatterers – PS) na jednotlivých prvcích městské zástavby, jako jsou střechy, fasády či římsy.

Doplňkově jsou využívána data z družic Sentinel-1 (pásmo C, vlnová délka 56 mm). Ačkoliv disponují nižším rozlišením (20x5 m), jejich přínos spočívá v dostupnosti měření z protilehlých drah (vzestupná i sestupná). Větší incidenční úhel u těchto družic navíc zvyšuje citlivost na horizontální posuny ve směru východ-západ, což je nezbytné pro komplexní analýzu deformačního pole.

Tabulka 1: Základní parametry použitých družicových systémů

Družicový systém	Rozlišení [m]	Vlnová délka [mm]	Typický interval [dny]
TerraSAR-X / PAZ	3 x 3	31 (X-band)	11–33
Sentinel-1	20 x 5	56 (C-band)	6–12

2.2 ZPRACOVÁNÍ PS-INSAR A SEGMENTACE ČASOVÝCH ŘAD

Zpracování bylo realizováno pomocí algoritmu PS-InSAR, který vyhodnocuje fázové rozdíly signálu u bodů s vysokou stabilitou odrazu v čase. Standardní postup byl modifikován zavedením pokročilé segmentace časových řad. Vzhledem k tomu, že ražba tunelů vyvolává nelineární pohyby (náhlé poklesy následované stabilizací nebo zdvihy v důsledku injektáží), není konstantní model rychlosti pohybu v čase dostačující.

Každá časová řada byla rozdělena na úseky, v rámci kterých byla statisticky testována konstantní rychlost a úroveň šumu. Tento přístup umožňuje eliminovat chyby při fázovém rozbalování (phase unwrapping), které jsou v pásmu X u velkých gradientů posunů častým problémem. Pro každý segment je odhadnuta aktuální rychlost, na kterou je při interpretaci geotechnických rizik kladen hlavní důraz. Výsledky byly referencovány ke stabilní oblasti města mimo zónu ovlivnění stavbou.

V rámci zpracování byly testovány různé konfigurace nastavení algoritmu PS-InSAR za účelem generování optimální hustoty detekovaných PS bodů: standardní (tisíce bodů na km^2) – zahuštěné (více než 10 000 bodů na km^2). Použití adaptované varianty algoritmu PS-InSAR, která umožňuje detekovat tzv. přechodně (dočasně) koherentní odražeče, umožňuje udržovat vysokou hustotu bodů v jednotlivých etapách monitoringu v prostředí s častými změnami povrchu (např. v důsledku stavebních prací).

2.3 ODVOZENÍ GEOTECHNICKÝCH HAZARDŮ

Pro odhad geotechnického rizika byly testovány a implementovány metriky vycházející z nerovnoměrného sedání a tenzních stavů. Hodnocení zranitelnosti budov (Peduto et al., 2021) využívá parametry jako diferenciální sedání a relativní rotaci, které jsou počítány z mračna PS bodů v rámci polygonů budov. Pro vyšší objekty byl navržen index náklonu založený na korelaci mezi odhadovanou výškou PS bodu a jeho rychlostí posunu. Komplexní přístup integruje InSAR data s geotechnickými informacemi o postupu ražeb, což umožňuje stanovit skóre hazardu relevantní pro inženýrskou praxi (Saeidi et al., 2009; Ezquerro et al., 2020).

3. OPERACIONALIZACE MONITORINGU

3.1 ETAPA 0: DRI PASPORTIZACE

V roce 2022 byla provedena retrospektivní analýza archivních dat od roku 2016 do dubna 2022. Tato etapa, označovaná jako pasportizace, sloužila ke zdokumentování výchozí stability území. Bylo zjištěno, že některé plochy a objekty v zájmovém území vykazovaly poklesy již v předstihu, což bylo dáváno do souvislosti s jejich konsolidací nebo průzkumnými ražbami prováděnými v roce 2020. Stanovení „nulového stavu" je nezbytné pro objektivní posouzení vlivu ražby a řešení případných sporů o příčiny poškození staveb.

3.2 ADAPTIVNÍ MONITOROVACÍ ETAPY

Aktivní monitoring probíhá v navazujících etapách (k 1.5.2026 bylo dokončeno 7 etap). Délka etapy a frekvence pořízení radarových snímků jsou nastavovány adaptivně podle postupu ražeb a očekávané intenzity ovlivnění povrchu.

- **Intenzivní monitoring:** V obdobích s nejvyššími rychlostmi postupu ražby je frekvence měření nastavena na 11 dní.
- **Standardní dohled:** V klidnějších fázích je frekvence snížena na 22 nebo 33 dní pro optimalizaci nákladů.

Uspořádání jednotlivých fází je patrné z časového rozvržení na Obrázku 1. Celková plocha monitorovaného území zahrnuje jádrovou zónu ovlivnění (AOI) o rozloze cca 0,5 km² a širší okolí s půlkilometrovým pásmem. Součástí dodávky výsledků na konci každé etapy je i jejich interferometrická a geotechnická interpretace provedené v součinnosti s dodavatelem komplexního GTM.

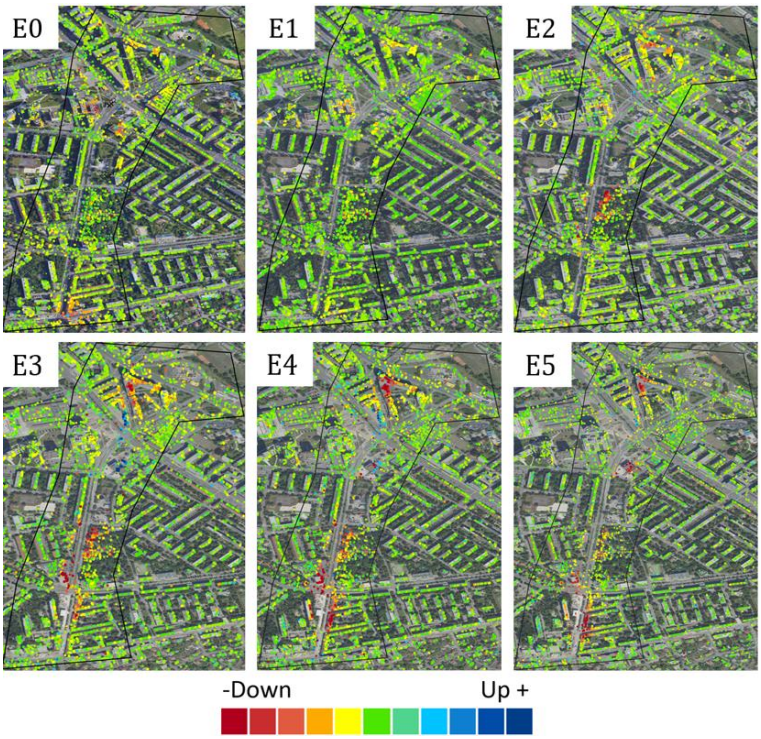


Obrázek 1: Časové rozvržení etap DRI monitoringu a frekvence radarových měření v průběhu výstavby.

4. VÝSLEDKY A DETEKCE GEOTECHNICKÝCH RIZIK

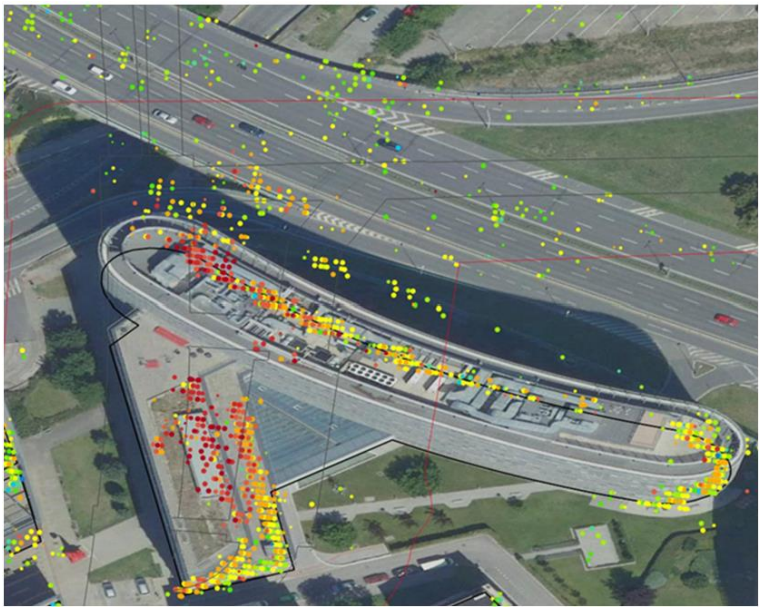
4.1 VERTIKÁLNÍ DEFORMAČNÍ POLE (TERRASAR-X/PAZ)

Na konci každé monitorovací etapy jsou vyhodnoceny mapy rychlostí pohybů v linii pohledu (LoS) ze systému TerraSAR-X/PAZ. Tyto výsledky dokumentují prostorový rozsah a dynamiku poklesových kotlin vyvolaných ražbou hlavních traťových tunelů. Výsledky dokládají, že v oblastech nad čelbou dochází k nárůstům rychlostí poklesů, které po průchodu ražby postupně odeznívají. Analýza nulté etapy navíc zpětně odhalila oblasti lokálních nestabilit souvisejících s dřívějšími ražbami šachet a štol (Obrázek 2).



Obrázek 2: Mapy rychlostí pohybů v LoS z TSX/PAZ pro etapu 0 a monitorovací etapy 1-5 dokumentující vývoj svislých deformací.

Vysoká hustota detekovaných PS bodů je klíčová pro spolehlivou detekci nerovnoměrného sedání v rámci půdorysu budov, a následné odvození geotechnických rizik. Příklad rozložení bodů na konkrétním stavebním objektu je uveden na Obrázku 3.



Obrázek 3: Vizualizace PS bodů na budově 11.B15 v zahuštěné variantě zpracování z TSX/PAZ pro analýzu diferenciálního sedání.

4.2 ANALÝZA NÁKLONŮ BUDOV

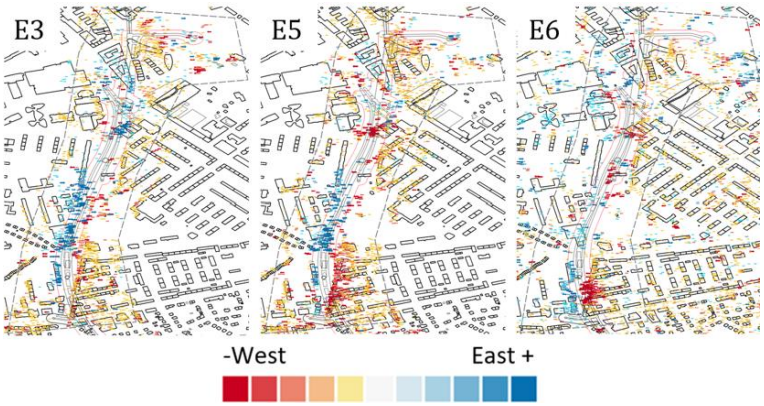
Významným rizikem při ražbě v městské zástavbě je diferenciální sedání, které může vést k náklonům budov. Pro detekci tohoto jevu byl vyvinut speciální indikátor založený na korelaci mezi výškou InSAR bodu na objektu a jeho rychlostí pohybu. U budov, které jsou vystaveny náklonu, je patrný statisticky významný rozdíl mezi posuny měřenými u paty objektu a na jeho střeše či horních podlažích.

Tento efekt byl pozorován zejména u několika patrových budov v ulici Na Strži. Vzhledem ke geometrii snímání z družice TerraSAR-X, která má strmý úhel pohledu, se náklon budovy směrem od satelitu projevuje jako zdánlivý nárůst svislého poklesu, a obráceně při náklonu směrem k satelitu. Tento

poznatek byl klíčový pro správnou interpretaci dat, kdy čistě geometrický přepočet měřené rychlosti z LoS do vertikálního směru vedl k nadhodnocení reálného sedání o několik milimetrů.

4.3 HORIZONTÁLNÍ DEFORMAČNÍ POLE

Doplňkové zpracování dat z družice Sentinel-1 umožnilo dekompozici vektoru posunu na vertikální a horizontální (východo-západní) složku. Horizontální deformační pole bylo analyzováno na konci vybraných etap. Výsledky potvrdily, že objekty umístěné na hranách poklesové kotliny jsou vystaveny horizontálním pohybům (Obrázek 4) a že rozsah zón vystavených horizontálních pohybů se v čase (mezi etapami) mění.



Obrázek 4: Vybrané mapy horizontálních rychlostí pohybů odvozené dekompozicí měření z družice Sentinel-1 pro etapy 3, 5 a 6.

4.4 GEOTECHNICKÉ SKÓRE RIZIKA

Na základě naměřených dat bylo pro každou budovu v AOI vypočteno agregované skóre geotechnického rizika. Toto skóre zohledňuje:

- Nerovnoměrnost sedání.
- Aktuální rychlost pohybu na konci etapy.
- Akceleraci pohybu mezi segmenty časové řady.

Tyto metriky jsou integrovány do mapových výstupů v online aplikaci InSARviz, která slouží pro interaktivní práci s výsledky DRI z jednotlivých etap monitoringu.

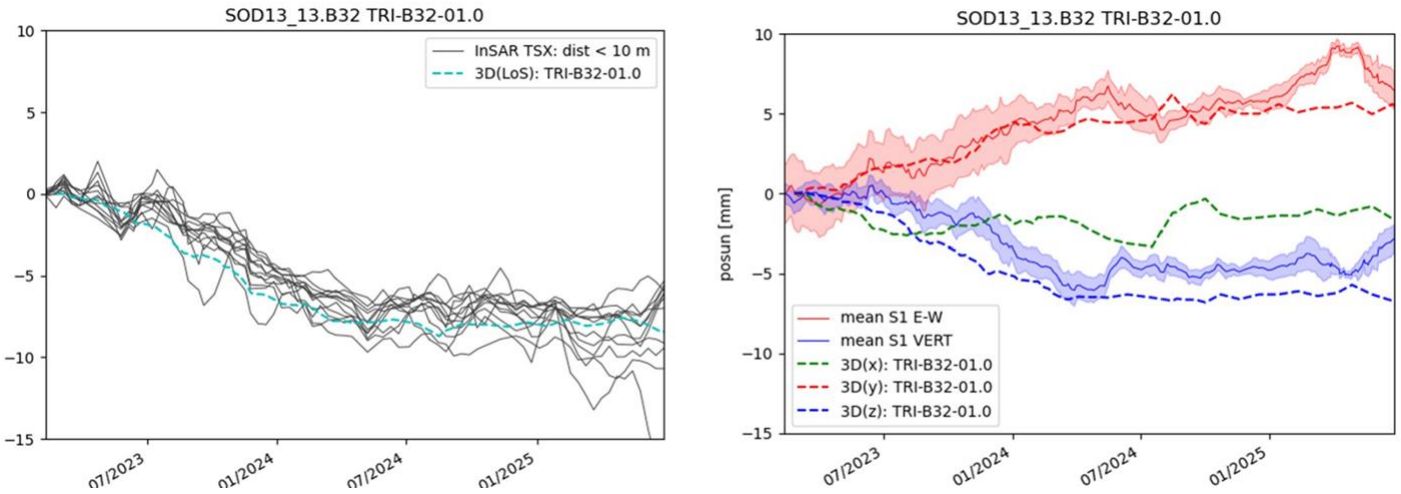
5. VALIDACE VÝSLEDKŮ

5.1 POROVNÁNÍ S PŘESNOU NIVELACÍ

Validace InSAR měření geodetickými metodami byla prováděna průběžně. Při srovnání poklesů odvozených z InSAR s daty z přesné nivelace byla zjištěna shoda v trendech, avšak s lokálními odchylkami. U budov na východní straně zóny ovlivnění v ulici Na Strži činily nesrovnalosti až 3–4 mm / rok ve vertikální rovině. Analýzou bylo potvrzeno, že tyto odchylky jsou způsobeny vlivem horizontálních posunů a náklonů budov, které metoda InSAR detekuje na úrovni střech, zatímco nivelační značky jsou osazeny u paty objektů.

5.2 SROVNÁNÍ S 3D TRIGONOMETRIÍ

Kvantitativní shoda byla potvrzena i porovnáním s trigonometrickým měřením. Příkladem je objekt 13.B32, kde časové řady InSAR věrně kopírují průběh pohybů naměřených geodeticky (viz Obrázek 5). Rozdíly v absolutních hodnotách jsou vysvětlovány odlišnou výškovou polohou měřicích bodů. InSAR body na horní části fasády a střeše vykazují výraznější vodorovné pohyby (náklony) než body v úrovni prvního nadzemního podlaží, kde jsou osazeny trigonometrické značky.



Obrázek 5: Časové řady pohybů z TSX/PAZ a 3D trigonometrie po převodu do směru LoS; S1 a 3D trigonometrie ve směrech x. y. z pro objekt 13.B32

6. DISKUSE A ZÁVĚRY

Nasazení MT-InSAR v rámci výstavby metra D potvrdilo, že tato technologie je plnohodnotným doplňkovým měřickým nástrojem s unikátními vlastnostmi. Komplexní vyhodnocení dosavadních etap dovedlo k formulaci řady klíčových benefitů:

- **Synoptičnost a plošný rozsah:** Na rozdíl od bodových geodetických měření poskytuje InSAR ucelený obraz o deformacích a umožňuje jejich reálné vymezení v rozsáhlém území. Bylo doloženo, že metoda je schopna detekovat poklesové kotliny i mimo oblast primární zóny projektovaného ovlivnění. Tyto poklesy často souvisí se změnou hydrogeologických poměrů v důsledku ražeb a stavebních prací, a mohou se projevovat ve značné vzdálenosti od místa ražby.
- **Retrospektiva a pasportizace:** Schopnost „vrátit se v čase“ a vyhodnotit archivní data od roku 2016 umožnila objektivně zpětně stanovit nulový stav území. Tato pasportizace je zásadní pro odlišení vlivů stavby od dřívějších deformačních procesů, případně může vnést cenné poznatky o stabilitě území před konvenční pasportizací již ve fázi projektování tunelové stavby.
- **Hustota a detail měření:** Využití vysokého rozlišení dat TerraSAR-X a přesnost měření dovoluje sledovat reakce jednotlivých stavebních objektů a detekovat lokální anomálie uvnitř půdorysu budov, které by standardní měření u paty objektů nemusela podchytit.
- **Ekonomická efektivita a škálovatelnost:** Metoda nenahrazuje, ale doplňuje konvenční metody měření. Možnost adaptivního nastavení frekvence snímání v závislosti na postupu ražby, hustota měření a synopticita mohou pomoci zefektivnit řízení nákladů v rámci komplexního GTM. při zachování schopnosti zachytit dynamické trendy. DRI monitoring okrajových částí designované plochy ovlivnění nebo mimo ní může indikovat nutnost nasazení přesných konvenčních metod až v případě detekce významných pohybů nebo jejich zrychlení.
- **Detekce horizontálních složek:** Kombinace různých drah a dekompozice vektoru posunu poskytuje komplexní informaci o chování objektů, včetně náklonů a horizontálních napětí na hranách poklesových kotlin.

Integrace InSAR do geotechnického přispívá k lepšímu porozumění interakci mezi ražbou a nadložím v urbanizovaném prostředí díky rozšíření prostorového a časového kontextu. Nasazení v rámci GTM metra D prokázalo, že je metoda vhodná pro rutinní nasazení v náročných projektech podzemního stavitelství, a je doporučena pro rutinní nasazení i v dalších etapách rozvoje pražské dopravní infrastruktury.

LITERATURA

BARLA, G. et al. (2016). InSAR monitoring of tunnel induced ground movements. Geomechanics and Tunnelling. roč. 9, č. 1, s. 15-22.

EZQUERRO, P. et al. (2020). Vulnerability Assessment of Buildings due to Land Subsidence Using InSAR Data in the Ancient Historical City of Pistoia (Italy). Sensors. roč. 20, č. 10, 2749.

MILILLO, P. et al. (2018). Multi-temporal InSAR structural damage assessment: The London crossrail case study. Remote Sensing. roč. 10, č. 2, s. 287.

PEDUTO, D. et al. (2021). Full integration of geomorphological, geotechnical, A-DInSAR and damage data for detailed geometric-kinematic features of a slow-moving landslide in urban area. Landslides. roč. 18, s. 961-977.

SAEIDI, A., DECK, O. a VERDEL, T. (2009). Development of building vulnerability functions in subsidence regions from empirical methods. Engineering Structures. roč. 31, č. 10, s. 2275-2286.

SCOULAR, J. et al. (2020). Retrospective InSAR analysis of East London during the construction of the Lee Tunnel. Remote Sensing. roč. 12, č. 5, s. 749.

Titul, jméno, příjmení autora: Mgr. Jan Kolomazník
Pracoviště: GISAT s.r.o.
E-mail adresa: jan.kolomaznik@gisat.cz

Titul, jméno, příjmení autora: Ing. Ivana Hlaváčová, Ph.D.
Pracoviště: GISAT s.r.o.
E-mail adresa: **ivana.hlavacova@gisat.cz**

Titul, jméno, příjmení autora: Ing. Juraj Struhár, Ph.D.
Pracoviště: GISAT s.r.o.
E-mail adresa: **juraj.struhar@gisat.cz**

Titul, jméno, příjmení autora: Jakub Bohátka
Pracoviště: SG Geotechnika a.s.
E-mail adresa: Jakub.Bohatka@geotechnika.cz

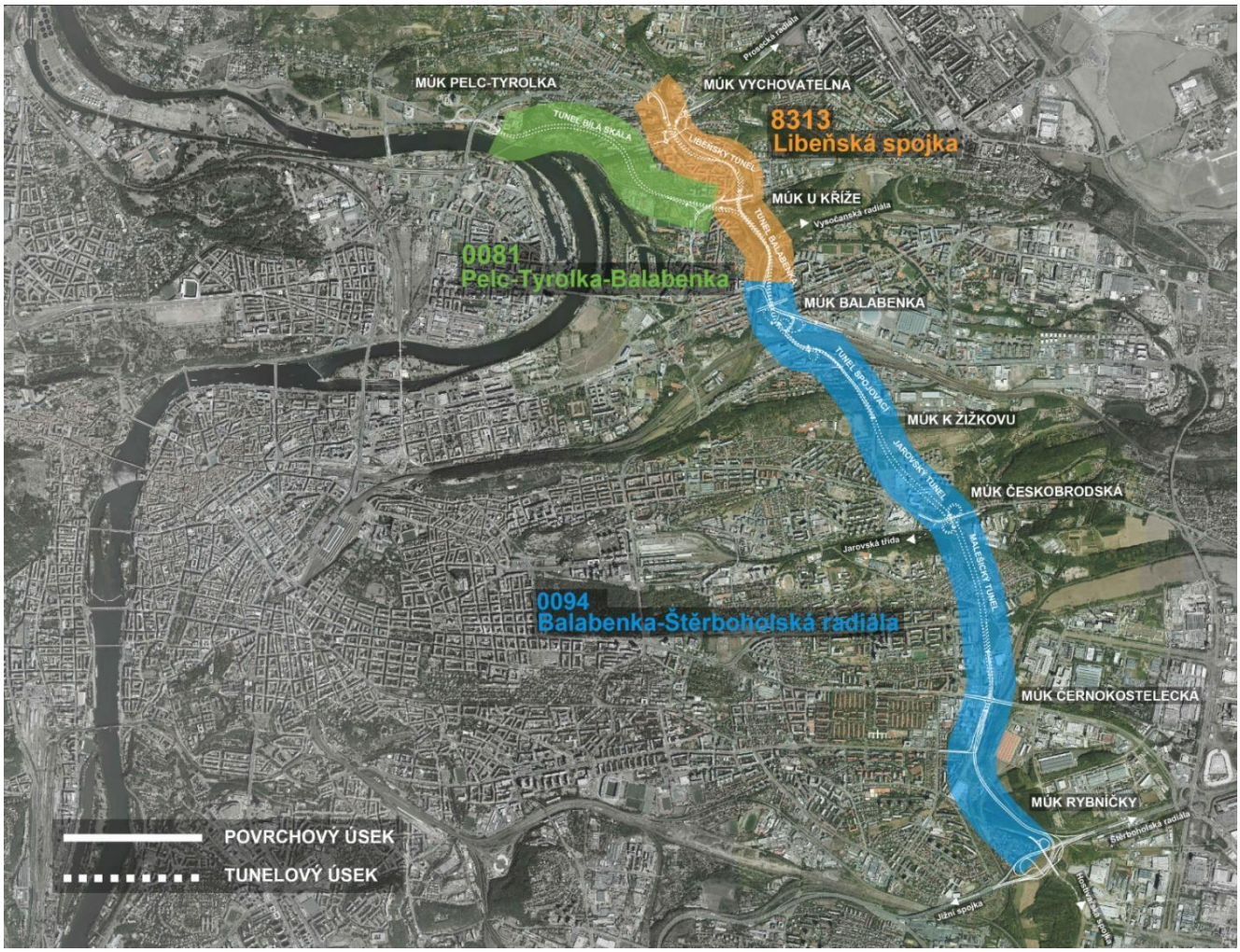
PRŮZKUMNÁ ŠTOLA TUNELU BÍLÁ SKÁLA NA TRASE MĚSTSKÉHO OKRUHU V PRAZE

J. Korejčík & Z. Žižka
METROPROJEKT Praha a.s., Prague, Czech Republic

ABSTRAKT: Silniční tunel Bílá Skála je součástí úvodního úseku zbývající nerealizované části Městského okruhu v Praze ve směru od tunelového komplexu Blanka. Pro celou stavbu byla zpracována dokumentace pro územní rozhodnutí. Příspěvek navazuje na článek z minulé konference Podzemní stavby Praha 2023 a zabývá se technickým řešením ražené průzkumné štoly délky 1133 m pro tunel Bílá Skála. Průzkumná štola je navržena v rámci podrobného geotechnického průzkumu stavby a je vedena v profilu jednoho ze dvou tubusů budoucího silničního tunelu.

1. ÚVOD

Na Tunelový komplex Blanka, uvedený do provozu v roce 2015, navazuje připravovaný soubor tří staveb v celkové délce cca 10,5 km, jehož realizací dojde k dokončení celého Městského okruhu. Tyto stavby se stýkají v dopravním uzlu U Kříže – Balabenka a navzájem se doplňují. Jedná se o stavby MO č. 0081 v úseku Pelc Tyrolka – Balabenka a č. 0094 v úseku Balabenka - Rybníčky a navazující stavbu LS č. 8313 v úseku U Kříže – Vychovatelna (Obrázek 1). Tunel Bílá Skála je v převážné délce součástí stavby č. 0081, severní tunelová trouba v hloubené části zasahuje i do stavby č. 8313.



Obrázek 1: Přehledná situace staveb MO a LS

Jeho návrh byl podrobně popsán v článku „Připravovaný tunel Bílá Skála na trase Městského okruhu v Praze“ z minulé konference Podzemní stavby Praha 2023 (Korejčík et al., 2023). V závěru článku byla zmíněna nutnost realizace podrobného geotechnického průzkumu pro tuto náročnou stavbu, včetně návrhu průzkumné štoly pro raženou část tunelu. A právě s technickým řešením tohoto průzkumného díla budete seznámeni v následujícím textu. Pro podrobný geotechnický průzkum všech tří výše zmíněných staveb se v době psaní tohoto článku dokončuje dokumentace pro výběr zhotovitele.

2. FÁZE GEOTECHNICKÉHO PRŮZKUMU

Pro počáteční fázi projekčních prací na tunelu Bílá Skála byla zpracována rešerše dostupných geologických podkladů. Prozkoumanost zájmového území byla co do počtu archivních sond relativně vysoká. Jednalo se však o sondy převážně mělké, v řadě případů s velmi stručným popisem. Využitelných sond s kvalitním popisem zasahujících dostatečně pod úroveň projektované nivelety, v případě tunelových úseků pod počvu tunelů, bylo až řádově méně.

Pro stanovení inženýrsko-geologických podkladů pro návrh tunelu byl v souběhu s projektováním realizován předběžný geotechnický průzkum (SGG-PUDIS, 2021), a to již s ohledem na konkrétní vedení trasy. V rámci průzkumu byly provedeny inženýrskogeologické jádrové vrty doplněné presiometrickými zkouškami. Některé vrty byly vystrojeny pro realizaci hydrodynamických zkoušek a měření pro komplexní zpracování hydrogeologického průzkumu. Dále byl proveden geofyzikální a korozní průzkum, chemické analýzy vod a zemin a také laboratorní zkoušky vzorků zemin i hornin, odebraných při vrtných pracích.

Z výsledků provedených prací vyplynulo, že inženýrskogeologické a geotechnické poměry stavby jsou složité a v další fázi přípravy je nutno jejich znalost dále zpřesnit. Stavba představuje vysoce náročnou inženýrskou úlohu, která v navazujících fázích přípravy vyžaduje úzkou spolupráci projektanta, investora, inženýrského geologa, geotechnika a hydrogeologa.

Pro další stupeň projektové dokumentace byl navržen podrobný geotechnický průzkum, který je zaměřen na zpřesnění získaných výsledků v celé trase, s důrazem na ražené úseky, které představují nejnáročnější části staveb s několika kritickými místy. Prvním z nich je západní portál raženého tunelu, kde nedaleko odtud v minulosti došlo ke svahovým deformacím při stavbě železničního tunelu. V podchodu pod areálem nemocnice Bulovka je dále nutno ověřit průběh a charakter polohy řevnických křemenců, lokalizovat tektonické poruchy v trase a ověřit vliv ražeb na povrch. Dalším kritickým místem je podchod ostře zaříznutého údolí pod ulicí Bulovka, kde je třeba ověřit dosah a charakter zvětrání i tektonického porušení a upřesnit hydrogeologické poměry.

Z těchto důvodů byla v rámci podrobného geotechnického průzkumu navržena průzkumná štola téměř v celé délce jižní tunelové trouby budoucího raženého tunelu. Pro stanovení optimální polohy portálu štoly a zajištění přístupové rampy byly provedeny ještě tři doplňující průzkumné vrty. V rámci ražby štoly se předpokládají další průzkumné práce prováděné z podzemí.

Pro nadzemní a hloubené tunelové úseky a technologické objekty byl navržen podrobný vrtný průzkum z povrchu. Hloubené tunelové úseky svým výškovým vedením rovněž ovlivní přirozené proudění podzemních vod a současně budou podzemní vodou ovlivňovány. Z tohoto důvodu byl navržen dlouhodobý monitoring stávajících i nových hydrogeologických vrtů a studní v okolí budoucí stavby. Je třeba doplnit a aktualizovat informace o hydrogeologických poměrech, které jsou v intravilánu města složité a často se mění, především v důsledku stavební činnosti. Z výsledků průzkumu bude stanovena velikost očekávaných přítoků, směry proudění podzemních vod a celkové zhodnocení vlivu stavby na přirozený hydrogeologický režim v oblasti.

3. INŽENÝRSKO-GEOLOGICKÉ POMĚRY

Zájmové území se nachází v severozápadním křídle barrandienské brachysynklinály a převládající sklony vrstev jsou tak očekávány k JJV. Předkvartérní podloží je v rozsahu předmětné stavby tvořeno téměř výhradně ordovickými horninami pražské pánve. Přehledný podélný geologický profil je na Obrázku 2, barvy jednotlivých geotypů jsou specifikovány dále v textu.

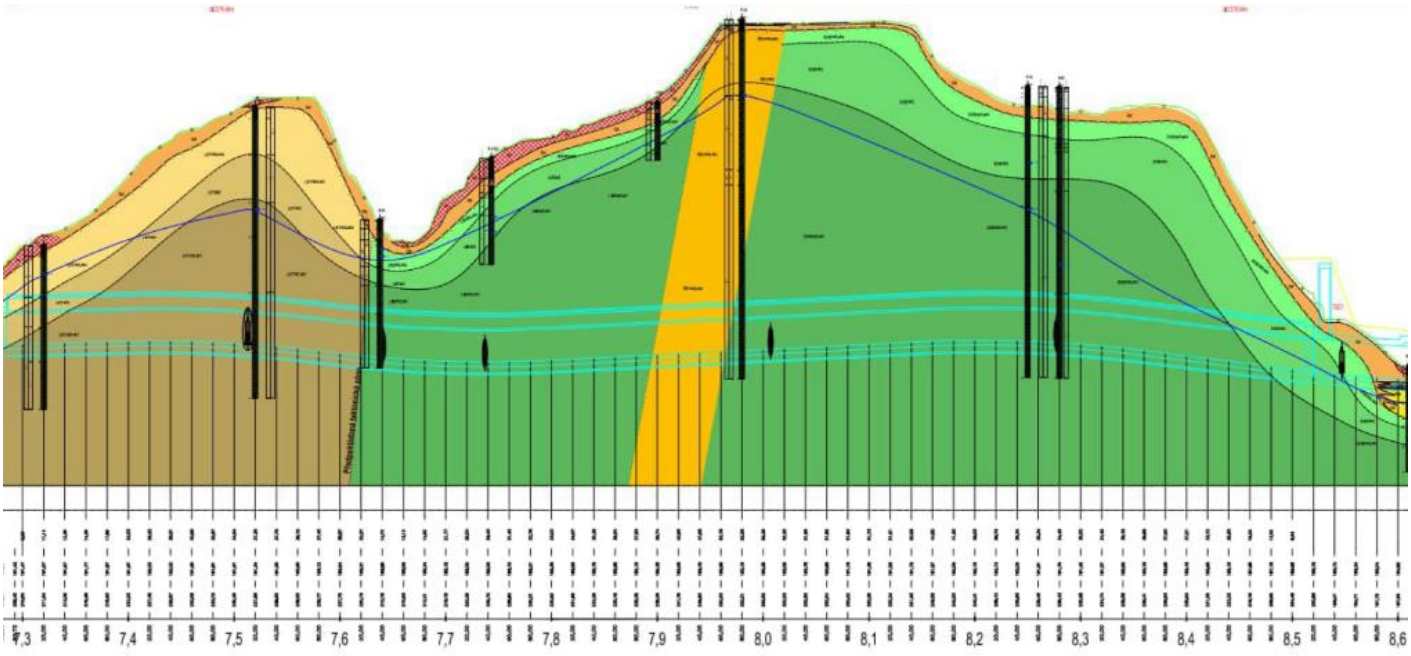
Oblast zařízení staveniště a hloubená přístupová rampa k portálu štoly jsou v prostředí navážek charakteru spíše hlinitopísčitých sedimentů, které ostře přecházejí do silně až mírně zvětralých jílovitých břidlic dobrotivského souvrství.

Navazuje ražená průzkumná štola, v prvních stovkách metrů ve zvětralých, následně navětralých až zdravých dobrotivských jílovito-prachovitých břidlicích (zelené). Po cca 70-90 m dlouhé poloze navětralých až zdravých řevnických křemenců (oranžové), následují navětralé až zdravé jílovito-prachovité břidlice libeňského souvrství (opět zelené) ukončené geofyzikálně predikovanou tektonickou zónou, za níž následují navětralé až zdravé prachovito-písčité břidlice s vložkami jemnozrnných křemenců letenského souvrství (hnědé). Konec ražené štoly bude situován ve zvětralých letenských břidlicích. Archivní průzkumy v prostoru Bílé skály vymezily 6 výrazných zlomových linií. Predikovaná šířka poruchových pásem se pohybuje od 2 do 7 m, čemuž odpovídá mocnost 1,5 – 5 m.

Ražba průzkumné štoly bude v celém úseku probíhat pod hladinou podzemní vody. Podzemní voda bude agresivní na beton v rozsahu stupňů XA1-XA2. V prostředí kolektorů vázaného na ordovická souvrství se transmisivita pohybuje převážně v řádu 10^{-6} $m^2.s^{-1}$ a lze ji hodnotit jako velmi nízkou, pouze ojediněle se hodnoty blíží řádu 10^{-5} $m^2.s^{-1}$, nebo jej i překračují.

V prostředí křemenců je třeba počítat s obtížným rozpojováním vysoce pevné horniny s pravděpodobnými zvýšenými přítoky podzemní vody a sníženou stabilitou výrubu, to vše pod areálem Fakultní nemocnice Bulovka.

Při podchodu údolní deprese historické vodoteče v ulici Bulovka jsou libeňské břidlice mírně tektonicky porušené a zvětralé téměř k přístropí budoucího tunelu. Současně je v úseku nejnižší horninové nadloží. Toto místo tak představuje jedno z rizikových míst ražeb, které bude vyžadovat velkou pozornost nejen pro zajištění stability výrubu, ale i minimalizaci vlivů ražby na stávající objekty.

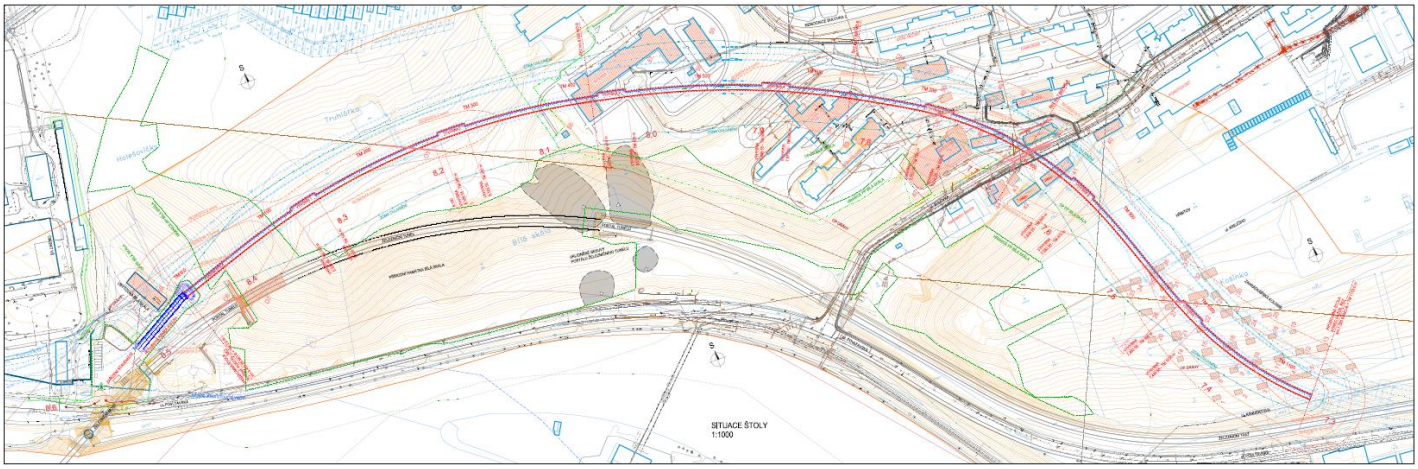


Obrázek 2: Podélný profil s geologií ve směru východ – západ; ražený portál vpravo (popis v textu)

4. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

4.1 ZÁKLADNÍ POPIS

Jak již bylo řečeno, v rámci podrobného geotechnického průzkumu pro budoucí tunely Městského okruhu v Praze a konkrétně pro návrh silničního tunelu Bílá Skála je navržena ražená průzkumná štola délky 1133 m. Bude realizována konvenčním způsobem novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM). Profil štoly je umístěn uvnitř profilu kaloty jižního tubusu budoucího raženého silničního tunelu.

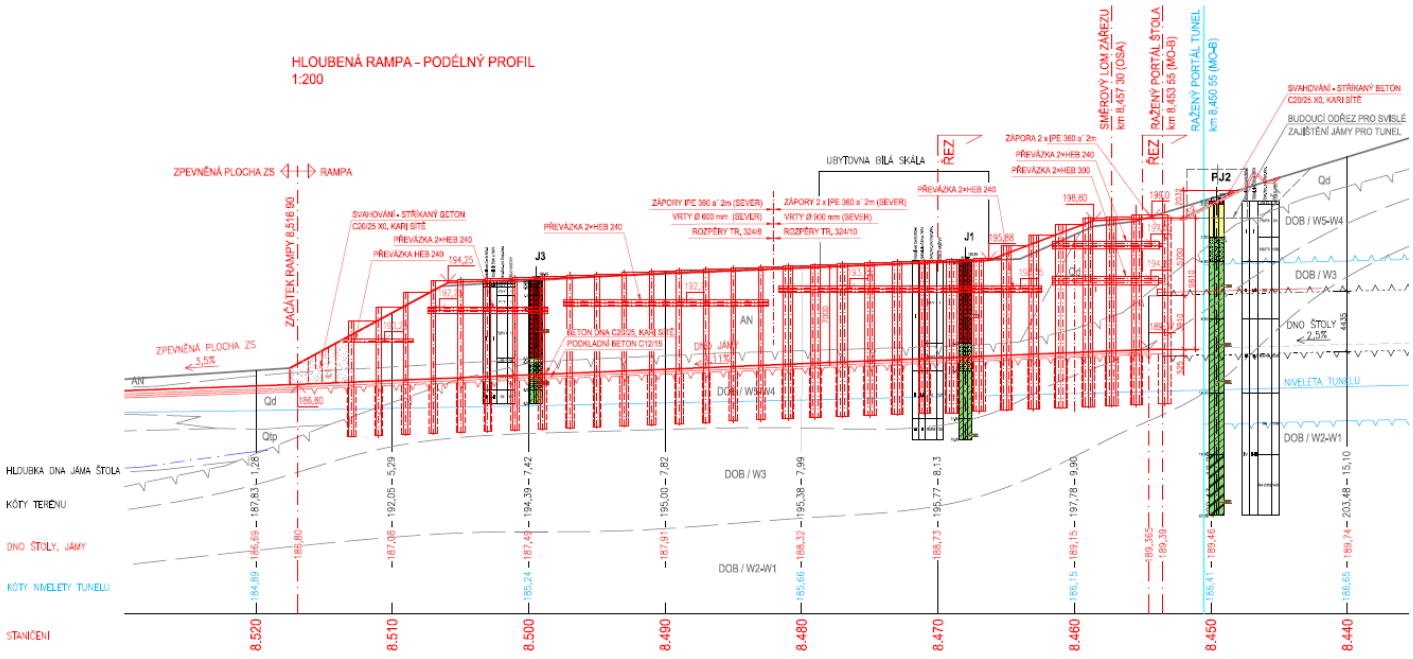


Obrázek 3: Situace průzkumné štoly; zařízení staveniště a ražený portál vlevo

Směrové i výškové vedení štoly odpovídá trasování budoucího tunelu (obrázky 2, 3). Štolu nelze navrhnout v jednotném sklonu, který by umožnil gravitační odvodnění průsaků podzemní vody. Zařízení staveniště je umístěno v blízkosti areálu vysokých škol v oblasti Pelc-Tyrolka v prostoru budoucích hloubených silničních tunelů. Odtud bude probíhat ražba štoly, vedené pod vrchem Bílá skála a areálem FN Bulovka, následovat bude podchod terénní deprese v ulici Bulovka, načež se terén opět zvedá a štola podchází vrch, na kterém se rozkládá hřbitov Libeň a zahrádkářská osada. Štola je ukončena pod ulicí Kandertova v blízkosti budoucího raženého portálu silničního tunelu.

4.2 PORTÁL PRŮZKUMNÉ ŠTOLY

Veškeré ražby budou probíhat od západního portálu. Zařízení staveniště je navrženo v místě bývalého staveniště blízkého železničního tunelu přibližně v úrovni ulice Povltavská, na kterou je přímo napojeno.



Obrázek 4: Podélný profil přístupového zářezu k raženému portálu štoly

Přístup mechanizace ze zařízení staveniště k raženému portálu štoly i samotným ražbám bude zajištěn pomocí hloubeného zářezu světlé šířky 6 m a délky cca 63,5 m, mírně stoupajícího směrem k portálu štoly (obrázek 4). Maximální hloubka zářezu je cca 10 m. Svislé stěny zářezu budou zajištěny pomocí záporového pažení se záporami z válcovaných ocelových nosníků IPE. Pažení je rozepřeno ocelovými trubkami přes převázky z profilů HEB.

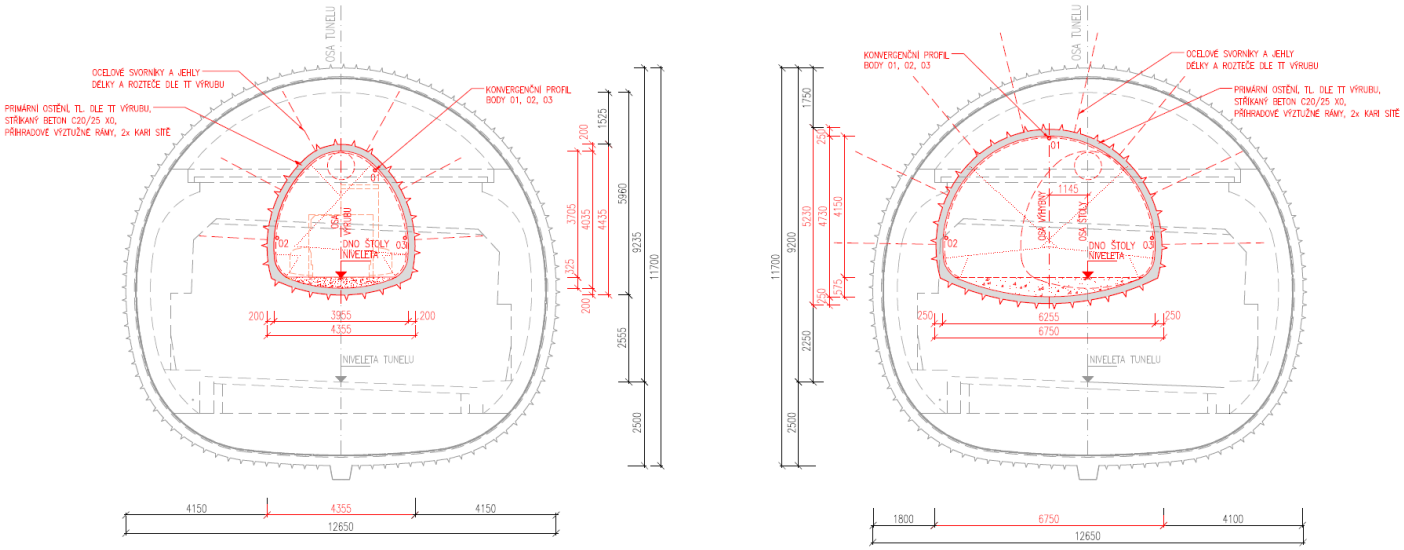
Pro zahájení ražeb bude proveden nad budoucím výrubem ochranný mikropilotový deštník s železobetonovou převázkou, ocelové převázky zápor budou ztuženy a portálová stěna bude dozajištěna

pomocí stříkaného betonu s výztužnými ocelovými sítěmi a svorníky. Svahované části budou zajištěny rovněž stříkaným betonem s ocelovými sítěmi.

4.3 RAŽENÁ PRŮZKUMNÁ ŠTOLA

Ražená průzkumná štola je vedena uvnitř profilu kaloty budoucího jižního silničního tunelu (obrázek 5). Štola má podkovovitý tvar, výrub má šířku cca 4,4 m a výšku max. cca 4,5 m. Plocha výrubu je max. cca 15,5 m^2. Pro zajištění logistiky a dostatečného prostoru pro provádění průzkumných vrtů z podzemí bude ve štole rozmístěno celkem 7 výhyben půlkruhového tvaru. Výhybny délky 25 m rozšiřují profil štoly vlevo ve směru ražby na 23,2 m^2.

Konstrukce ostění štoly je v celém úseku jednoplášťová s betonovým dnem a bez hydroizolace. Primární ostění je navrženo z vyztuženého stříkaného betonu SB C20/25, s ocelovými výztužnými sítěmi. Dále budou použity výztužné příhradové oblouky, svorníky, předrážené ocelové jehly, případně další výztužné prvky. Rozpojování hornin je uvažováno s využitím trhacích prací nebo mechanizovaně. Předpokládá se použití technologických tříd 3, 4, 5a. Jednotlivé technologické třídy se liší délkou záběru (max. 1,5, 1,3, 1,0 m), tloušťkou ostění (150, 200, 250 mm) a rozsahem dalšího zajištění výrubu.



Obrázek 5: Umístění průzkumné štoly a výhybny v budoucím tunelu

5. GEOMONITORING A PASPORTIZACE

Ražba štoly bude prováděna jako činnost prováděná hornickým způsobem. V oblasti možného dosahu negativních indukovaných účinků razících prací (zóna ovlivnění poklesy a trhacími pracemi) bude v souladu s platnými předpisy prováděn geotechnický monitoring a rovněž pasportizace stávajících stavebních objektů, jak je u nás běžnou praxí při výstavbě ražených staveb.

Pro minimalizaci negativního působení indukovaných účinků stavby na povrch, okolní zástavbu, podzemní objekty a inženýrské sítě, bude prováděn geotechnický monitoring, měření, sledování a vyhodnocování měření dotčených objektů. V rámci geomonitoringu je navrženo měření deformací povrchu terénu pomocí geodetické nivelace a trigonometrických měření, obdobně bude měřena nadzemní zástavba a nejvýznamnější trubní inženýrské sítě. Zde budou navíc doplněna měření deformací a poruch objektů. Velice důležitým měřením bude rovněž kontrola dynamických účinků trhacích prací a měření hluku. Během ražeb bude pravidelně prováděno geotechnické hodnocení horninového masivu a konvergenční měření v průzkumné štole. Pro upřesnění chování horninového masivu jsou navržena extenzometrická a inklinometrická měření. Hydrogeologická měření budou monitorovat hladinu podzemní vody v okolí ražeb.

Před zahájením stavebních prací musí být v zóně možného ovlivnění provedena inventarizace a podrobná pasportizace budov a objektů. V případě potřeby bude proveden rovněž stavebně technický průzkum a statické posouzení odolnosti objektů nadzemní zástavby. Během výstavby může být pasport

doplněn, případně aktualizován. Po dokončení stavebních prací bude provedena závěrečná repasportizace. Bude porovnán stav objektu s původním pasportem, včetně vyhodnocení případných negativních účinků od stavební činnosti.

6. ZÁVĚR

Projekčně je průzkumná štola pro budoucí silniční tunel Bílá Skála na trase Městského okruhu v Praze v zásadě připravena. Nezbývá než jí popřát hodně štěstí pro realizaci a doufat, že se dočká svého znovuzrození ve formě nového silničního tunelu, který bude dobře sloužit řidičům a zároveň zklidní dopravu v jeho okolí.

LITERATURA

KOREJČÍK, J., KOLEVSKI, M., KOLAŘÍK, M. (2023), Připravovaný tunel Bílá Skála na trase Městského okruhu v Praze. In: PS Praha 2023, Praha

SGG-PUDIS soubor staveb MO (2021), Předběžný geotechnický průzkum Soubor staveb č. 0081 Pelc/Tyrolka – Balabenka, č.0094 MO Balabenka – Štěrboholská radiála a č. 8313 Libeňská spojka

Společnost SG 0081 PTB, DÚR, Koncept DÚR stavba MO č. 0081 v úseku Pelc-Tyrolka – U Kříže, 09/2022

Ing. Jan Korejčík
METROPROJEKT Praha a.s., Argentinská 1621/36, 170 00 Praha 7
jan.korejcik@metroprojekt.cz

Dr.-Ing. Zdeněk Žižka
METROPROJEKT Praha a.s., Argentinská 1621/36, 170 00 Praha 7
zdenek.zizka@metroprojekt.cz

PRŮZKUMNÁ ŠTOLA JAROVSKÉHO TUNELU MĚSTSKÉHO OKRUHU V PRAZE

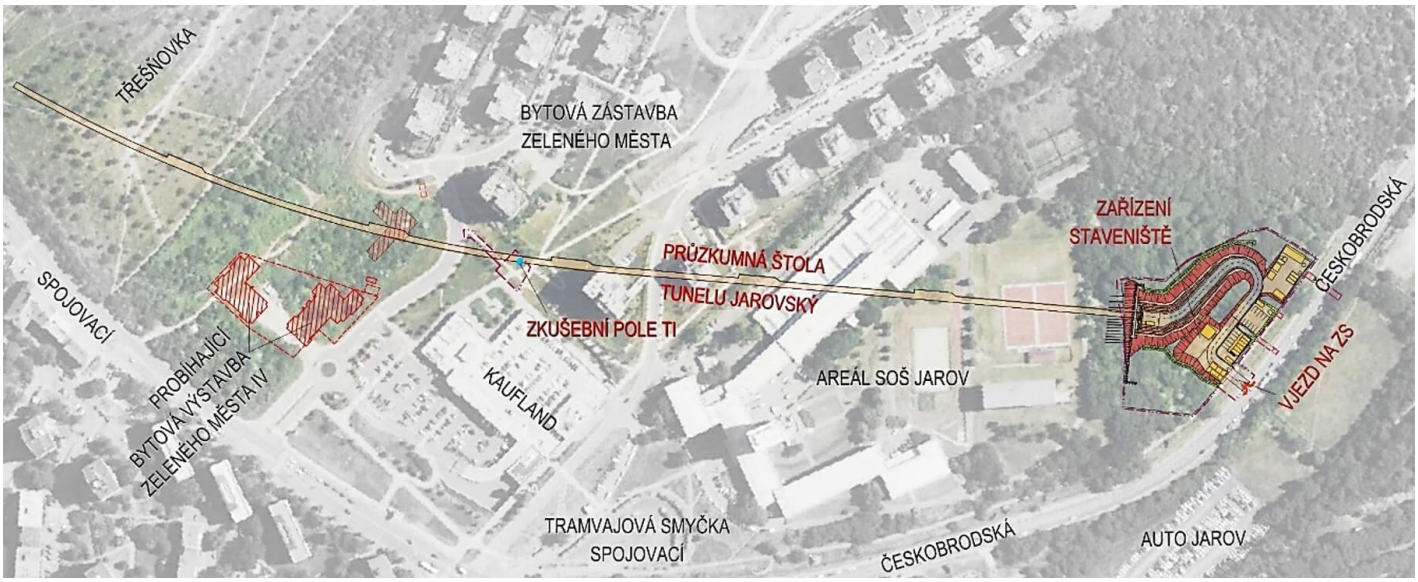
P. Bureš & L. Grünwald
SATRA s.r.o., Prague, Czech Republic
J. Rout
SG Geotechnika a.s., Prague, Czech Republic

ABSTRAKT: Jarovský tunel je součástí připravované stavby Městského okruhu č. 0094 v úseku Balabenka – Rybníčky. V rámci projektové přípravy této významné dopravní stavby je realizován podrobný geotechnický průzkum, jehož součástí je návrh průzkumné štoly.

Průzkumná štola dosahuje délky 790 m a je situována do kaloty budoucího silničního tunelu v trase MO-A. Štola prochází pod významnými urbanistickými celky v oblasti Jarova, zejména pod areálem Metropolitní univerzity Praha, obytným souborem Zelené město a návrším Třešňovka. Realizace průzkumné štoly umožní zpřesnit geologický a geotechnický model horninového prostředí v trase budoucího tunelu, ověřit technologické postupy ražby a získat důležité podklady pro optimalizaci návrhu tunelu a snížení geotechnických rizik při jeho realizaci.

1. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O STAVBĚ

Průzkumná štola tunel Jarovský je součástí podrobného geotechnického průzkumu zajišťovaného v rámci DÚR pro stavbu Městského okruhu č. 0094 v úseku Balabenka – Rybníčky. Průzkumná štola je situována v celé své trase na území Městské části Praha 9. Zařízení staveniště a ražený portál průzkumné štoly se nachází v katastrálním území Hrdlořezy severně nad ulicí Českobrodská na nezastavěných pozemcích mezi SOŠ Jarov a ulicí Horní Hrdlořezská, tj. v místě budoucí MÚK Českobrodská stavby MO č. 0094. Samotná průzkumná štola je umístěna v profilu budoucího raženého tunelu Jarovský v trase MO-A. Štola podchází Metropolitní univerzitu, dále objekty občanské zástavby Zeleného města a Vrch Třešňovka. Štola je ukončena v místě budoucího severního portálu tunelu Jarovský, který se nachází JZ od křižovatky ulic Spojovací a Pod Šancemi, aniž by vyústila na povrch.



Obrázek 1: Průzkumná štola tunelu Jarovský – širší vztahy

Projekt podrobného geotechnického průzkumu zahrnuje kromě projektu samotné průzkumné štoly také související komplexní geotechnický monitoring, související průzkumné práce z povrchu i podzemí a také navazující dlouhodobý monitoring HPV a jejího chemismu v zájmovém území stavby MO č. 0094. Tento

článek popisuje základní údaje o stavebně technickém řešení přístupové jámy, portálu a samotné průzkumné štoly, zařízení staveniště, zkušebního pole tryskové injektáže, GTM a souvisejících průzkumných pracích.

1.1 RÁMCOVÝ HARMONOGRAM STAVBY

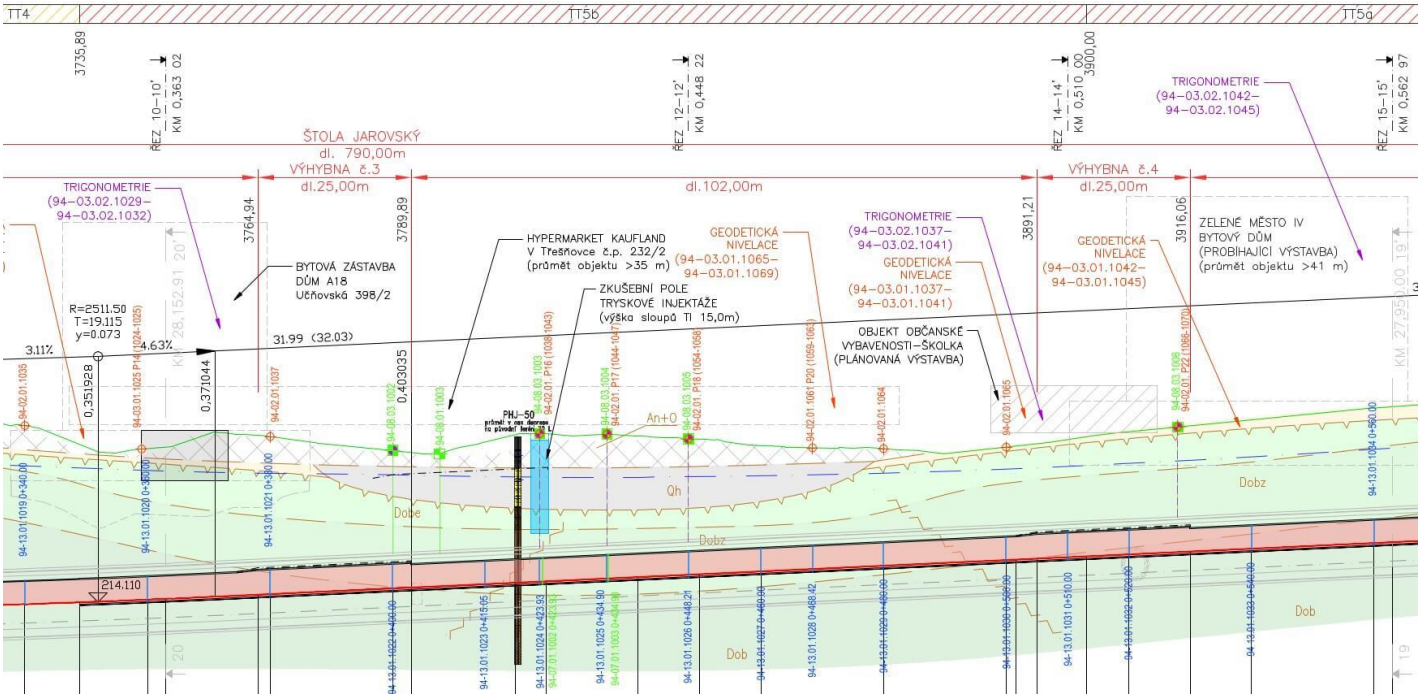
Předpokládaná doba výstavby zařízení staveniště včetně přípravných prací:	2 měsíce
Realizace sjízdné rampy (stavební jámy):	7-8 měsíců
Realizace průzkumné štoly:	1,5 – 2,0 roky
Redukce ZS po dokončení průzkumných prací:	1 měsíc
Likvidace průzkumné štoly, stavební jámy, ZS a uvedení do původního stavu:	16 měsíců

2. PŘEDPOKLÁDANÉ INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ PODMÍNKY

2.1 GEOLOGICKÉ PODMÍNKY

Zájmové území pro průzkumnou štolu Jarovského tunelu je součástí jednotky Paleozoikum Barrandienu a v jejím rámci patří k regionálně geologické podjednotce ordovik Barrandienu. Horninové podloží tvoří prakticky v celé trase ordovické sedimentární horniny. V užším zájmovém území se od Třešňovky ke Štěrboholům postupně v podloží objevují horniny ordoviku od nejstarších vrstev reprezentovaných šáreckým souvrstvím, přes dobrotivské, libeňské, letenské, vinické, zahořanské až po souvrství bohdalecké. Na severním svahu Třešňovky probíhá linie pražského zlomu, která způsobuje opakování vrstevního sledu.

Kvartérní pokryv tvoří sedimenty deluviální, eolickodeluviální, fluviální i deluviofluviální. Svrchní vrstvu pokryvu představují často antropogenní sedimenty – navážky.



Obrázek 2: Podélný profil průzkumné štoly v místě údolní deprese Hrdlořezského potoka s měřickými body a profily geotechnického monitoringu

2.2 HYDROGEOLOGICKÉ PODMÍNKY

Trasa štoly přechází přes řadu údolních a splachových depresí, kterými v minulosti protékaly trvalé či občasné toky. Dnes jsou buď zatrubněny (Vackovský potok podél Českobrodské ulice; pravděpodobně i Hrdlořezský potok v oblasti Zeleného Města na Jarově), nebo odvodněny kanalizací. Hlavním zvodnělým prostředím v trase jsou puklinově propustné horniny předkvartérního podkladu. Oběh podzemní vody je v nich vázán na zónu přípovrchového rozvolnění zasahující obyčejně do hloubek 30-50 m. Další

zvodnění je očekáváno ve splachových či údolních depresích. Zde se jedná o zvodeň průlinovou, která může být hydraulicky propojena se zvodní vázanou na svrchní rozvolněnou zónu předkvartérního podkladu. Zvodeň vázaná na splachové deprese je charakteristická výrazným kolísáním hladiny v čase a úzkou vazbou na aktuální srážkové úhrny. V úseku stavebního staničení trasy v km 4,2 – 3,4 trasy MO č. 0094 jsou podle jednotlivých kvazihomogeních celků většinou očekávány přítoky během ražby do 0,1 l/s/100 m délky. Pouze v km 3,9 – 3,7 (oblast bytové zástavby Zeleného města) je očekávaný zvýšený přítok až 6,1 l/s/100 m z důvodu významnějšího puklinového zvodnění vázané na zvětralé a tektonicky porušené horniny dobrotivských souvrství v ose údolní deprese.

2.3 GEOTECHNICKÉ POMĚRY NA TRASE

V trase průzkumné štoly, jsou očekávány komplikované inženýrskogeologické poměry a geotechnické podmínky pro ražbu. Portál a prvních cca 190 tm štoly se nachází v prostředí navětralých až zdravých libeňských břidlic. Na ně navazuje ražba skrz polohu řevnických křemenců. Počítat je zde nutno s obtížným rozpojováním vysoce pevných křemenců, zvýšenými přítoky vody do výrubu, i se sníženou stabilitou hornin ve výrubu. V nadloží se navíc nacházejí objekty areálu SOŠ a Metropolitní univerzity na Jarově.

V úseku km 3,74-3,9 při podchodu údolní deprese bývalého Hrdlořezského potoka se vyskytují výrazně tektonicky porušené a hluboce zvětralé dobrotivské břidlice. Při svém povrchu jsou pak ve významných mocnostech jílovitě rozložené. Zvětralé břidlice zde zasahují až téměř k počvě tunelu. Ve dně údolní deprese je rovněž významná výplň kvartérních splachových a náplavových sedimentů a v důsledku toho klesá mocnost horninového nadloží nad kalotou tunelu až k 1 m. Podchod údolní deprese bývalého Hrdlořezského potoka tak představuje jedno z kritických míst stavby, které bude vyžadovat velkou pozornost jak v dalších fázích průzkumu, tak i při návrhu předstihových opatření pro zajištění stability výrubu tunelu i minimalizace vlivů ražby na stávající objekty.

V úseku km 3,9 až 4,0 trasa pokračuje v dobrotivských břidlicích s menším stupněm zvětrání, ve zdravém stavu jsou tyto horniny obyčejně velmi příznivým prostředím pro ražbu. Za nimi navazuje pruh skaleckých křemenců budující z velké části návrší Třešňovky následovaný šáreckými břidlicemi. Pražský zlom i blízká příčná tektonika podél ulice Spojovací zde podmiňují relativně vysokou míru tektonického porušení horninového masivu, které bylo dokumentováno v některých vrtech předběžného průzkumu a je zde ve větší míře očekáváno. Ze severu linie pražského zlomu odděluje od sebe šárecké břidlice od bohdaleckých břidlic.

3. STAVEBNĚ TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

Vjezd k zařízení staveniště štoly bude zajištěn v místě stávajícího vjezdu z ulice Českobrodská. Přístup k raženému portálu průzkumné štoly bude zajištěn sjízdnou rampou s podélným sklonem do 12,5 %. Ražba štoly je navržena v souladu s principy NRTM. Zkušební pole sloupů tryskové injektáže je v rámci průzkumných prací navrženo pro ověření této technologie v in-situ podmínkách.

3.1 ZAŘÍZENÍ STAVENIŠTĚ

Budoucí zařízení staveniště se nachází v Hrdlořezích v nezastavěném území mezi Vyšší policejní školou MV ČR a SOŠ Jarov. Navržené zařízení staveniště zahrnuje sociální a administrativní objekt, havarijní a bezpečnostní sklad, zpevněné plochy a komunikace, vodovodní přípojku, přípojku VN 22 kV, trafostanici, staveništní rozvod NN a osvětlení staveniště. Pro nakládání s odpadními vodami je navržena čerpací jímka s výtlačným potrubím, usazovací a sedimentační nádrž a kanalizační přípojka. V rámci ZS není navržen sklad trhavin, předpokládá se dovoz trhavin pro denní potřebu z centrálního skladu.

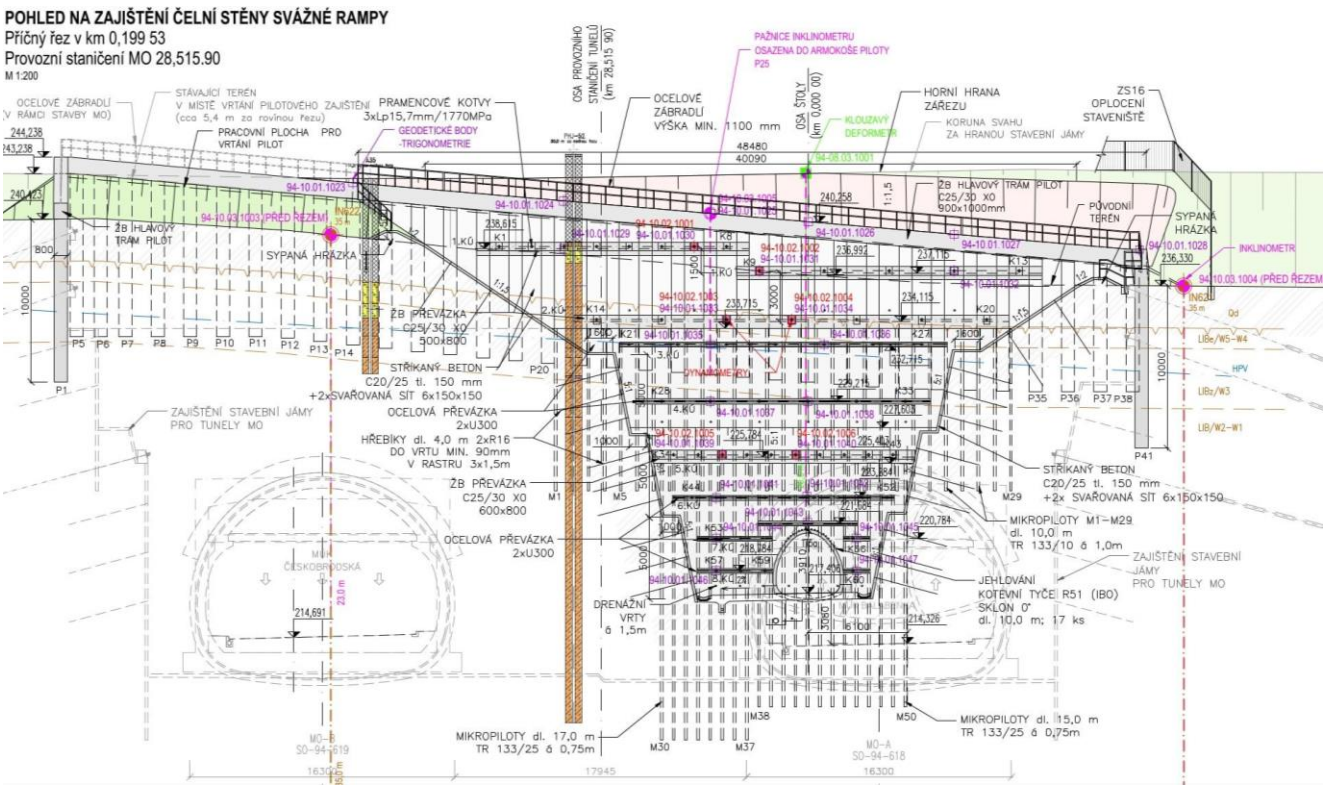
3.2 PŘÍSTUPOVÁ JÁMA A RAŽENÝ PORTÁL ŠTOLY

Z důvodu stísněných poměrů zařízení staveniště je navržen pro svážnou rampu podélný sklon dosahující až 12,5 %. Šířka vozovky je navržena v celé délce svážné rampy v min. šířce 6,0 m. Před portálem je konstrukce vozovky levostranně rozšířena o 3,0 m pro odstav vozidel a umístění technologie pro ražby včetně ventilátoru.

Stavební jáma svážné rampy je v hlubokém zářezu (v místě portálu až 21,5 m), jehož boční stěny jsou zajištěny pomocí hřebíkovaných svahů s krytem ze stříkaného betonu SB25 tl. 150 mm vyztužených dvěma vrstvami sítí 8x150x150 mm. Stěna zářezu je ve sklonu 5:1 s třemi úrovněmi lavic a horní část svahu je ve sklonu 1:1,5. Čelní stěna raženého portálu je zajištěna kombinací pilotové stěny s ŽB hlavovým trámem a dvěma úrovněmi mikrozáporových pažících stěn. Portál je kotven třípramencovými kotvami přes železobetonové a ocelové převázky v celkem 8 úrovních.



Obrázek 3: Situace přístupová jámy s raženým portálem štoly a objekty zařízení staveniště



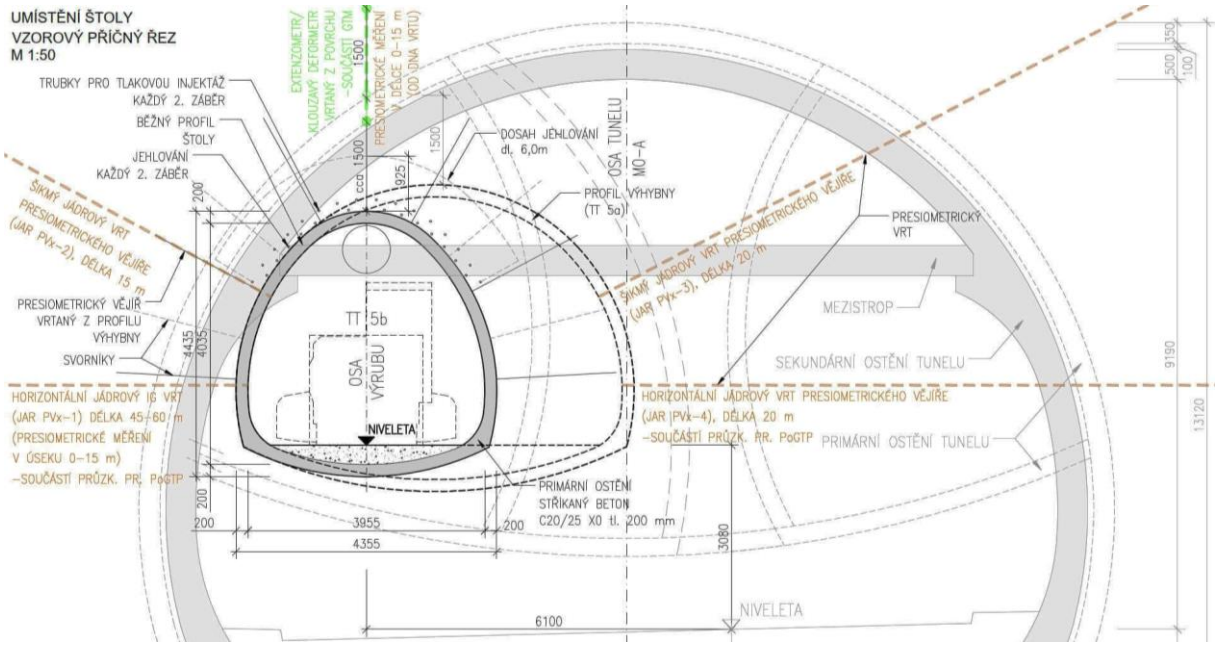
Obrázek 4: Pohled na zajištění čelní stěny (portálu) stavební jámy průzkumné štoly Jarovského s návrhem geotechnického monitoringu

3.3 PRŮZKUMNÁ ŠTOLA

3.3.1 Základní informace

Průzkumná štola je navržena v trase MO-A stavby 0094 v části raženého Jarovského tunelu. Polohově je osa štoly umístěna do kaloty tunelu po levé straně 6,1 m od nivelety. Do staničení štoly 38,93 tm je trasa vedena v klesání 2,3 %. Na tento úsek navazuje údolnicový oblouk o poloměru 2500 m se středem ve staničení 265,61 m. V tomto místě se nachází také nejnižší místo štoly. Od něj je již zbývající úsek štoly celý ve stoupání až +4,6 %.

Pro potřeby míjení strojní mechanizace a jejich odstavení je po délce štoly navrženo 5 výhyben délky 25,0 m ve vzájemné vzdálenosti od 95 do 120 m. Celková délka průzkumné štoly je 790,0 m.



Obrázek 5: Umístění profilu štoly v budoucím raženém Jarovském tunelu v trase MO-A a schéma presiometrického vějíře ve výhybně štoly

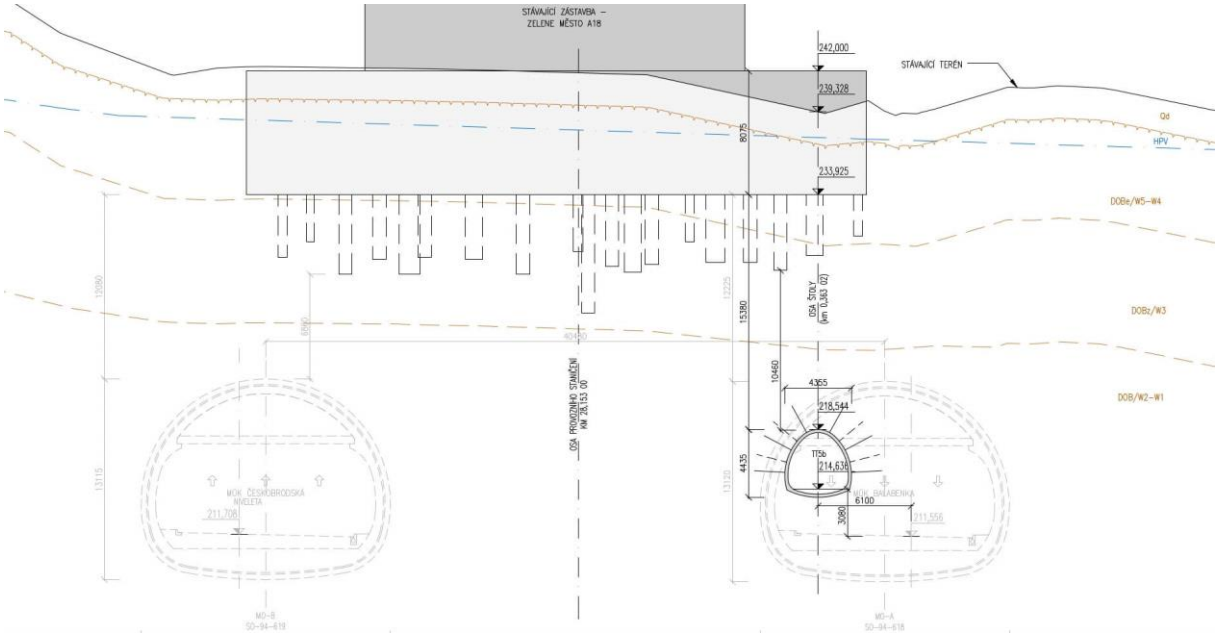
3.3.2 Ražba a technologické třídy výrubu

Ražba průzkumné štoly bude prováděna konvenčně metodou NRTM. Štola je rozdělena do technologických tříd TT3 až TT5. Technologických třídy jsou definovány klasifikací RMR s přihlédnutím k velikosti výrubu, reakcí horniny na otevření výrubu a dalších parametrů. Primární ostění je navrženo ze stříkaného betonu SB25 tloušťky 150–200 mm (dle TT NRTM), vyztuženého příhradovými rámy, svorníky a svařovanými kari sítěmi 8x150x150 mm při obou površích ostění. Z důvodu předpokládané zvýšené nestability nezajištěného výrubu u technologických tříd TT5a a TT5b (včetně výhyben) je navrženo jehlování vrtaných skrz příhradové rámy ze samozávrtných ocelových injektovatelných IBO tyčí R32 dl. 4,0 m v každém 2. záběru. Délka záběru je podle technologické třídy od 1,0 (TT3) do 1,5 m (TT5a/TT5b). V rámci dalších předstihových opatření jsou v TT5b uvažovány tlakové injektáže z cementových nebo organicko-minerálních hmot dle skutečně zastižených podmínek a velikosti přítoků podzemní vody do výrubu.

3.3.3 Odvodnění

Z hydrogeologického posouzení provedeného v rámci předběžného průzkumu je předpokládaný přítok podzemní vody do štoly celkem 4,7 l/s. Přítok do stavební jámy je odhadován na 0,8 l/s.

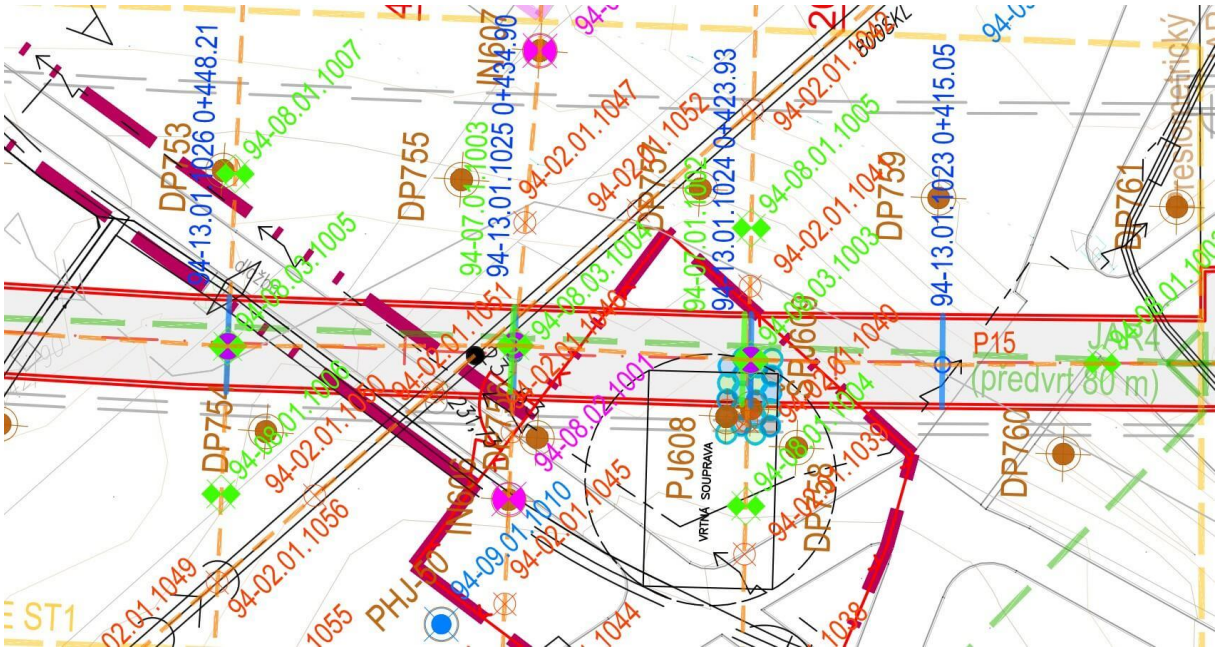
Odvodnění štoly bude provedeno drenáží DN 200 umístěnou ve dně raženého profilu štoly v TT s protiklenbou, u TT bez protiklenby bude provedena mělká rýha, která důlní vody odvede k nejnižšího místa štoly, kde bude vybudována čerpací jímka. Z ní bude voda přečerpávána výtlačným potrubím do jímky u portálu štoly a následně do sedimentační nádrže umístěné v zařízení staveniště.



Obrázek 6: Charakteristický příčný řez v místě bytové zástavby Zeleného města (TT5b NRTM)

3.4 ZKUŠEBNÍ POLE TRYSKOVÉ INJEKTÁŽE

Pro zajištění bezpečné ražby budoucího třípruhového silničního Jarovského tunelu je nutné zlepšení pevnostních parametrů zemin a rozložených hornin v nadloží tunelu. I když se pro ražbu průzkumné štoly s využitím tryskové injektáže, jakožto systémového předstihového opatření pro ražbu štoly je rámci podrobného GTP v zájmovém území navrženo zkušební pole tryskových injektáží. Zkušební pole ověří účinnost této technologie a její použitelnost v místních podmínkách. Pole TI je navrženo z 20 pilířů v místě údolní deprese Hrdlořezského potoka, kde se očekávají nejsložitější geotechnické podmínky z důvodu nízkého nadloží tunelu a kvality zastižených hornin.



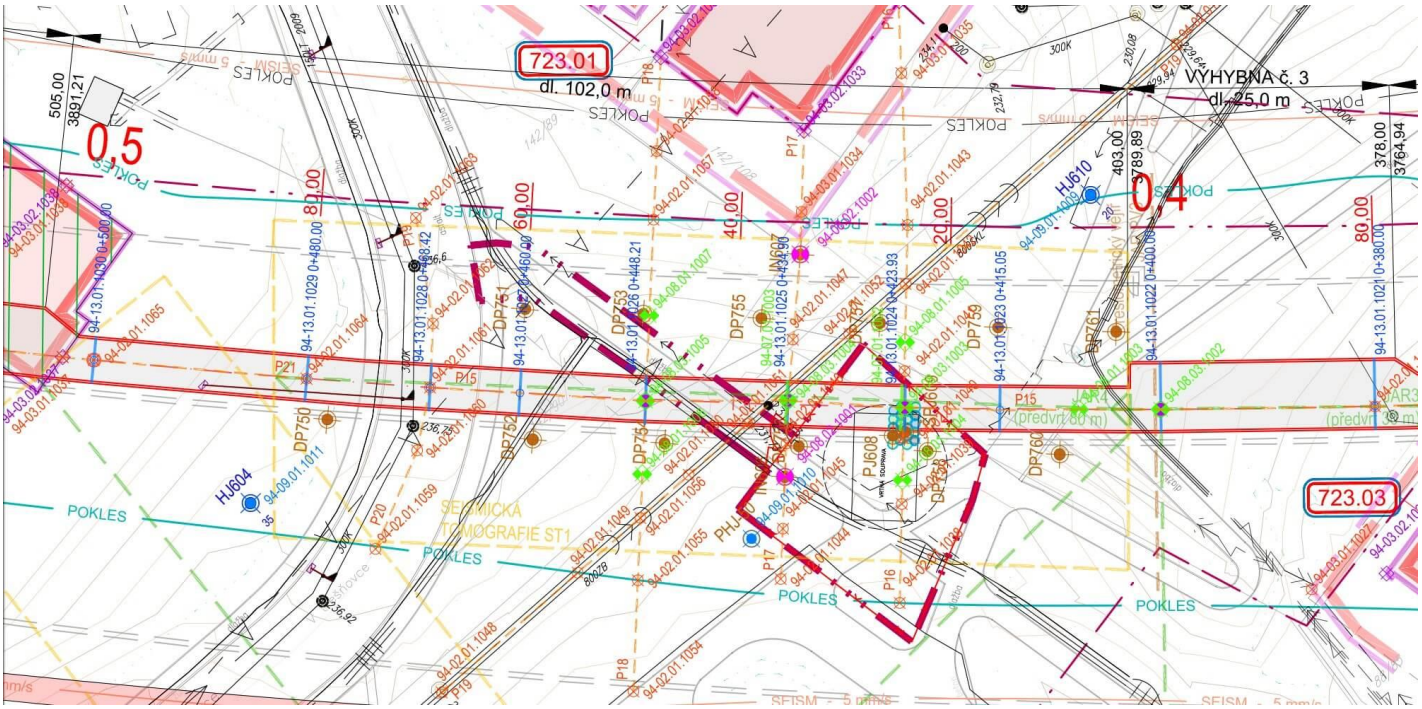
Obrázek 7: Zkušební pole tryskové injektáže a související měření geotechnického monitoringu

4. GEOTECHNICKÝ MONITORING

Součástí geotechnického monitoringu průzkumné štoly Jarovského tunelu a stavební jámy je rozsáhlá sada měření a sledování. Tato kapitola popisuje jen některé z nich. Mezi vybrané druhy měření související s observačním způsobem ražby štoly pomocí NRTM můžeme řadit například navržená konvergenční

měření profilu výrubu, měření deformací na povrchu pomocí přesné geodetické nivelace a trigonometrická měření bodů na povrchu terénu i objektech a inženýrských sítích v zóně ovlivnění stavbou. Nedílnou součástí GTM je měření přetváření horninového masívu ve vrtech pomocí extenzometrů, inklinometrů doplněné o klouzavé deformetry.

Velký důraz je kladen na měření vlivu ražby na okolí, zejména bytovou zástavbu a inženýrské sítě. Součástí geotechnického monitoringu je proto úvodní pasportizace a repasportizace objektů zástavby a sítí, sledování a měření případných poruch. Dále bude sledován vliv dynamických a akustických účinků ražeb na objektech v zájmové oblasti. Rozsah sledování je zpracován na základě projektu trhacích prací, který stanovuje základní parametry a omezující podmínky použití TP. V rámci průzkumu se počítá i s rozsáhlým hydrogeologickým monitoringem s průběžným sledováním HPV v hydrovrtech a studních doplněných o relevantní hydrologická data potřebná k vyhodnocení sezónních vlivů. Ovlivnění vodního režimu a kvality vod stavbou bude podloženo průběžným měřením důlních vod do výrubu, přítoků do stavebních jam, sledování srážkových úhrnů. Provádět se budou také kontrolní laboratorní rozbory kvality drenážních a odpadních vod.



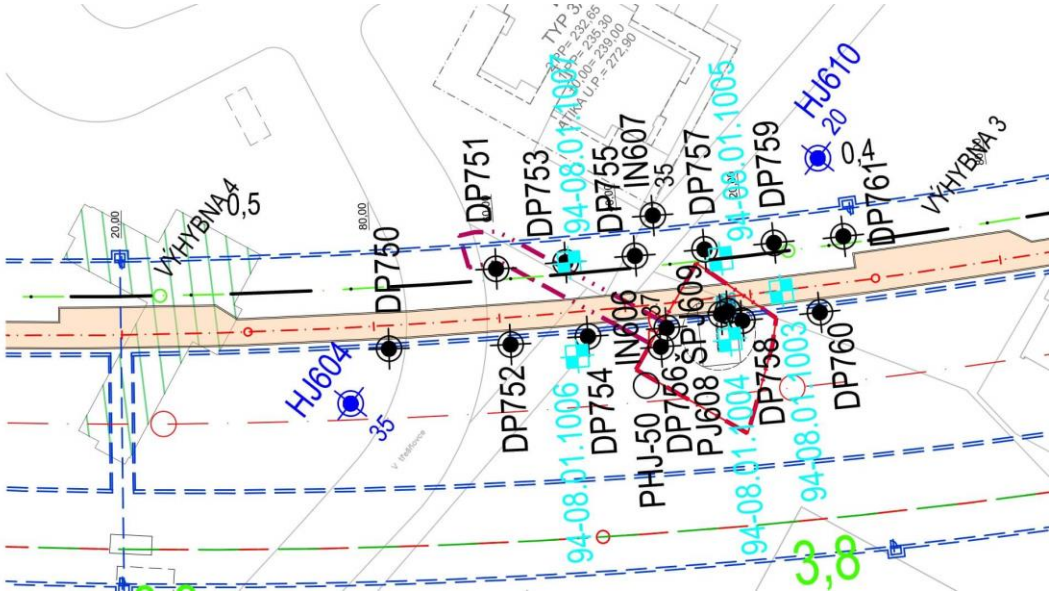
Obrázek 8: Koordinační situace komplexního geotechnického monitoringu u bytové zástavby Zeleného města – výřez ze situace

Geotechnické a inženýrskogeologické sledování a dokumentace výrubů, pasporty stavebních jam a IG sledování a dokumentování vrtů a jádrových předvrtů je součástí souvisejících průzkumných prací.

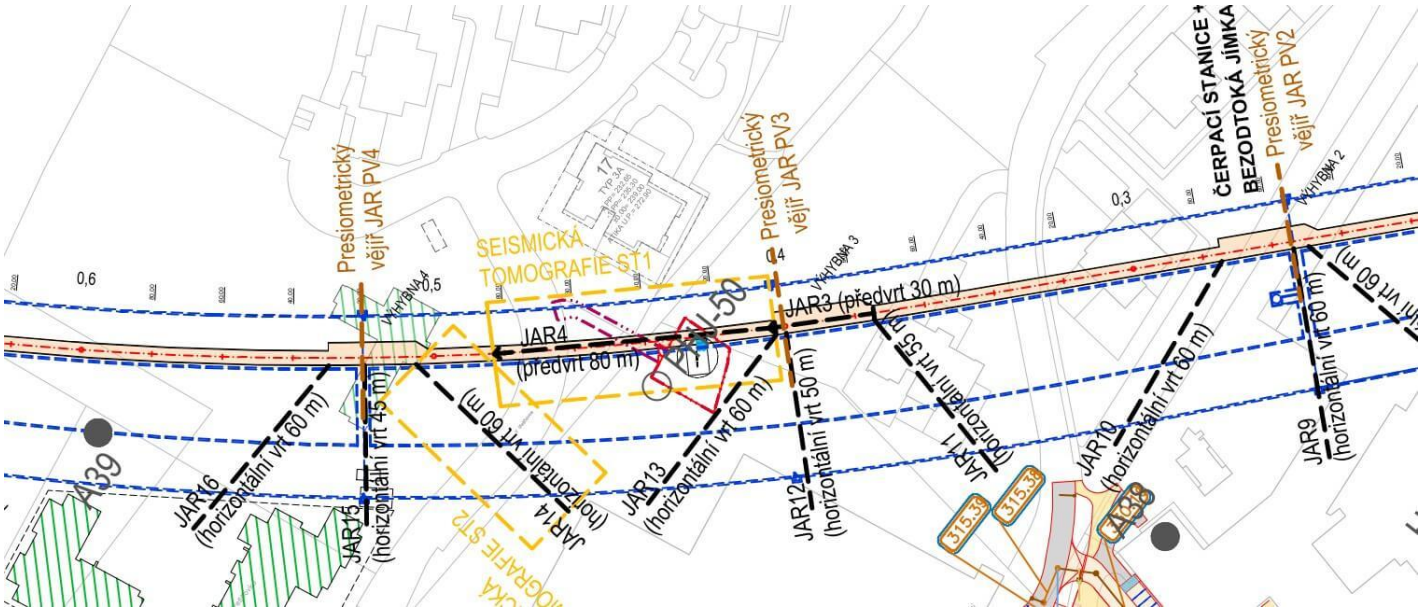
5. SOUVISEJÍCÍ PRŮZKUMNÉ PRÁCE

V předmětné oblasti Pod Šancemi – Českobrodská jsou projektovány rozsáhlé průzkumné práce z povrchu i z podzemí. Program projektovaných průzkumných prací sestává z následujících činností:

- **průzkumné práce z povrchu:** vrtání a odkryvné práce, polní zkoušky, geofyzikální práce, laboratorní práce – zeminy a horniny, geodetické práce, hydrogeologické práce, korozní průzkum a další inženýrská činnost a výkony geologické služby.
- **průzkumné práce z podzemí**: Inženýrskogeologické a geotechnické sledování výrubu průzkumné štoly, průzkumné vrty ze štoly do oblasti druhé tunelové trouby a konce štoly, presiometrické vějíře z průzkumné štoly, průzkumné předvrty ze štoly (realizované v průběhu ražby) a geoelektrický korozní průzkum



Obrázek 9: Situace průzkumných prací z povrchu v oblasti údolní deprese Hrdlořezského potoka



Obrázek 10: Situace průzkumných prací z podzemí průzkumné štoly Jarovský v oblasti údolní deprese Hrdlořezského potoka

6. ZÁVĚR

Průzkumná štola Jarovského tunelu a související průzkumné práce poskytnou detailní a ověřené údaje o celkové geologické, hydrogeologické a geotechnické stavbě zájmového území. Výsledky geotechnického průzkumu a geotechnického monitoringu zajistí nezbytné informace pro další fáze přípravy stavby č. 0094 Městského okruhu v Praze. Jejich komplexní vyhodnocení umožní také optimalizovat technologii ražby hlavního tunelu a významně minimalizovat geotechnická rizika při realizaci.

Ing. Pavel Bureš

Pracoviště: SATRA s.r.o., Praha, Česká republika

E-mail adresa: pavel.bures@satra.cz

Ing. Lukáš Grünwald

Pracoviště: SATRA s.r.o., Praha, Česká republika

E-mail adresa: lukas.grunwald@satra.cz
Mgr. Jiří Rout
Pracoviště: SG Geotechnika a.s. Praha, Česká republika
E-mail adresa: jiri.rout@geotechnika.cz

GEOTECHNICKÝ MONITORING PŘI VÝSTAVBĚ BEZBARIÉROVÉHO ZPŘÍSTUPNĚNÍ STANICE METRA JIŘÍHO Z PODĚBRAD

M. Čermák, B. Pavelková, R. Morávek
INSET s.r.o., Prague, Czech Republic

ABSTRAKT: Bezbariérové zpřístupnění stanice metra Jiřího z Poděbrad na lince A je významným infrastrukturním projektem realizovaným v hustě zastavěné části Prahy. Výstavba nových výtahových šachet a podzemních chodeb navazovala na stávající konstrukci stanice metra a probíhala v blízkosti inženýrských sítí a staveb, zejména kostela Nejsvětějšího Srdce Páně od architekta Josipa Plečnika. Náročné podmínky výstavby si vyžádaly detailní geotechnický monitoring a jeho průběžné vyhodnocování.

Monitoring zahrnoval měření deformací ostění stanice, posunů a poklesů povrchu, sledování deformací přilehlých objektů i sledování napěťově-deformačního stavu masivu v průběhu ražeb. Naměřené hodnoty byly průběžně porovnávány s predikcemi z numerických modelů a sloužily k ověřování předpokladů projektové dokumentace i k úpravám technologických postupů. Součástí prací bylo i sledování inženýrsko-geologických podmínek charakterizovaných rozpukanými letenskými břidlicemi v blízkosti stanice metra.

Příspěvek shrnuje průběh a výsledky monitoringu, prezentuje dosažené hodnoty vybraných veličin a hodnotí jejich vztah k projektem stanoveným mezím. Zvláštní pozornost je věnována sledování deformací kostela Nejsvětějšího Srdce Páně, který představoval z hlediska kulturní hodnoty i statické citlivosti klíčový objekt celého území. Monitoring prokázal účinnost přijatých opatření a potvrdil vhodnost zvoleného technologického postupu při realizaci stavby v náročných městských podmínkách.

1. PŘEDMLUVA

Tento příspěvek volně navazuje na článek uvedený v časopisu Tunel (ČERMÁK, M., PAVELKOVÁ, B., MORÁVEK, R., 2014) který pojednával obecně o geotechnickém monitoringu při výstavbě bezbariérového zpřístupnění stanice metra Jiřího z Poděbrad a nebyly v něm uváděny konkrétní naměřené hodnoty. Kromě až učebnicového grafu z automatického extenzometrického měření (automatické měření vzdálenosti mezi zhlavím vrtu a jednotlivými kotevními úrovněmi doplněné o geodetické měření sedání zhlaví), nebyly uvedeny ani grafické výstupy naměřených dat.

Podrobněji pak bylo v tomto článku představeno měření dynamických účinků s ohledem na objekty a na osoby, rozdíly těchto měření a jejich vyhodnocení. Dále chtěl článek uvést určité zamyšlení nad tématem práce geotechnika podle vyhlášky č. 55/1996 Sb., o kterém je jen několik základních informací v samotné vyhlášce. Zatím v žádném relevantním dokumentu není o této činnosti ve smyslu uvedené vyhlášky podrobněji pojednáno. Obecné požadavky na práci geotechnika jsou velmi kvalitně uvedeny v TP-237 Ministerstva dopravy z května 2011, které ale vznikly ještě před novelizaci č. 265/2012 Sb. vyhlášky č. 55/1996 Sb. v roce 2012 a činnost geotechnika dle vyhl. č. 55/1996 Sb. tedy neobsahují.

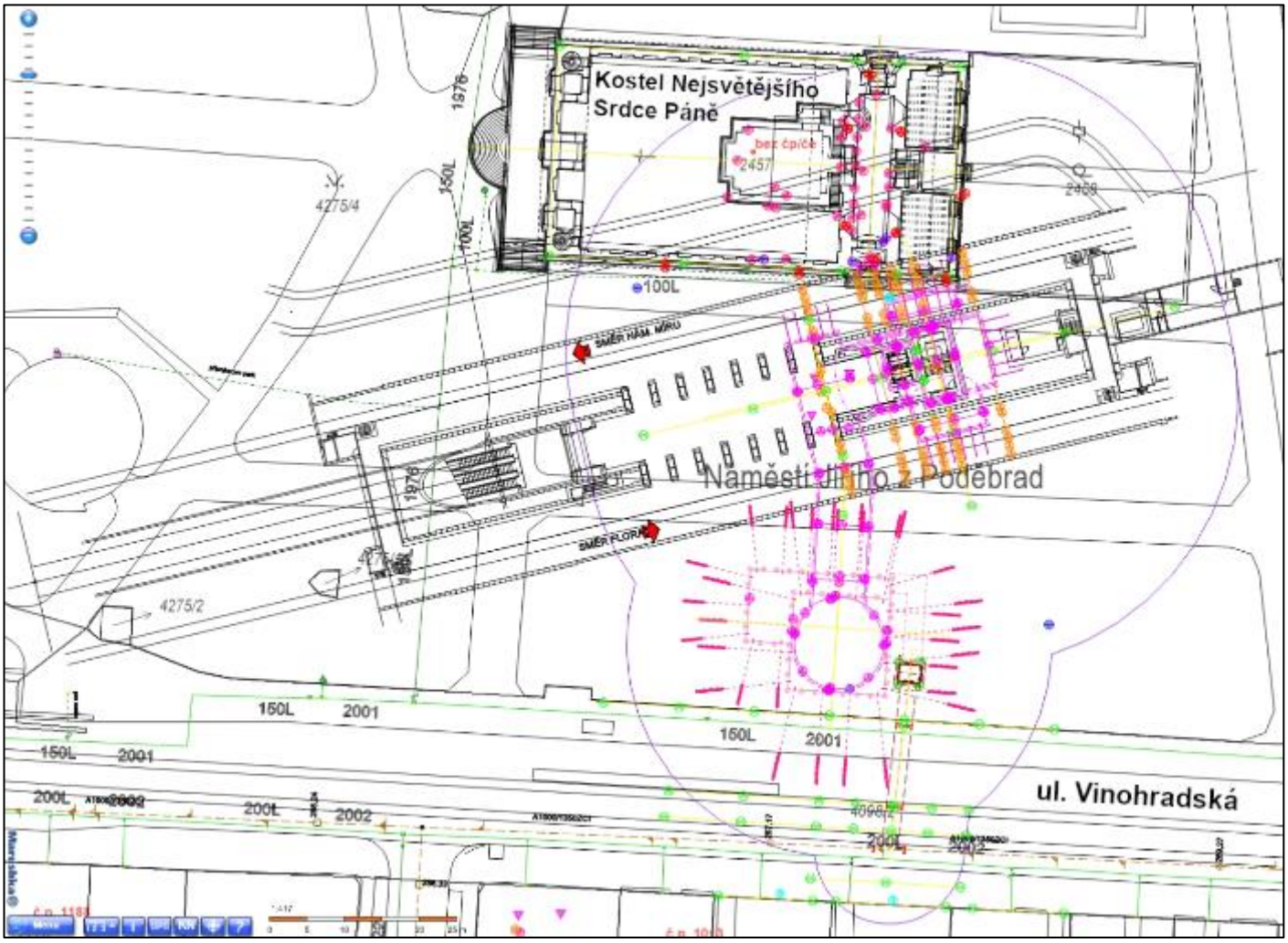
2. ÚVOD

Samotný projekt a zkušenosti z výstavby bezbariérového zpřístupnění stanice metra Jiřího z Poděbrad již byly představeny v časopisu Tunel ve dvou článcích (KOREJČIK, J., ŽIŽKA, Z., KOLEVSKI, M., 2023) a (VELIČKA, P., PANUŠKA, J., 2025) a podrobné informace zde nejsou uváděny. V tomto článku rozšiřujeme dříve uvedené informace o monitoringu a k vybraným metodikám zveřejňujeme i konkrétní výsledky měření. Ke konci příspěvku je pak uveden zkrácený přehled naměřených hodnot i s varovnými stavy, které byly určeny projektantem nebo soudním znalcem, který je stanovoval i na základě provedených pasportizací.

3. GEOTECHNICKÝ MONITORING

Práce na geotechnickém monitoringu byly zahájeny v květnu 2021 pasportizací objektů v zóně ovlivnění a k těmto objektům byly postupně vypracovávány soudně znalecké posudky se stanovenými deformačními a dynamickými odolnostmi. Před zahájením hloubení a ražeb byly také zhotoveny pozorovací vrty pro extenzometrická, inklinometrická a hydrogeologická měření.

Během výstavby byla prováděna geologická a geotechnická dokumentace sledu hloubení a ražeb se zařazením jednotlivých dílčích výrubů ražeb do technologických tříd NRTM. A to dle inženýrskogeologické dokumentace, výsledků geomonitoringu a návštěv geotechnika ražeb primárně v době strojního rozpojování horniny. Bylo sledováno deformační chování tvarové stálosti primárního ostění, kanalizační stoky, staničních tunelů a střední staniční lodi metra (konvergence). Dále bylo pomocí tenzometrů monitorováno napětí v ocelovém rámu umístěném na rozhraní šachty a rozrážky v úrovni nástupiště. Také byly sledovány dynamické účinky trhacích prací a expanzního rozpojování, tj. použití pyrotechnických výrobků pro technické potřeby. Nivelace pak byly měřeny jak na objektech, tak na terénu nad ražbami a v rámci hloubení stavební jámy byl osazen jeden dynamometr. V průběhu stavebních prací byly také vypořádávány stížnosti vlastníků a obyvatel z okolní zástavby na vzniklá porušení – v drtivé většině se jednalo i s ohledem na provedené pasportizace o porušení stará. V jednom z objektů, který ležel mimo poklesovou kotlinu (stanovenou zónu ovlivnění) a izoseistu 5 mm/s byla po stížnosti nainstalována měřicí zařízení – z výsledků měření deformací byly patrné teplotní vlivy a nebyl zjištěn žádný vliv stavební činnosti. Měření celkových vibrací (vlivu na člověka) vedlo k tomu, že bylo možné provádět pouze troje rozpojování horniny denně.



Obrázek 1: Rozmístění měřicích bodů z různých metodik a zóna ovlivnění z projektové dokumentace (viz také situace v (ČERMÁK, M., PAVELKOVÁ, B., MORÁVEK, R., 2014))

3.1 KOSTEL NEJSVĚTĚJŠÍHO SRDCE PÁNĚ

Kostel Nejsvětějšího Srdce Páně (Obrázek 2) byl jako významná kulturní památka sledován řadou metodik.



Obrázek 2: Pohled na náměstí Jiřího z Poděbrad – v popředí stavba bezbariérového zpřístupnění a za ní kostel Nejsvětějšího Srdce Páně (zdroj: https://earth.google.com, stav k 11. 6. 2023)

V souladu s návrhem geotechnického monitoringu bylo prováděno měření:

- sedání na 11 nivelačních bodech umístěných po obvodu kostela (Obrázky 3 a 4),
- polohových deformací na celkem 20 bodech osazených z vysokozdvižné plošiny a lezecky na plášti objektu a především věži (vždy dva body nad sebou),
- změny šířky trhlin na celkem 35 místech (převážně jako jednoosé měření mezi dvěma body),
- dynamických účinků od provádění trhacích prací a expanzního rozpojování (použití pyrotechnických výrobků pro technické potřeby).

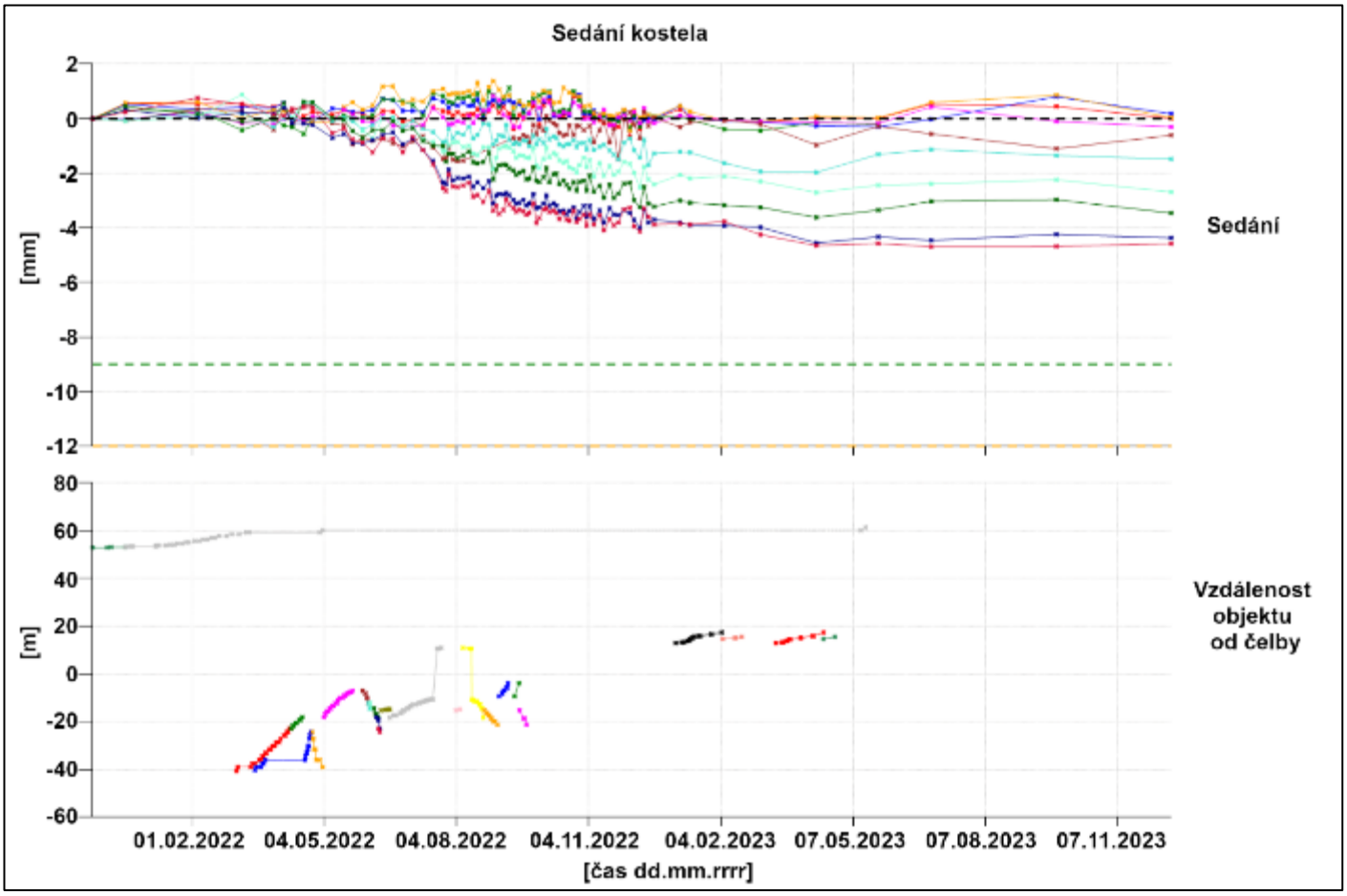
Uvedená měření byla po návrhu zhotovitele geotechnického monitoringu a po vícestranné dohodě členů rady monitoringu postupně během výstavby doplněna o automatická měření (s odečtem hodnot po 10 minutách), která i částečně nahrazovala ruční odečty na měřicích místech:

- měření změny šířky trhlin na 12 místech,
- naklonění kostela na 4 místech, a to převážně ve věži kostela.

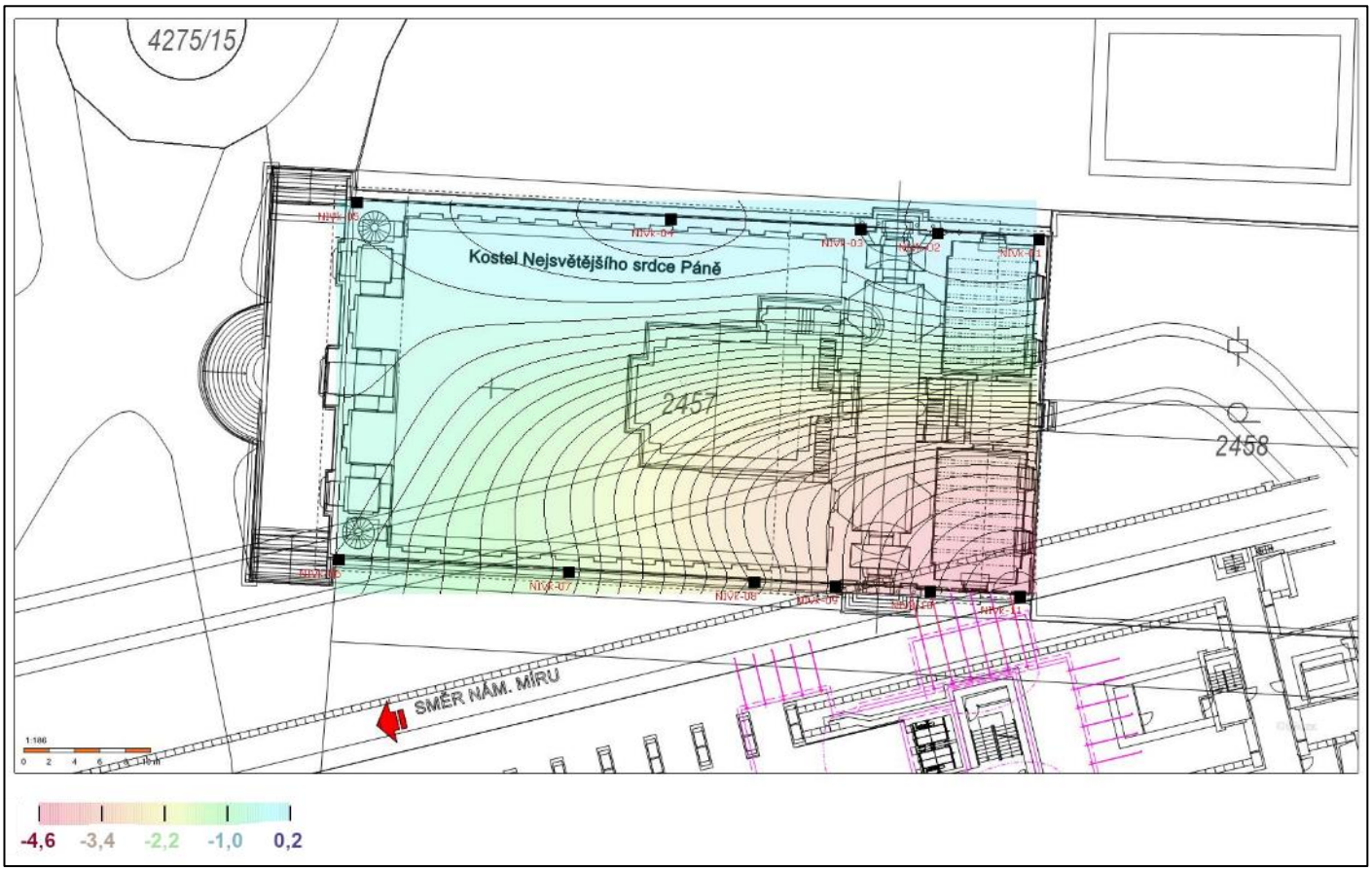
Na základě jednání s obvodním báňským úřadem ohledně trhacích prací byl přijat požadavek farnosti a v průběhu výstavby bylo výše uvedené doplněno o:

- pravidelné provádění a zpracování prohlídek části kostela přilehlé ke stavbě, a to především věže v intervalu 1x za 14 dní,
- zpracování výstupů z prováděných měření a prohlídek pro farnost v intervalu 1x měsíčně.

Z prováděných měření nivelací a jejich vývoje (Obrázek 3), je zřejmé, že nedošlo s dostatečně velkou rezervou k překročení ani 1. varovného stavu (viz Tabulka 1). Nejvyšší hodnota sedání byla v blízkosti prováděných ražeb, tj. jihovýchodního rohu kostela, což odpovídalo předpokladu. Z tohoto důvodu byl v této oblasti navržen vyšší počet monitorovacích prvků. Na Obrázku 4 jsou znázorněny izolinie sedání na konci měření. Měřicí místa, společně se zařízením pro přenos dat, byla vybrána také s ohledem na samotný provoz kostela, a také, aby nedošlo k výraznému ovlivnění, například chůzí návštěvníků. Příklad instalace je na Obrázku 5 a výsledky měření na Obrázku 6.



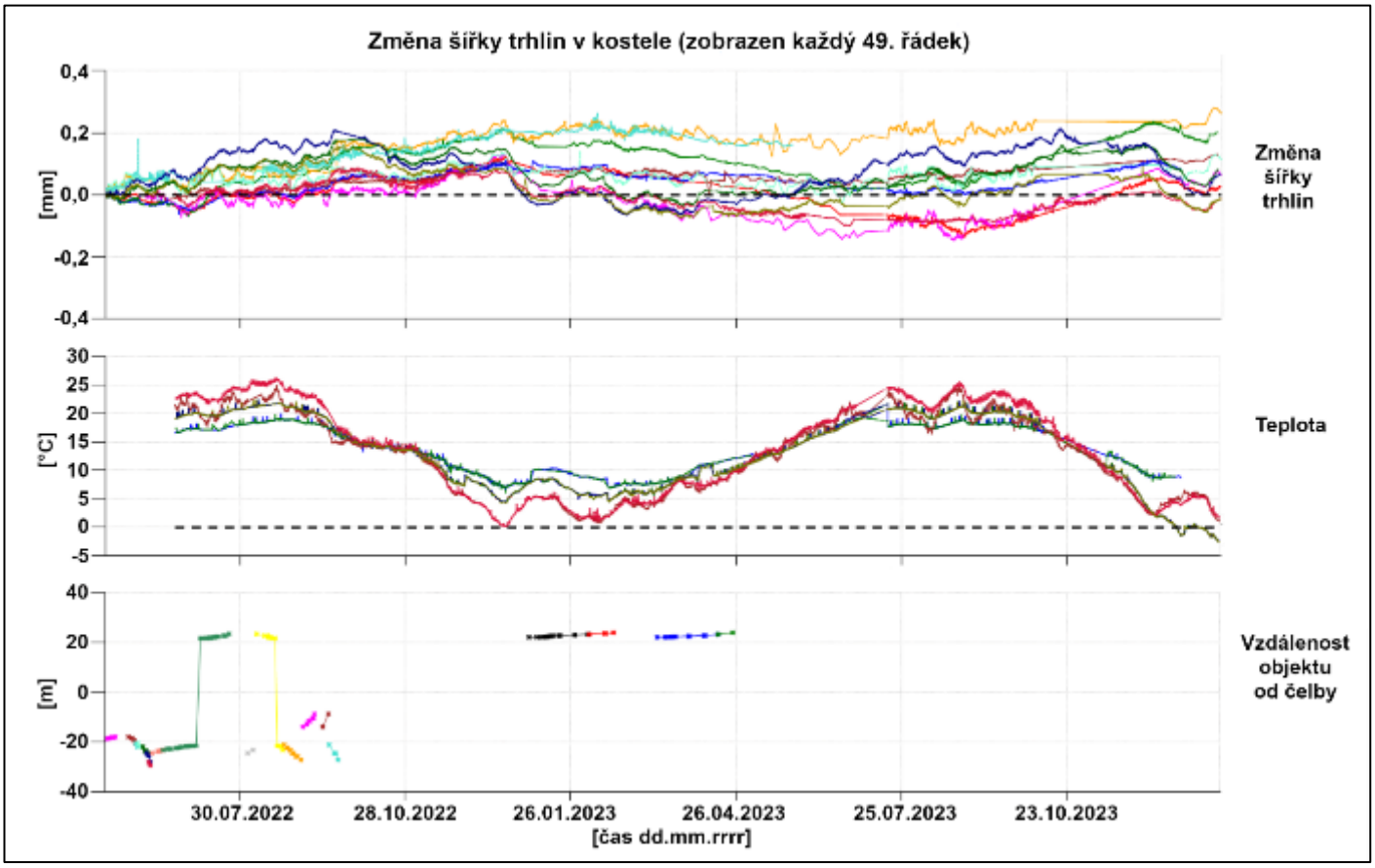
Obrázek 3: Průběh sedání kostela v závislosti na provádění hloubení a ražeb



Obrázek 4: Izolinie sedání kostela na konci měření (dne 14. 12. 2023)



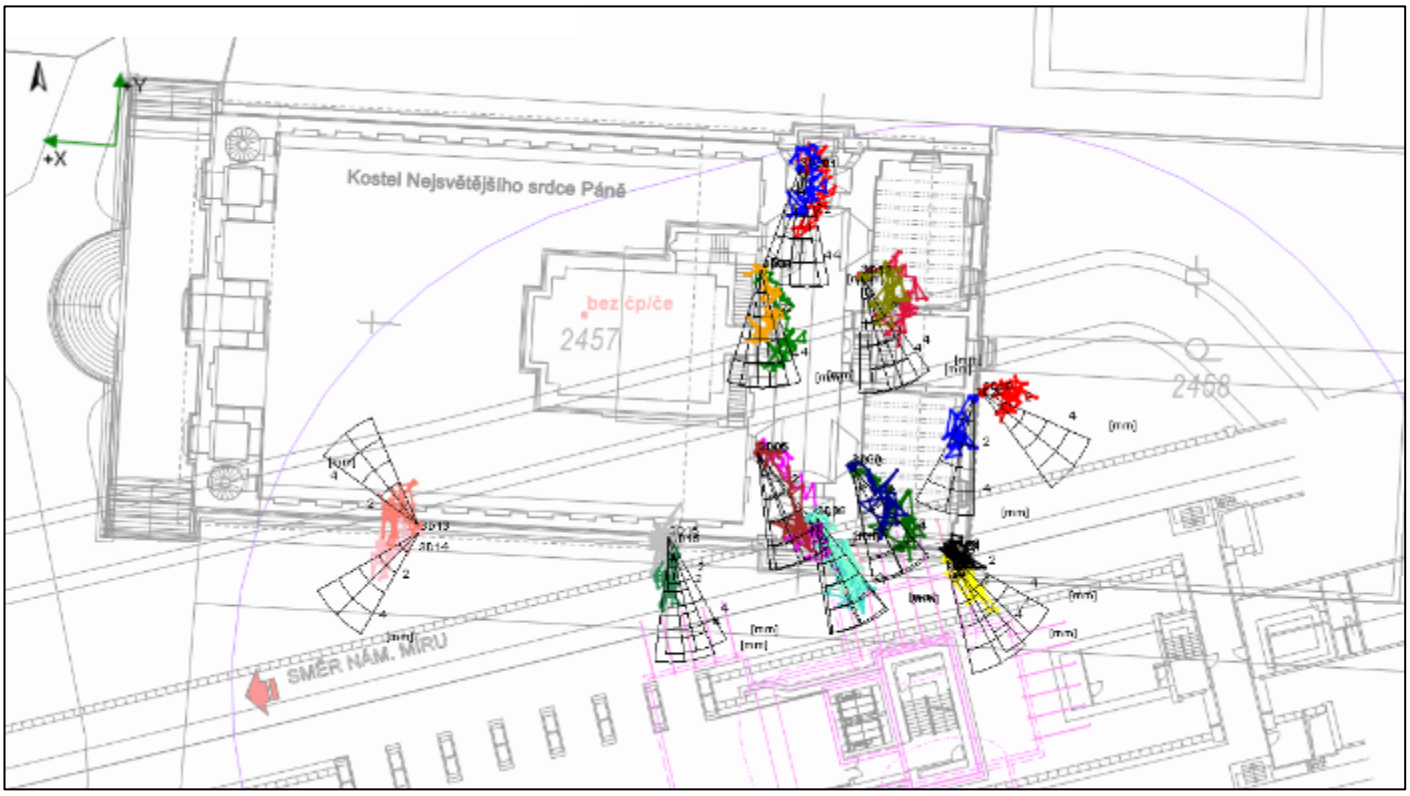
Obrázek 5: Snímač automatického měření změny šířky trhliny s elektronikou na odesílání naměřených dat do kanceláře geotechnického monitoringu (ke konstrukci přilepeno)



Obrázek 6: Naměřené změny šířek trhlin v automatickém režimu, průběh naměřených teplot u jednotlivých měřidel a postup výstavby

Naměřené změny šířek trhlin z automatických měřidel v kostele nebyly výrazně teplotně ovlivněny. Současně nebyla naměřena významná souvislost se stavební činností. Naměřené hodnoty byly hluboko pod varovnými stavy – viz Obrázek 6 a Tabulka 1. Současně s měřením změn šířek trhlin byly v těchto místech měřeny i teploty měřené konstrukce. Z Obrázku 6 je patrné, jak je věž kostela výrazně ovlivněna změnou teploty a na bodě ve věži byly zároveň naměřeny maximální a minimální teploty (v grafu červeně).

V článku v časopisu Tunel (ČERMÁK, M., PAVELKOVÁ, B., MORÁVEK, R., 2014) byl prezentován řez s deformacemi kostela směrem ke stavebnímu dílu z měření polohopisných bodů na fasádě objektu. Na Obrázku 7 ho doplňujeme o deformace v půdorysu, které korespondují se sedáním objektu na Obrázku 4 a zobrazují deformace směrem k přestupní chodbě stanice, tj. docházelo k nerovnoměrnému sedání a naklánění kostela směrem k ražbám.



Obrázek 7: Vějíře se směrem vývoje deformací na polohopisných bodech na fasádě kostela
(vždy dva body nad sebou, naklonění vztaženo k terénu)

Měřením polohopisných bodů na fasádě kostela a měření automatických naklonění (po kompenzaci vlivu teploty na naměřené hodnoty) byly zjištěny podobné průběhy naklonění směrem ke stavbě. Naklonění kostela bylo prezentováno jak vůči terénu, tak jako rozdíl hodnot deformací z bodů nad sebou, čímž se podařilo eliminovat některé chyby měření a grafy byly výrazně „hladší“ a uvedené deformace tím pádem i menší. Maximální naměřené a vypočítané hodnoty jsou s varovnými stavy uvedeny v Tabulce 1.

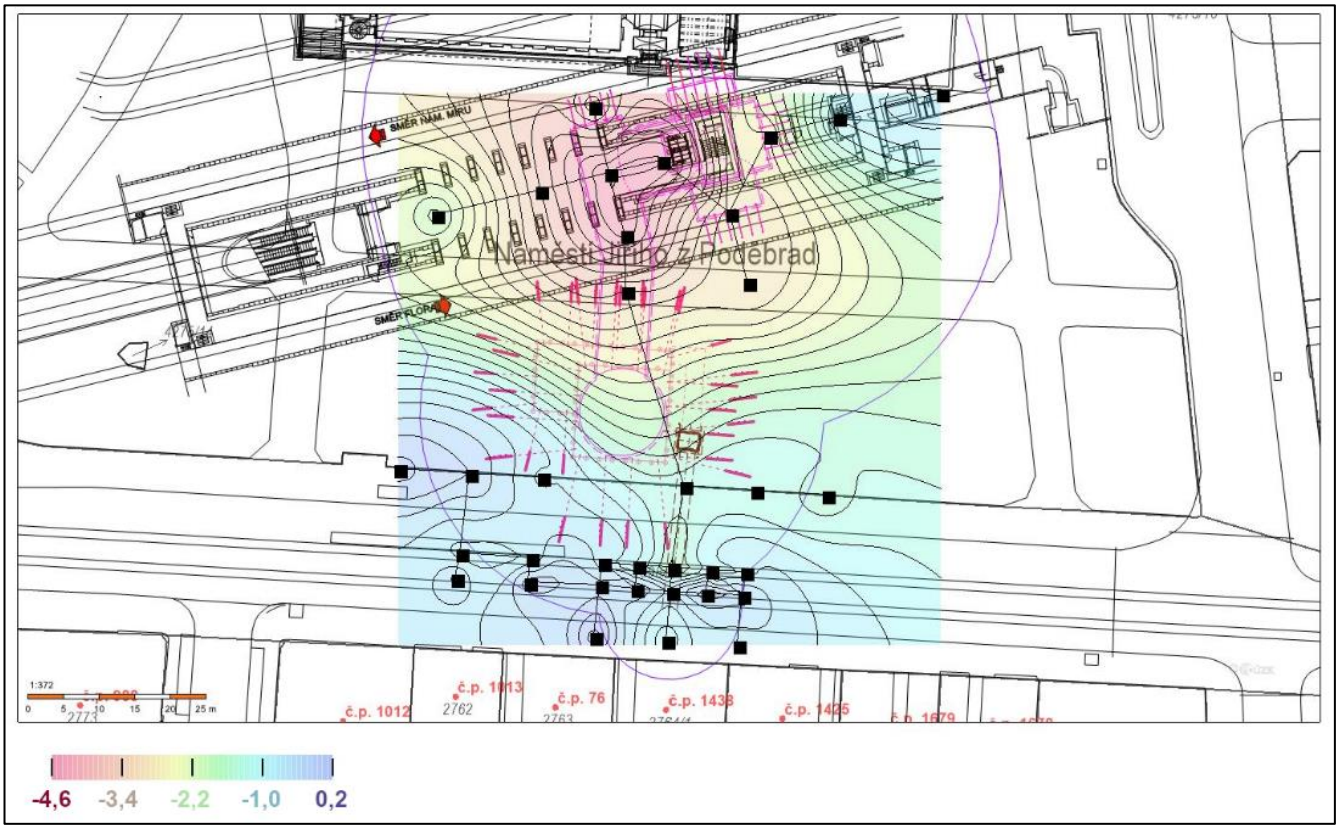
Během prováděných prohlídek v kostele byly zdokumentovány nové trhliny, ale jednalo se spíš o trhliny běžně vzniklé v souvislosti s ročními výkyvy teplot a prokreslením starších trhlin, které byly pouze plošně přetřeny nebo byly na místech, kde je nebylo možné spojovat s prováděnými stavebními pracemi. Samotné výkyvy teplot jsou v kostele významné – viz měření teplot u automatických deformometrů a dosahují rozdílu hodnot až 30 °C nebo i vyšších (byly změřeny necelé dva roční cykly). Vlivem teploty vznikala nejvýraznější porušení v oblasti ukotvení zábradlí ramp, které jsou ve věži na úrovni prosklených hodin – obdobná porušení se postupně začala objevovat v menší a větší míře i v jiných částech ramp (Obrázek 8).

Po ukončení měření byla všechna místa, kde došlo k zásahům do konstrukce z důvodu osazení měřicích bodů, opravena odbornou firmou, která už opravy kostela prováděla. Jednalo se tedy o použití odsouhlasených materiálů a barev Odborem památkové péče a farností – to se týkalo především otvorů

po bodech v maltě mezi cihlami na fasádě. Tyto sanační práce byly nejdřív provedeny s pracovníkem cizí firmy z plošiny a následně po instruktáži našimi pracovníky lezecky na věži.



Obrázek 8: Porušení v místě ukotvení zábradlí rampy vlivem teploty



Obrázek 9: Izolinie sedání terénu na konci měření (dne 13. 5. 2024)

3.2 SEDÁNÍ TERÉNU V ZÓNĚ OVLIVNĚNÍ

Na Obrázku 9 jsou uvedeny izolinie sedání terénu z nivelačních bodů. Oblast, kde docházelo k největšímu sedání odpovídala místům, kde probíhaly nejnáročnější místa ražeb, a to nad částí přestupní chodby, z které byly prováděny rozrážky směrem ke kostelu a od kostela a hloubení šachty propojující úroveň přestupní chodby a úroveň nástupiště. Maximální naměřené hodnoty sedání a nerovnoměrného sedání jsou společně s varovnými stavy uvedeny v Tabulce 1.

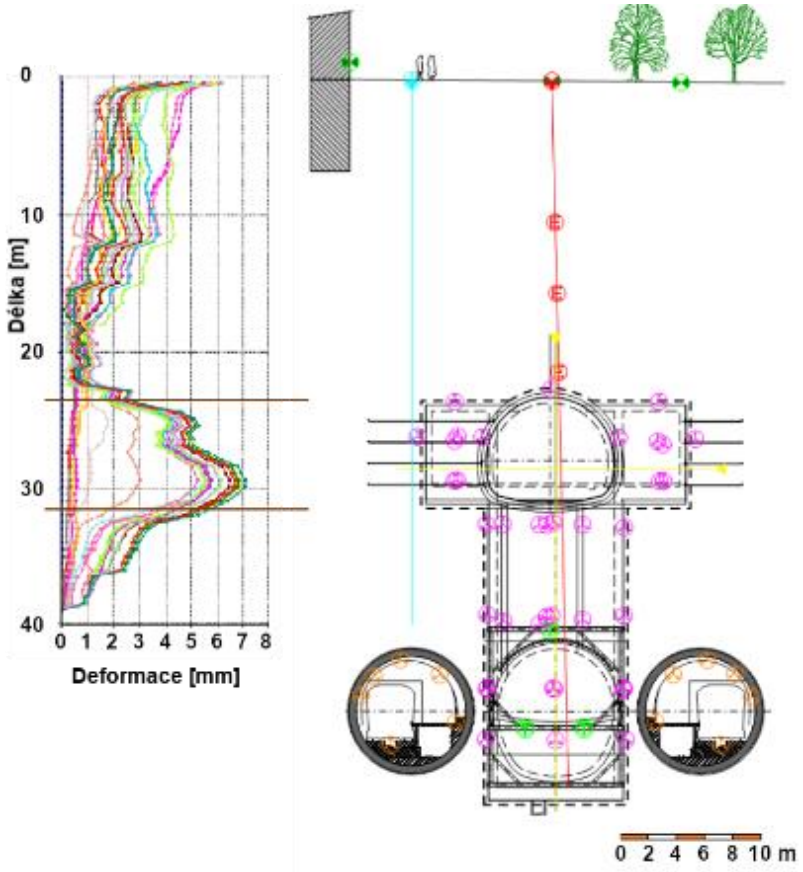
Tabulka 1: Naměřené hodnoty na měřicích prvcích v kostele a na terénu

objekt	měření	naměřeno	varovný stav A
kostel	nivelace	4,7 mm 1:5168	sedání: 12 mm nerovnoměrné sedání: 1:500
	šířka trhlin - ruční m.	-0,71 / 0,58 mm	šířka: 5 mm
	šířka trhlin - automatické m.	-0,15 / 0,27 mm	
	3D body	změny do 5,3 mm (sedání), 4,8 mm (vodorovný směr)	náklon: 12 mm vodorovný směr: -
		0,61 (náklon výpočtem - vůči terénu)	náklon: 0,5 mm/m
		0,36 (náklon - body nad sebou)	
povrchy (terén)	nivelace	9,3 mm 1:1078	sedání: 15 mm nerovnoměrné sedání: -

3.3 INKLINOMETRICKÉ MĚŘENÍ

V oblasti mezi kostelem a ražbami v úrovni přestupní chodby byl před zahájením stavebních prací společně s ostatními vrty (extenzovrt a dva hydrovrty) vyhlouben inklinovrt, ve kterém byly následně sledovány horizontální deformace horninového prostředí.

Poloha vrtu musela být uzpůsobena přítomnosti vodovodního řadu a hloubka vrtu byla ukončena nad staničním tunelem. V levé části Obrázku 10 jsou uvedeny celkové horizontální deformace jako součty vůči pevné patě vrtu. S ohledem na postup hloubení šachty a ražeb v úrovni nástupiště se už nejednalo zcela o měření s pevnou patou.



Obrázek 10: Výsledky měření v inklinometrickém vrtu – vlevo vektor deformací, který odpovídal tomuto řezu a vpravo řez z informačního systému Sahure (vrt znázorněn tyrkysově)

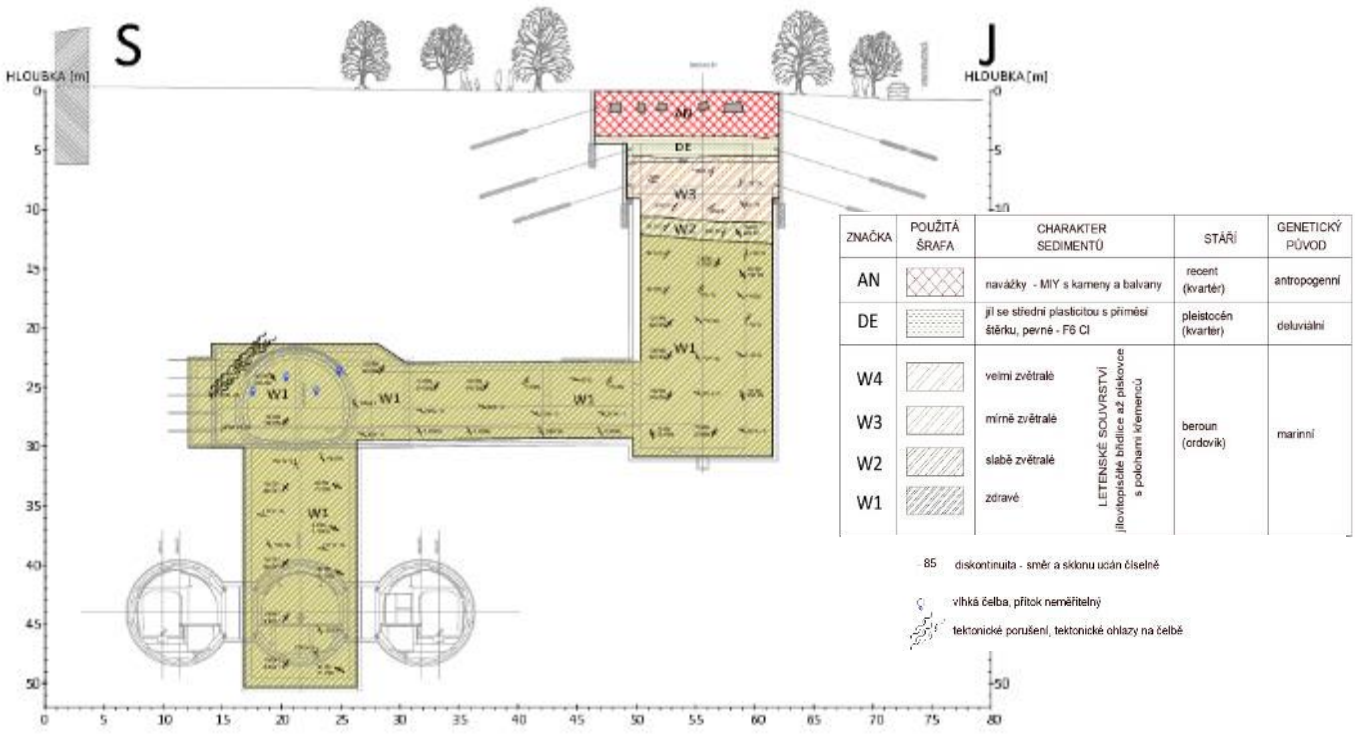
3.4 GEOLOGICKÁ DOKUMENTACE

Výstupy z geologické dokumentace byly s ohledem na členění hloubení a ražeb namísto klasické důlní mapy zpracovány v geologických řezech západ-východ a sever-jih (Obrázek 11).

Během hloubení šachty Š1 byly zastiženy nejprve vrstvy navážek, které obsahovaly betonové bloky až metrových rozměrů. Pod vrstvou deluviálních zemin jílovitého charakteru byly již zastiženy horniny letenského souvrství. Počva ražby přístupové chodby byla provedena z šachty Š1 v hloubce 30 m. Přístupová chodba nejprve směřovala 41 m severním směrem, následně pak 22 m východním směrem. Z počvy přístupové chodby se následně hloubila šachta Š2 (14 m) směřující mezi tunely metra až na úroveň nástupiště do oblasti mimo stanici. Z šachty Š2 se pak razilo 8 m západním směrem do stanice. Během ražeb byly zastiženy pouze drobné přítoky podzemní vody, zřejmě spjaté s poruchovou zónou (viz Obrázek 11). Hladina podzemní vody byla zastižena pod úrovní báze stávajícího metra v puklinovém systému letenských břidlic.

Horninový masív byl hodnocen dle Tesařovy klasifikace a ražba byla následně zatříděna do tříd NRTM. Kvalita masívu od hloubky 30 m byla ohodnocena 53-60,5 body QTS. V místech s tektonickým porušením hornin, které bylo doprovázené mírnými přítoky podzemní vody bylo bodové hodnocení sníženo na 45,5 bodů, vlivem zavedení redukce β a γ. Degradovaná hornina, zastižena při ražbě chodby na úrovni nástupiště byla ohodnocena 40,5 body QTS.

Oproti průzkumným pracím byla ražbou zjištěna vyšší pevnost hornin, která se v písčitých polohách letenského souvrství přibližovala až k 50 MPa. Horninový masív ve zdravých letenských břidlicích vykazoval až metrové vzdálenosti diskontinuit s výraznou blokovou stavbou, způsobenou systémem tří na sebe kolmých ploch odlučnosti. Horninový masív v okolo stanice metra (realizace koncem sedmdesátých let) byl vlivem trhacích prací degradován. Degradace se projevovala odbarvením hornin, snížením pevnosti, povlaky limonitu na diskontinuitách a snížením vzdálenosti diskontinuit (2-3 x) až do vzdálenosti 2-3 m od původního rozsahu ražeb. Charakter tohoto degradovaného horninového masívu byl ověřován presiometrickými zkouškami z vějíře vrtů, realizovaných ze stanice metra.



Obrázek 11: Geologický řez sever-jih

4. ZÁVĚR

Výstavba bezbariérového zpřístupnění stanice metra Jiřího z Poděbrad zařadila tuto stanici mezi 47 plně bezbariérových stanic pražského metra. Nově zřízený bezbariérový přístup umožňuje cestujícím plynulý

přístup z uliční úrovně na nástupiště prostřednictvím přestupní chodby vybavené dvěma dvojicemi výtahů. Součástí stavebních prací byl geotechnický monitoring, který byl zahájen s předstihem před samotnou výstavbou. Vzhledem k umístění stanice v těsné blízkosti národní kulturní památky, kostela Nejsvětějšího Srdce Páně, a další zástavby, bylo nezbytné provádět komplexní sledování těchto objektů.

Kostel Nejsvětějšího Srdce Páně byl v průběhu ražeb nejsledovanějším nadzemním objektem (a kromě účinků na objekty v ulici Vinohradská také prakticky jediným).

LITERATURA

ČERMÁK, M., PAVELKOVÁ, B., MORÁVEK, R. *Geotechnický monitoring při výstavbě bezbariérového zpřístupnění stanice metra Jiřího z Poděbrad.* Tunel. Praha: Česká tunelářská asociace ITA-AITES a Slovenská tunelárska asociácia ITA-AITES, 2014, 22(4), ISSN 1211 – 0728 (33. ročník – č. 4/2024, s. 33-45). Dostupné z: https://www.ita-aites.cz/files/tunel/2024/tunel_4-24-def.pdf

KOREJČIK, J., ŽIŽKA, Z., KOLEVSKI, M. *Projekt bezbariérového zpřístupnění stanice metra Jiřího z Poděbrad*. Tunel. Praha: Česká tunelářská asociace ITA-AITES a Slovenská tunelárska asociácia ITA-AITES, 2014, 22(4), ISSN 1211 – 0728 (32. ročník – č. 2/2023. s. 18-27). Dostupné z: https://www.ita-aites.cz/files/tunel/2023/tunel_2-23-def.pdf

VELIČKA, P., PANUŠKA, J. *Revitalizace stanice metra Jiřího z Poděbrad a výstavba bezbariérového zpřístupnění – zkušenosti zhotovitele*. Tunel. Praha: Česká tunelářská asociace ITA-AITES a Slovenská tunelárska asociácia ITA-AITES, 2014, 22(4), ISSN 1211 – 0728 (34. ročník – č. 3/2025. s. 24-32). Dostupné z: https://www.ita-aites.cz/files/tunel/2025/tunel_3-25-def.pdf

Titul, jméno, příjmení autora: Ing. Martin Čermák

Pracoviště: INSET s.r.o.

E-mail adresa: cermak.martin@inset.com

Titul, jméno, příjmení autora: Ing. Barbora Pavelková

Pracoviště: INSET s.r.o.

E-mail adresa: pavelkova.barbora@inset.com

Titul, jméno, příjmení autora: RNDr. Radek Morávek, Ph.D.

Pracoviště: INSET s.r.o.

E-mail adresa: moravek.radek@inset.com

PRŮZKUMNÁ ŠTOLA MALEŠICKÉHO TUNELU

Michal Hnilička
Mott MacDonald CZ, spol. s r.o., Prague, Czech Republic

Aleš Veverka
Mott MacDonald CZ, spol. s r.o., Prague, Czech Republic

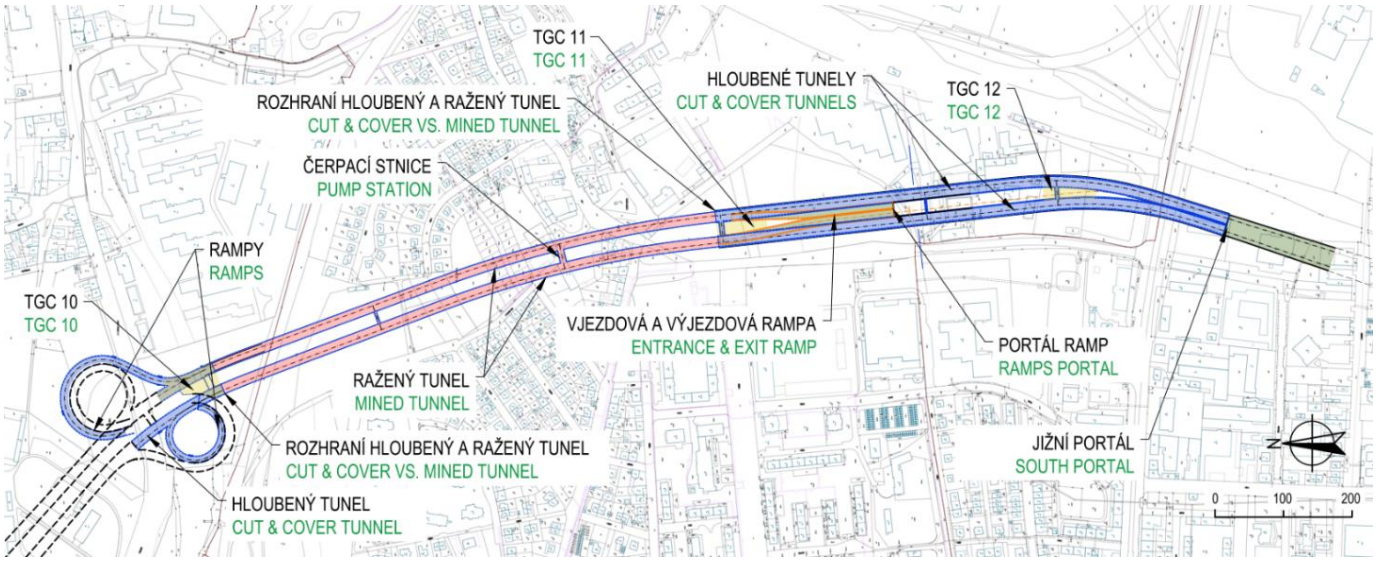
ABSTRAKT: Silniční tunel Malešický je součástí zbývající zatím nerealizované severovýchodní části Městského okruhu (MO) v Praze, stavby MO č. 0094 v úseku Balabenka – Štěrboholská radiála (křižovatka Rybníčky). Článek navazuje na příspěvek z minulé konference, který představil technické řešení samotného tunelu, ale zaměří se na navržený podrobný inženýrskogeologický průzkum ve formě 450 metrů dlouhé průzkumné štoly. Z důvodu omezeného prostoru uprostřed městské zástavby nad tunelem bude přístup do průzkumné štoly řešen 19,2 m hlubokou šachtou s přilehlým velmi stísněným zařízením staveniště.

1. ÚVOD

Tunel Malešický je součástí Souboru staveb Městského okruhu a Libeňské spojky. Tento soubor tvoří asi 30 % Městského okruhu a jeho dokončením bude okruh kompletní. Stavby společně tvoří rozsáhlý tunelový komplex propojených a samostatně provozovatelných tunelových úseků. Tunel Malešický je součástí dílčí stavby Městského okruhu v Praze č. 0094 v úseku Balabenka – Rybníčky připravované sdružením firem SATRA spol. s r.o. a Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.

Tunelový úsek prochází územím ze severu od Českobrodské ulice v katastrálním území Hrdlořezy na jih po Černokosteleckou ulici v katastrálním území Malešice a Strašnice. Především oblast Malešic a Strašnic je silně urbanizovaná, a to jak obytnou zástavbou v okolí Malešického náměstí, tak zástavbou průmyslového charakteru spolu s celou řadou významných páteřních inženýrských sítí. V ulici Černokostelecká je navíc vedena i tramvajová trať k ústředním dílnám Dopravního podniku, kde nejsou možné delší výluky provozu.

Od severu Malešický tunel navazuje na tunel Jarovský v místě MÚK Českobrodská, jižní portál tunelu je umístěn cca 100 m jižně za křížením s ulicí Černokostelecká. Celková délka tunelových trub je 1660 m, resp. 1599 m. Výška průjezdného profilu tunelu hlavní trasy je 4,5 m, kategorie T-11,5 m v šířkovém uspořádání s třemi pruhy šířky 3,5 m, vodícími proužky 0,5 + 0,5 m a chodníky šířky 1,0 m. Část tunelů hlavní trasy je navržena jako ražená, zbytek pak včetně nájezdových a výjezdových ramp je pak navržen jako hloubený, viz obrázek 1. Ražené tunely budou budovány konvenční tunelovací metodou NRTM. Zahájení ražeb se předpokládá z jižního portálu, odkud bude ražba probíhat dovrchně. Příčný profil raženého tunelu je navržen se spodní klenbou, členěný horizontálně na kalotu, opěří a dno. Maximální výška nadloží je až 29,2 m.



Obrázek 1: Schéma Malešického tunelu

2. GEOTECHNICKÝ PRŮZKUM

2.1 FÁZE PŘEDBĚŽNÉHO GEOTECHNICKÉHO PRŮZKUMU

V rámci předběžného průzkumu (SGG-PUDIS soubor staveb MO 11/2021) byly realizovány inženýrskogeologické jádrové vrty, z nichž byly získávány vzorky na laboratorní zkoušky. Ve vrtech následně probíhalo karotážní měření a deformační zkoušky horninového masivu. Vybrané vrty byly hydrogeologicky vystrojeny a využity k ověření hydraulických parametrů masivu. Následně budou hydrogeologické vrty sloužit i ke sledování kolísání hladiny podzemní vody a její kvality v dlouhodobém časovém horizontu. Nedílnou součástí průzkumu bylo i pozemní geofyzikální měření metodami mělké refrakční seismiky a elektrické odporové tomografie.

2.2 FÁZE PODROBNÉHO GEOTECHNICKÉHO PRŮZKUMU

S ohledem na velmi složité geotechnické poměry v trase raženého úseku tunelu Malešický potvrzené dílčími závěry předběžného GTP (četná tektonická porušení masivu, zastižené náplavové deprese v oblasti jižního raženého portálu, ražba pod četnou historickou zástavbou starých Malešic a v blízkosti Malešického zámku), bylo rozhodnuto o provedení průzkumné štoly. Ta bude s ohledem na stratigrafickou skladbu území, morfologii terénu a výše zmíněné územní poměry situována do jižní části západního tunelového tubusu MO-B. Ve štole bude ověřena geologická stavba, vlastnosti hornin, jejich stupeň zvětrání i rozvolnění, charakter diskontinuit, míra tektonického porušení, geotechnické parametry horninového masivu, technologické vlastnosti zastižených hornin, velikost přítoků podzemní vody atd. Kromě toho bude nutné věnovat pozornost ověření a upřesnění plošného a hloubkového rozsahu výskytu zemin kvartérního pokryvu a zvětralinových zón horninového masivu. Dále bude třeba upřesnit hydrogeologické poměry v širším území, zjistit úroveň hladiny podzemní vody, její kolísání v čase, hlavní směry proudění podzemní vody i vydatnost jednotlivých zvodní. Z výsledků bude stanovena velikost očekávaných přítoků a současně bude zhodnocen vliv stavby na přirozený hydrogeologický režim v oblasti.

3. INŽENÝRSKO-GEOLOGICKÉ POMĚRY

Inženýrskogeologické poměry v trase tunelu byly zjišťovány v rámci předběžného GTP pro připravovanou stavbu (SGG-PUDIS soubor staveb MO 11/2021). V trase raženého tunelu jsou očekávány od severu letenské břidlice, v oblasti starých Malešic vinické břidlice a při jižním portálu i břidlice zahořanské. Hloubená část tunelu pak bude realizována v prachovitých zahořanských břidlicích a při ulici Černokostelecké i v jílovitých břidlicích bohdaleckých. Letenské břidlice byly dokumentovány z velké části v monotónním vývoji prachovitých břidlic, pouze v centrální části Malešického hřbetu i v typickém flyšovém vývoji se střídáním prachovců, břidlic a drob.

Ražená část bude prováděna v relativně pevnějších a obecně, v rámci pražské geologie, i kvalitativně lepších z pražských břidlic. Jejich geotechnické parametry jsou však lokálně významně snižovány intenzivními projevy tektoniky. Na její identifikaci a hodnocení bude zaměřena fáze podrobného průzkumu připravovaného s využitím průzkumné štoly.

Celá stavba bude realizována pod úrovní hladiny podzemní vody. Pro zachycení přirozeného stavu a výkyvů hladin v závislosti na srážkových úhrnech je realizován dlouhodobý monitoring hladiny podzemních vod ve vybraných hydrogeologických vrtech a studnách

4. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

4.1 ZÁKLADNÍ PARAMETRY PRŮZKUMNÉ ŠTOLY

Pro provedení podrobného inženýrsko-geologického průzkumu prostoru ražby tunelu byla navržena průzkumná štola v celkové délce cca 450 m.

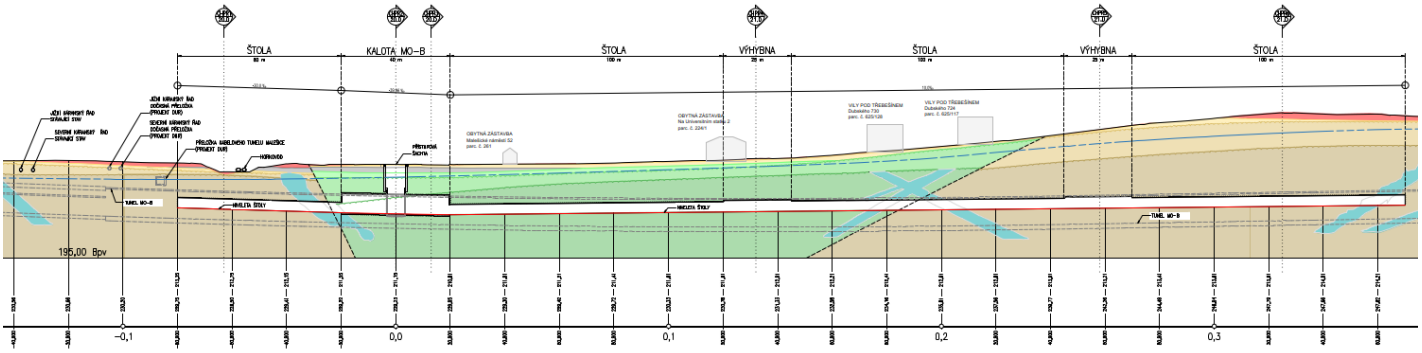
Přístup do úrovně ražby samotného průzkumného díla bude zajišťovat šachta hloubky 19,2 m. Umístění šachty vychází z omezených podmínek pro zábor území pro zařízení staveniště se všemi technologiemi nutnými pro zajištění ražby průzkumné štoly.

Ze šachty pak bude v prostoru kaloty tunelu MO-B ražena samotná průzkumná štola jižním i severním směrem. Na šachtu bude přímo navazovat ražba rozšířená na celý profil kaloty MO-B v délce 40 m. Vznikne zde prostor pro dočasné deponování rubaniny a přeložení na vertikální dopravu na povrch. Zároveň je zde možné odstavit stavební mechanismy a uložit stavební materiály.

Z prostoru kaloty bude směrem na jih pokračovat ražba štoly v délce 60 m do blízkosti jižního raženého portálu budoucích tunelů MO. Směrem na sever je navržena ražba o celkové délce 350 m s 2 výhybnami délky 25 m každých 100 m ražby. Výhybny jsou v podélném směru rozmístěny na základě výsledků předběžného geologického průzkumu mimo oblasti zvýšené četnosti tektonického porušení. V průběhu výstavby bude jejich pozice ověřena pomocí předvrtů a umístění případně přizpůsobeno zastiženým geologickým podmínkám.

4.2 SMĚROVÉ A SKLONOVÉ POMĚRY

Směrové řešení štoly vychází z budoucí trasy tunelové trouby MO-B. Sklonové poměry přímo kopírují výškové vedení trasy tunelu MO-B pouze v prostoru samotné kaloty, viz obrázek 2. Ostatní části štoly procházejí prostorem kaloty budoucího tunelu MO-B, ale jsou v jednotném sklonu – směrem na jih v podélném sklonu 3 % a směrem na sever ve sklonu 1 %. V obou případech je sklon směrem do kaloty MO-B, takže ražba štoly bude v obou směrech dovrchní. Počátek staničení průzkumného díla (00,0 m) je umístěn v patě šachty a vede směrem na sever k hodnotě +370,0 m. Směrem na jih je staničení díla záporné s koncem štoly ve staničení -80,0 m.



Obrázek 2: Podélný řez průzkumného díla

4.3 ODVODNĚNÍ PŘI VÝSTAVBĚ

Sklonové poměry celého díla zajišťují odvodnění jižní i severní části průzkumného díla do prostoru kaloty MO-B. Zde pak bude v nejnižším místě umístěna akumulační a čerpací jímka, ze které bude voda čerpána na povrch výtlačným potrubím umístěným v šachtě. Na povrchu v prostoru zařízení staveniště bude prováděna úprava vody a následně bude voda vypouštěna do kanalizace.

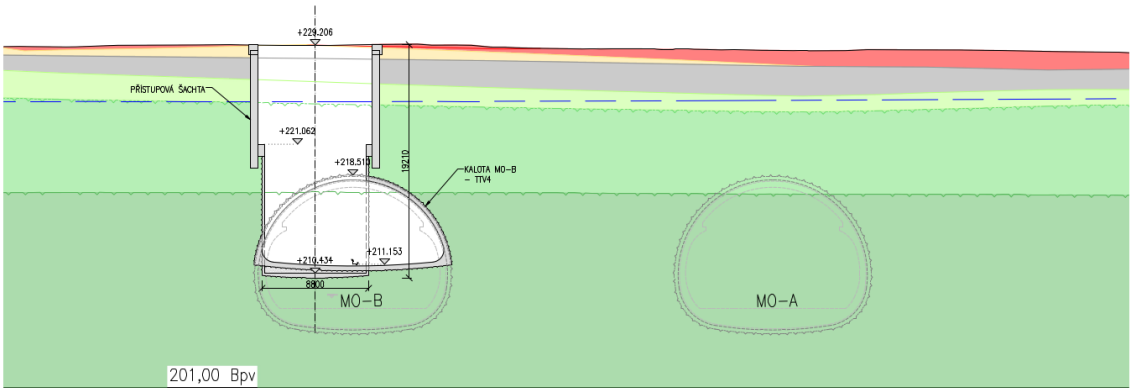
4.4 PŘÍSTUPOVÁ ŠACHTA

Šachta slouží pro vertikální přístup do prostoru průzkumné štoly, viz obrázek 3. V polohách navážek, kvartérních pokryvů a silně až zcela zvětralých břidlic Vinického souvrství je zajištění šachty navrženo z převrtávaných pilot délky 9,7 m. Vrtání pilot bude ukončeno těsně nad místem křížení šachty s kalotou MO-B proto, aby bylo vlastní křížení realizováno ve stříkaném betonu. Zajištění šachty je navrženo z celkem 62 ks pilot Ø 630 mm v osové vzdálenosti 510 mm. Piloty budou provedeny vystřídaně, tj. 31 ks nevyztužených a 31 ks vyztužených pilot. Piloty budou pro větší stabilitu svázány pomocí železobetonového ztužujícího věnce o rozměrech 0,8 x 0,8 m a následně po odtěžení do úrovně 1 m nad patou budou piloty svázány spodní převázkou o průřezu 0,5 x 0,5 m.

Po vyhloubení šachty pod ochranou převrtávaných pilot a realizaci ztužující převázky bude výstavba šachty pokračovat ražbou metodou NRTM. Komplikované křížení šachty a kaloty MO-B bude realizováno pomocí zajištění horninového masivu stříkaný betonem. Ražba šachty o průměru 8,4 m a ploše výrubu 60,82 m^2 bude probíhat v technologické třídě výrubu (TTV) 3. Tato technologická třída je navržena do prostředí zvětralých až zdravých vinických břidlic v místě křížení šachty s kalotou MO-B.

Před zahájením ražby kaloty MO-B bude ze šachty proveden mikropilotový deštník nad budoucím profilem ražby. Mikropilotový deštník bude provedený po obvodu mikropilotami v rozteči cca 350 mm,

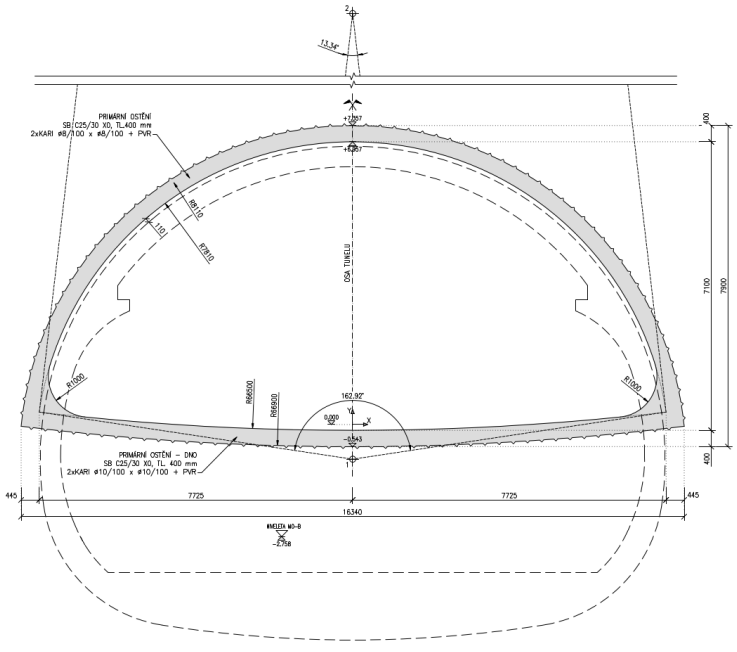
které budou vzájemně spojeny betonovou převázkou tloušťky 0,2 m vyztuženou 2x svařovanou sítí 6/100x6/100. Mikropiloty budou provedeny ve dvou délkách a jejich vrtání bude realizováno ve sklonu -3 až 20° od vodorovné roviny tak, aby mikropiloty nezasahovaly do profilu budoucí kaloty MO-B.



Obrázek 3: Příčný řez s geologií v místě přístupové šachty

4.5 KALOTA MO-B

Příčný profil odpovídá příčnému profilu kaloty budoucího třípruhového tunelu MO-B, viz obrázek 4. Příčný řez kaloty je nadvýšen o 110 mm, neboť po doražení na plný profil bude součástí primárního ostění MO-B třípruhového tunelu, do kterého bude následně provedeno hydroizolační souvrství a sekundární ostění. Kalota MO-B má výšku výrubu cca 7,9 m, šířku cca 16,3 m a plocha výrubu je 98,05 m2. Pro její ražbu jsou navrženy dvě technologické třídy výrubu: TTV 4 navržená do prostředí převážně zdravých břidlic Vinického souvrství s výskytem zvětralých poloh v horní části výrubu a TTV 5, která je navržena do prostředí navětralých až zdravých břidlic v místě předpokládaného výrazného tektonického porušení v oblasti rozhraní Vinického a Zahořanského geologického souvrství.

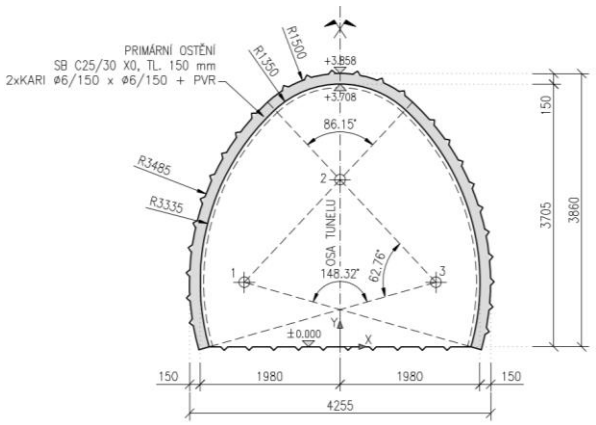


Obrázek 4: Příčný řez kaloty budoucího třípruhového tunelu MO-B

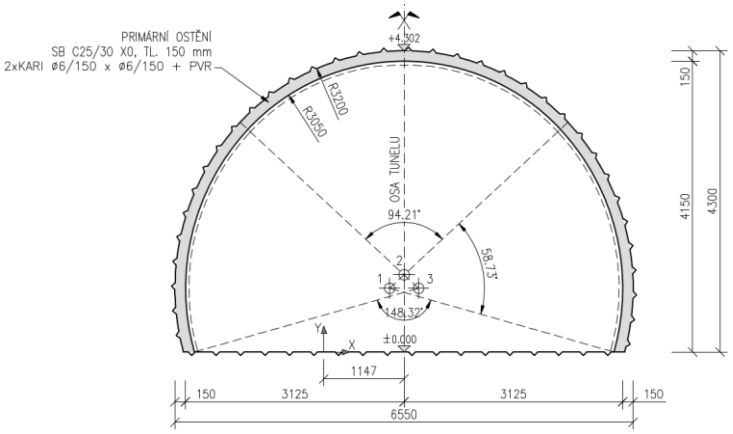
Rozrážka kaloty z prostoru šachty bude řešena postupným rozšiřováním výrubu v každém kroku (celkem v osmi krocích) až do dosažení plného profilu kaloty. Tento částečný výrub bude zajištěn standardním primárním ostěním v části finální kaloty, ale rozšiřující se část, která bude v dalším postupu přeražena, bude zajištěna primárním ostěním ze stříkaného betonu tloušťky 200 mm, vyztuženým svařovanou sítí 8/100x8/100 a doplněné radiálními kotvami délky 4 m v rastru 1,5 m. Nejdříve bude rozšíření vyraženo severním i jižním směrem a po dosažení konce ražby kaloty bude zpětnou ražbou přeražena střední část kaloty MO-B včetně primárního ostění šachty zasahujícího do prostoru kaloty.

4.6 ŠTOLA A VÝHYBNY

Profil štoly je navržen pro pohyb malé mechanizace o výšce výrubu cca 3,9 m a šířce výrubu cca 4,3 m s plochou výrubu 13,9 m^2, , viz obrázek 5. Za účelem vyhýbání mechanizace je po každých 100 m štoly navržena výhybna. Profil výhybny je navržený jako jednostranné rozšíření profilu štoly s výškou cca 4,3 m, šířkou 6,6 m a plochou výrubu 23,9 m^2, viz obrázek 6. Součástí profilu štoly i výhybny je nadvýšení pro stavební tolerance 50 mm, profil se jinak nenadvyšuje, protože zde není aplikováno hydroizolační souvrství a sekundární ostění.



Obrázek 5: Příčný řez štoly



Obrázek 6: Příčný řez výhybny

Ražba štoly i výhybny je navržena ve dvou technologických třídách výrubu TTV 3 a TTV 4, které jsou obě vzhledem k velikosti výrubu navrženy bez dalšího členění. TTV 3 je navržena do prostředí navětralých až zdravých břidlic Vinických a Zahořanských souvrství bez výrazného tektonického porušení. TTV 4 je pak navržena do prostředí navětralých až zdravých břidlic Zahořanského souvrství v místě předpokládaného výrazného tektonického porušení v oblasti rozhraní Vinického a Zahořanského souvrství a zároveň do prostředí navětralých až zdravých břidlic Letenského souvrství, u kterého je v celé zastižené délce predikováno výrazné tektonické porušení masivu. Přehled všech profilů a TTV viz tabulka 1.

Tabulka 1: Přehled TTV

Profil	TTV	Primární ostění	Kotvení	Předháněná výztuž	Krok [m]
Štola	TTV 3	SB 150 mm + 2x síť 6/150	Radiální svorníky dl. 3 m, á 1,5 m	Jehly á 350 mm, dl. 3 m (dle potřeby)	1,5 - 2,0
Štola	TTV 4	SB 200 mm + 2x síť 6/100	Radiální svorníky dl. 3 m, á 1,2 m	Jehly á 350 mm, dl. 3 m	1,2 - 1,5
Výhybna	TTV 3	SB 150 mm + 2x síť 6/150	Radiální svorníky dl. 3 m, á 1,5 m	Jehly á 350 mm, dl. 3 m (dle potřeby)	1,5 - 2,0
Výhybna	TTV 4	SB 200 mm + 2x síť 6/100	Radiální svorníky dl. 3 m, á 1,2 m	Jehly á 350 mm, dl. 3 m	1,2 - 1,5
Kalota MO-B	TTV 4	SB 400 mm + 2x síť 8/100, dno 2x síť 10/100	Radiální svorníky dl. 6 m, á 1,5 m	Jehly á 350 mm, dl. 4 m (dle potřeby)	1,0 - 1,2
Kalota MO-B	TTV 5	SB 400 mm + 2x síť 8/100, dno 2x síť 10/100	Radiální svorníky dl. 6 m, á 1,2 m	Jehly á 350 mm, dl. 4 m, čelbové kotvy dl. 6 + čelba SB 100 mm	0,8 - 1,0
Šachta	TTV 3	SB 200 mm + 2x síť 6/100	radiální svorníky dl. 4 m, á 1,5 m	-	2,0 - 3,0

V místě předpokládaného umístění výhybny bude před zahájením jeho ražby proveden horizontální vrt, který ověří geologické podmínky a na základě těchto informací bude rozhodnuto o definitivním umístění výhybny. Tento průzkumný vrt je vykázán v průzkumné části této dokumentace.

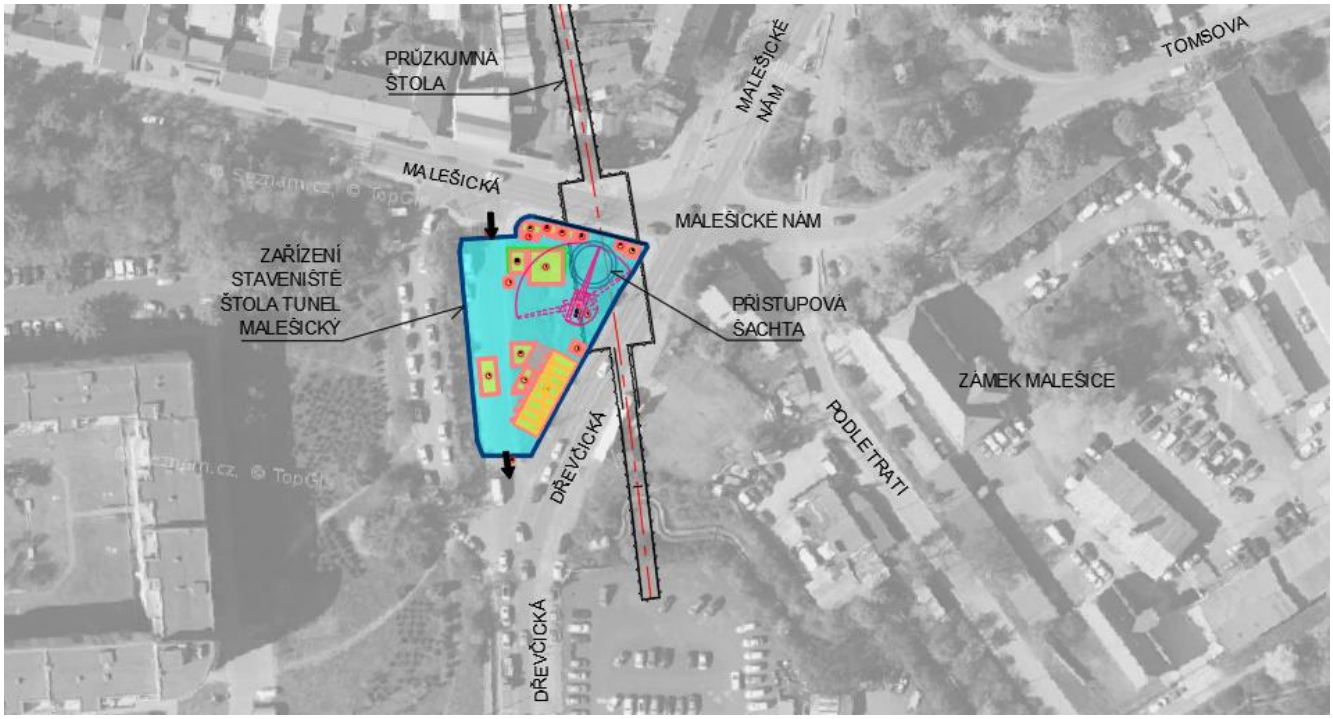
Zahájení ražby výhybny bude probíhat postupným jednostranným rozšířením ražby profilu štoly. Toto rozšíření bude zajištěno stříkaným betonem a radiálními kotvami dle příslušné TTV.

5. ZAŘÍZENÍ STAVENIŠTĚ

5.1 POPIS ZAŘÍZENÍ STAVENIŠTĚ

Zařízení staveniště poskytuje technické zázemí pro realizaci průzkumných prací. Nachází se v městské části Praha – Malešice v zeleném trojúhelníku, který je tvořený ulicemi Dřevčická (z východní strany), ulicí Malešická (se severní strany) a jednosměrnou bezejmennou komunikací spojující ulice Malešická a Dřevčická, která je v současné době využívaná zejména jako parkovací plocha, viz obrázek 7.

Součástí zařízení staveniště bude sociální a administrativní objekt, havarijní a bezpečnostní sklad, vodovodní přípojka, přípojka kanalizace, přípojka VN 22 kV, trafostanice, staveništní rozvody NN a osvětlení staveniště, odlučovač lehkých kapalin, sedimentační nádrž, staveništní rozvody kanalizace a staveništní rozvody vody. Sklad trhavin není navržen a předpokládá se dovoz trhavin pro denní potřebu z centrálního skladu.



Obrázek 7: Zařízení staveniště - širší vztahy

5.2 STAVENIŠTNÍ DOPRAVA

Zařízení staveniště je koncipované jako „jednosměrné“ s vjezdem ze severní strany z ulice Malešická a výjezdem z jižní strany do ulice Dřevčická. K průjezdu staveništěm slouží stávající západní větev části ulice Dřevčická v délce cca 70 m.

Stěžejním provozem je postup při odvozu rubaniny při ražbě štoly. Rubanina z ražby štoly bude v podzemí odvážena z čelby ražby do prostoru přístupové šachty pomocí demprů nebo čelních kolových nakladačů. V prostoru přístupové šachty se rubanina přeloží do kontejneru, který bude zavěšen na jeřábu a vyzdvihne se na povrch, kde se vyklopí z kontejneru do prostoru skládky rubaniny. Odsud bude rubanina pomocí nakladače nebo rypadla naložena na nákladní automobil a odvážena ze staveniště v jeho jižní části (nepředpokládá se couvání nebo otáčení nákladního vozu) a bude pokračovat po veřejné komunikaci na skládku. U výjezdu z plochy staveniště je navržena mycí plocha pro případný oplach vozidel od znečištění zeminou nebo rubaninou.

6. ZAKONZERVOVÁNÍ DÍLA

Po dokončení podrobného průzkumu je předpoklad, že bude průzkumné dílo zakonzervováno. Bude zajištěna stabilita celého průzkumného díla a jeho znepřístupnění až do zahájení prací na MO č. 0094. Zároveň bude provedena redukce zařízení staveniště pro režim provozu a údržby průzkumné štoly, aby mohlo dojít k obnově povrchových komunikací v maximálním možném rozsahu.

Na zařízení musí být zachována technologie a rozvody větrání pro zajištění bezpečného vstupu osob do podzemí z důvodu kontroly díla. Může dojít ke snížení výkonu větrání za předpokladu, že bude před vstupem osob do díla zaručena kompletní výměna vzduchu v celém díle.

Samotné průzkumné dílo pak bude pravidelně kontrolováno z pohledu jeho stability a životnosti. Pokud nedojde k výstavbě MO č. 0094 do dvou let od dokončení štoly, bude nutné provést posouzení statického stavu ostění všech částí díla, protože se jedná o dočasné konstrukce.

Vzhledem k tomu, že takto zakonzervované dílo vyžaduje pravidelné náklady na údržbu, je možné přistoupit k likvidaci celého průzkumného díla. Likvidace se provede zaplněním celého díla až do úrovně 2 m pod stávajícím terénem popílkobetonovým stabilizátem aplikovaným po vrstvách 0,3 – 0,5 m a bude zainjektována staveništní drenáž. Následně dojde k odbourání povrchových částí štoly do hloubky 2 m pod terénem, bude proveden zpětný zásyp zbylého prostoru a povrchové plochy budou uvedeny do původního stavu.

7. ZÁVĚR

Realizace průzkumné štoly bude dalším malým, ale významným krokem směřujícím k dokončení celého souboru staveb Městského okruhu Prahy. Hlavní město se konečně dočká kompletního vnitřního silničního okruhu, který výrazně přispěje ke zjednodušení dopravy ve městě, a především ke zklidnění povrchové dopravy.

LITERATURA

SGG-PUDIS soubor staveb MO, Předběžný geotechnický průzkum Soubor staveb č. 0081 Pelc/Tyrolka – Balabenka, č.0094 MO Balabenka – Štěrboholská radiála a č. 8313 Libeňská spojka, 11/2021

Společnost SATRA – MMD – Městský okruh, DÚR, stavba MO č. 0094 v úseku Balabenka – Rybníčky, 09/2022

Společnost SATRA – MMD – Městský okruh, projekt GP, F.1.7 Projekt podrobného GTP, 09/2023

Titul, jméno, příjmení autora: Ing. Michal Hnilička
Pracoviště: Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.
E-mail adresa: michal.hnilicka@mottmac.com

Titul, jméno, příjmení autora: Ing. Aleš Veverka
Pracoviště: Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.
E-mail adresa: ales.veverka@mottmac.com

RAŽBA KABELOVODU MECHANIZOVANÝM ŠTÍTEM U ŽST KOLÍN – AUTONOMNÍ GEOTECHNICKÝ MONITORING KOLEJIŠTĚ

Miroslav Mixa
INSET s.r.o., Divize specializovaných prací, Lucemburská 1170/7, 130 00 Praha 3
Vít Petržílek
INSET s.r.o., Divize specializovaných prací, Lucemburská 1170/7, 130 00 Praha 3
Ing. Jiří Košťál, Ph.D.
Fakulta stavební ČVUT v Praze, Thákurova 2077/7, 166 29 Praha 6

Abstrakt: Projekt „Zajištění bezbariérového přístupu na nástupiště v železniční stanici Kolín“ si kladl za cíl přestavbu stávajícího podchodu pod nástupištěm v Kolíně a dále převedení inženýrských sítí do nově vybudovaného kabelovodu v přímé blízkosti železniční stanice. Kabelovod o délce 88 metrů byl zhotoven na konci roku 2024 za pomoci mechanizovaného bentonitového štítu HERRENKNECHT o průměru 3 metry. Kabelovod byl veden kolmo na 16 dopravních kolejí v geologickém prostředí fluviálních sedimentů řeky Labe, navážek a zvětralých ortorul s mocností nadloží přibližně 5 metrů a v celé délce ražby pod hladinou podzemní vody. Ražby byly prováděny za plného provozu, a proto byly navržené činnosti geotechnického monitoringu obzvláště důležité pro zajištění bezpečného průběhu výstavby a sledování vlivu na její bezprostřední okolí. Monitoring výstavby probíhal za pomoci automatických snímačů náklonu IOTIN společnosti INSET s.r.o. a nivelačního měření dopravních kolejí. Ražby se po celou dobu potýkaly s řadou komplikací spojených s písčitým nesoudržným podložím. Nivelačním měřením a snímači v automatickém režimu s online zobrazením, se dařilo nepříznivé deformace kolejí zaznamenávat. Zhotovitel díla tak mohl prakticky okamžitě reagovat na vzniklou situaci adekvátními technickými opatřeními.

1. ÚVOD

V rámci výstavby bezbariérového přístupu na nástupiště v železniční stanici Kolín došlo k ražbě nového kabelovodu, který byl řešen jako sdružený stavební objekt. Celková délka kabelovodu byla 401,0 m. Z toho 87,0 m bylo zhotoveno za pomoci mechanizované ražby. Během ražby byla použita mechanizace typu – bentonitový „hydro“ štít o průměru 3,0 m (Obr. 1, 2), který byl veden kolmo pod kolejemi s mocností nadloží přibližně 5,0 m. Ostění kabelovodu bylo provedeno z prefabrikované železobetonové konstrukce – celkem složeno z 29 segmentů o vnitřním průměru 2,5 m a délce jednotlivých dílců 3,0 m. Severní startovací šachta pro realizaci mechanizované ražby za pomoci bentonitového štítu byla umístěna v ulici Starokolínská, ražba pak pokračovala směrem do jižní cílové šachty umístěné na 1. nástupišti (Obr. 3).



Obrázek 1: Pohled na razicí hlavu bentonitového štítu.



Obrázek 2: Příprava razicího stroje v šachtě.

2. INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ PODMÍNKY

Nejsvrchnější povrch terénu byl na zájmové lokalitě modelován recentními antropogenními sedimenty, tj. navážkami (geotyp AN), pražcovým podložím a různorodými, převážně však kamenitopísčitými navážkami. Celková mocnost horizontu AN byla zpravidla 1,0 až 2,0 metry. V podloží navážek se nacházejí kvartérní fluviální sedimenty Labe, které jsou svrchu tvořeny převážně slabě soudržnými, písčitými až štěrkovitopísčitými zeminami (geotyp FL1), často však i polohami jemnozrnných hlinito – a jílovitopísčitých zemin, místy eventuálně i s bahnitou příměsí (geotyp FL2). Mocnost fluviálních sedimentů činí převážně 3 až 6 metrů a jejich báze se na lokalitě nachází v hloubce přibližně 4,5 až 7,0 m pod terénem (tj. na niveletě cca 194,5 až 192,0 m n.m.) (Síla a Březina 2019).

V této přibližné úrovni je již zároveň i povrch skalního podloží, tvořeného dvojslídnými ortorulami (příp. až migmatity), představujícími na lokalitě a v jejím širším okolí charakteristické horniny skalního podloží (kutnohorské krystalinikum, paleozoikum; geotyp KK), přecházejícího směrem do hloubky od zcela zvětralé W5 (eluvium) postupně přes silně a mírně zvětralou W4 resp. W3 až do pevné navětralé a zdravé horniny W2 resp. W1 (Síla a Březina 2019).

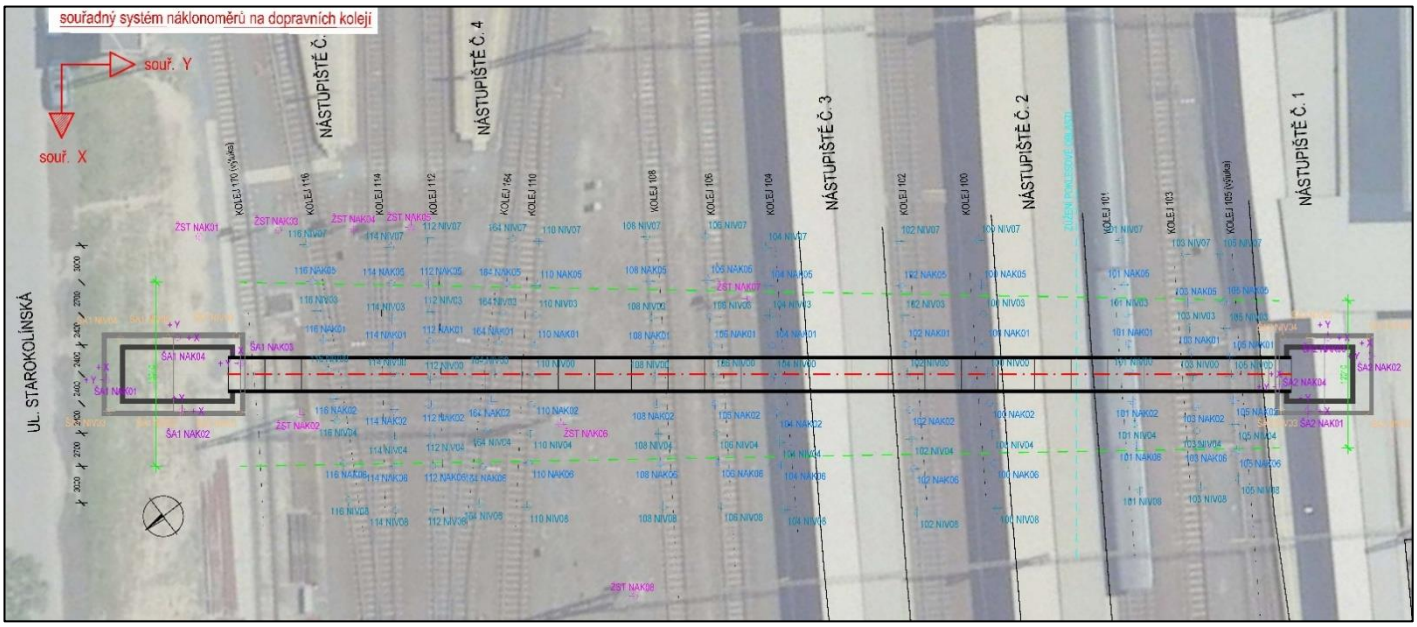
Podzemní voda se za převládajících atmosférických podmínek vyskytuje v hloubce 3 až 5 m pod terénem, tj. na niveletě ~196,3 až 194,7 m n.m., v horizontu fluviálních sedimentů FL1/FL2. V místě startovací šachty kabelovodu se hladina podzemní vody pohybovala cca 4,7 m pod povrchem terénu, tj. nad vrchlíkem tunelu a směrem k cílové šachtě mírně stoupala (Síla a Březina 2019).

Ražba ve startovací šachtě začínala v prostředí zemin, přibližně od poloviny trasy vstoupila do raženého profilu báze rul, která postupně tvořila čím dál vetší podíl plochy výrubu. Závěrečná část ražeb již probíhala zcela ve skalním masivu, kde pevnostními zkouškami byla ověřena pevnost horniny až 180 MPa v prostém tlaku (Venclová et al. 2025).

3. GEOTECHNICKÝ MONITORING

Geotechnický monitoring byl nedílnou součástí výstavby nového podzemního díla. Železniční stanice Kolín disponuje celkem 16 dopravními kolejemi, z nichž se 14 nacházelo v zóně ovlivnění. Železniční stanice je součástí významného koridoru železniční tratě, a proto bylo nezbytné zajistit, aby mechanizovaná ražba nijak neomezila provoz na trati.

Rozsah a způsob monitoringu (Obr. 3) byl vypracován v souladu se zásadami mechanizované ražby, tak jako u zásad observační metody, jejímž principem je stanovení limitních hodnot pro jednotlivé měřicí metodiky, které se zároveň stanou hodnotami varovných stavů. Stejně tak v případě monitoringu této stavby byla veškerá měření zaznamenána, zpracována a neprodleně předána všem účastníkům stavby.



Obrázek 3: Situace rozmístění bodů autonomního monitoringu kolejiště.

V průběhu ražby byly výsledky předávány účastníkům výstavby ve formě „živých“ dat prostřednictvím webové aplikace MINER společnosti INSET s.r.o. Vzhledem k nutnosti okamžitých informací o dění na stavbě (aktuální data z měření) a k množství těchto dat je digitální forma zobrazení (včetně grafických a tabelárních výstupů), umožňující interaktivní zobrazení hodnot, popisků atd., prakticky jedinou možností smysluplného a přehledného online zobrazení výsledků geotechnického monitoringu.

4. ROZSAH MĚŘENÝCH BODŮ A VAROVNÉ STAVY

Před začátkem stavebních prací bylo celkem zaměřeno 13 měřicích profilů sestávající z 9 nivelačních bodů pro sledování zóny ovlivnění (celkem 117 bodů, viz Obr. 3). Hlavní měřicí bod byl osazen v ose raženého díla a zbylé body byly osazeny zrcadlově ve dvou řadách na betonové pražce vzdálené od osy ražby přibližně 2,4; 4,8; 7,8 a 10,8 m, aby byla pokryta zóna ovlivnění.

Dále byly zaměřeny přidružené prvky stanice, resp. betonové patky stožárů, stožárů trakčního vedení a návěstidla. Celkem bylo osazeno 8 nivelačních bodů pro měření výškových změn.

V případě obou šachet došlo k instalaci 6 nivelačních bodů v místě startovací šachty a 5 nivelačních bodů v místě cílové šachty.

Pro sledování náklonu dopravních kolejí a přidružené části stanice byly použity snímače náklonu IOTIN společnosti INSET s.r.o. s přesností měření 0,01 mm/m a konkrétním rozsahem měření -30° do +30°. Samotné měření probíhalo v automatickém režimu s četností odečtu 1 až 5 minut. Snímače ve staničení 0,0 až 40,0 m od startovací šachty odesílaly naměřené hodnoty s četností 1x za minutu. Takto malý interval byl zvolen z důvodu zastižených nepříznivých geologických podmínek (fluviální sedimenty Labe). Od staničení 40,0 m byla nastavena četnost měření po 5 minutách.

Pro měření náklonů na dopravní koleji, resp. na betonových pražcích byly navrženy limitní hodnoty poklesů. Tyto limitní hodnoty byly stanoveny projektantem v souladu s normou ČSN 73 6360-2. Vycházelo se z provozních odchylek, resp. meze sledování AL (Alert Limit), která byla stanovena jako 3. stupeň varovného stavu. Varovné stavy pro snímače náklonu a nivelační měření jsou uvedeny v následujících tabulkách (Tab. 1, 2).

Tabulka 1: Přehled varovných stavů pro snímače náklonu.

VAROVNÝ STAV	**dopravní koleje v podélném směru ve směru X** (příčně na osu ražby)	**dopravní koleje v příčném směru ve směru Y** (podélně s osou ražby)	**vybrané prvky žst. Kolín, zejména sloupy trakčního vedení** (TV)
I. předpokládaná hodnota, není třeba činit opatření	**8 mm/m**	**2 mm/m**	**5 mm/m**
II. vyšší hodnota, stále ještě v mezích očekávání, je třeba zvýšit četnost měření a zvýšit pozornost při sledování ostatních měřených hodnot – opatření bude dohodnuto v rámci rady monitoringu	**12 mm/m**	**3 mm/m**	**10 mm/m**
III. hodnoty překračující mez sledování, je třeba provést opatření k zamezení dalšího klesání – opatření bude dohodnuto v rámci rady monitoringu	**16 mm/m**	**4 mm/m**	**15 mm/m**

Tabulka 2: Přehled varovných stavů poklesů nivelačních bodů.

VAROVNÝ STAV	**nivelační měření dopravních kolejí**	**vybrané prvky žst. Kolín, zejména sloupy trakčního vedení** (TV)	
I. předpokládaná hodnota, není třeba činit opatření	**8 mm**	**5 mm**	
II. vyšší hodnota, stále ještě v mezích očekávání, je třeba zvýšit četnost měření a zvýšit pozornost při sledování ostatních měřených hodnot – opatření bude dohodnuto v rámci rady monitoringu	**12 mm**	**10 mm**	
III. hodnoty překračující mez sledování, je třeba provést opatření k zamezení dalšího klesání – opatření bude dohodnuto v rámci rady monitoringu	**16 mm**	**15 mm**	

5. MIMOŘÁDNÉ UDÁLOSTI

Před samotnou ražbou došlo ke dvěma zajímavým událostem spojeným s aplikací tryskových injektáží v okolí startovací šachty. Při návrhu zajištění stavebních jam se vycházelo z nejaktuálnějších informací

zjištěných při inženýrskogeologickém průzkumu z roku 2019 (Síla a Březina 2019) i z doplňkového geofyzikálního průzkumu z roku 2023 (Minář, 2023). Na tyto průzkumy reagoval návrh založení stavebních šachet. Startovací šachta byla řešena klasickým způsobem pomocí záporového pažení, s délkou zápor 16,5 m a rozepřením ve třech úrovních 2,1 m; 4,3 m a 9,1 m (pracovní rovina 199,7 m n.m). Projekt také od začátku počítal s opatřeními k ochranně celé startovací šachty v podobě zajištění šachty sloupy tryskové injektáže po obvodu šachty; pod dno šachty a za rub šachty, do nadloží budoucí rozrážky kabelovodu. Sloupy tryskové injektáže byly navrženy ze sloupů průměru 1 200 mm, jejichž pata byla ukončena 2,00 m pod dnem exkavace startovací šachty. Délka prvků sloupů tryskové injektáže tvořící obepínající clonu šachty byla 8,0 m (Ježek a Pikhartová 2024).
Ještě před samotnou ražbou mechanizovaným štítem došlo při prvním kole injektáží dne 17. 10. 2024 vlivem tryskové injektáže v okolí startovací šachty k deformacím nadloží. Byl překročen 1. varovný stav na přilehlém stožáru s označením 268A a návěstidle s označením Lc116c, což bylo dobře zdokumentováno ve vztahu k nulovému měření, jak je patrné z grafu na Obrázku 4. V rámci nivelačního měření bylo dokonce naměřeno zvednutí o +27,42 mm (3. var. stav = ± 15,00 mm).



Obrázek 4: Grafický výstup z měření na snímači náklonu na stožáru 268 A.

Při samotném hloubení startovací šachty pak i přes veškeré práce speciálního zakládání došlo dne 25. 11. 2025 (hloubka čistého výkopu šachty cca 9,2 m pod terénem) k vyplavování větších objemů jemnozrnného materiálu (fluviální písčité sedimenty a jílovité zeminy) skrz pažení a dno stavební šachty. A to až do té míry, že došlo k propadu povrchu vně záporové stěny (Obr. 5). Následně bylo zapotřebí zatopit stavební šachtu cca do dvou třetin své hloubky (Obr. 6), aby nedošlo k prolomení jejího dna. Následovalo druhé kolo tryskových injektáží, které úspěšně dotěsnily zdroje průsaků. Vzhledem k tomu, že šlo o místa mimo provozovanou trať, tak nebylo zapotřebí přistupovat k opatřením spojeným s provozem vlaků.



Obrázek 5: Propad povrchu u startovací šachty.



Obrázek 6: Zatopení šachty proti prolomení dna.

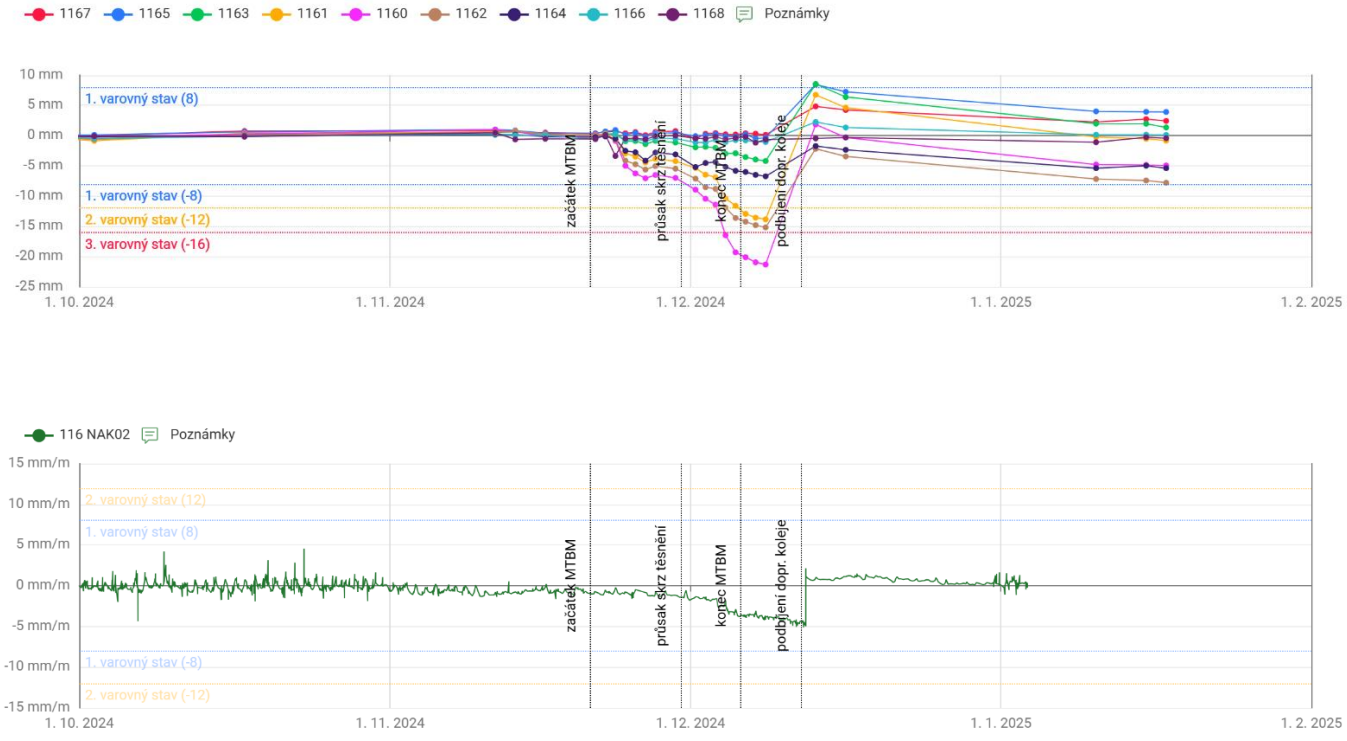
6. VÝSLEDKY MONITORINGU

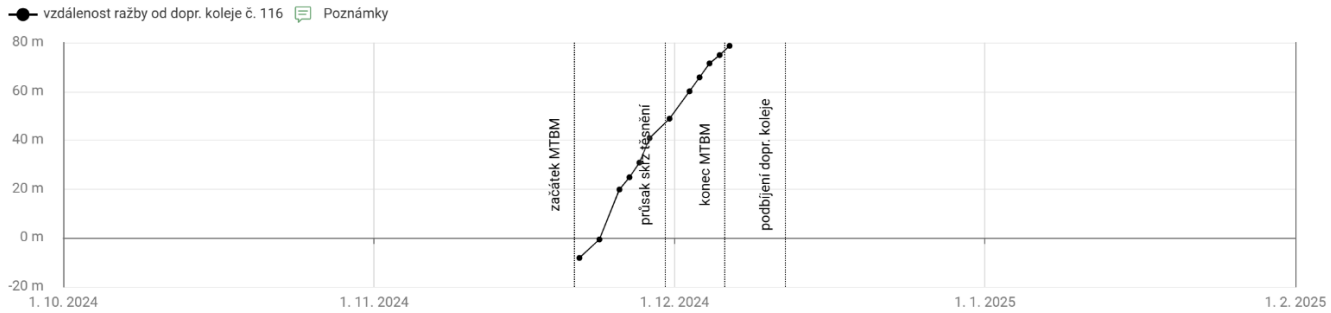
Veškerá výše v textu popsaná měření probíhala v období od 24. 9. 2024 do 17. 1. 2025. Před začátkem mechanizované ražby proběhlo měření pro zdokumentování „klidového“ stavu horninového prostředí a zaznamenání vlivů okolních podmínek (působení klimatických podmínek na monitoring). Klidový stav byl měřen do 21. 11. 2024, kdy započala mechanizovaná ražba, která trvala celkem 16 dní. Následně došlo k protlačování zbylých segmentů skrze horninové prostředí. Od 12. 12. 2024 byly provedeny sanační práce v místech většího sedání a potom proběhlo měření klidového stavu, které mělo za cíl zdokumentovat stabilitu horninového prostředí. Následným měřením nivelací byla ověřena stabilita horninového prostřední, a to konkrétně dosažením naměřených hodnot ve třech etapách měření s maximálním rozdílem chyby měření (0,2 až 0,5 mm).

V místě dopravních kolejí byla snímači náklonu měřeno naklonění ve dvou směrech, a to ve směru X (příčně na osu ražby) a ve směru Y (podélně s osou ražby), aby bylo zaznamenáno případné převýšení či zborcení koleje. Měření bylo doplněno o nivelační měření.

Na prvních 40 metrech od startovací šachty neměla samotná mechanizovaná ražba až tak značný vliv na pokles dopravních kolejí. Jeden z největších poklesů v tomto úseku byl zaznamenaný na koleji č. 116 ve staničení 8,1 m od startovací šachty v souvislosti s masivním průsakem podzemní vody skrze těsnění mezi dvojicí segmentů. Průsak byl pravděpodobně způsoben špatným dolehnutím betonového dílce na těsnění. Celková změna naměřených hodnot náklonu ve směru X byla ±4,80 mm/m (1. var. stav = ±8,00 mm/m), měření náklonu ve směru Y dosahovalo maximálních hodnot ±1,80 mm/m (1. var. stav = ±2,00 mm/m) (znázorněno na Obr. 6).

V rámci nivelačního měření se průsak mezi dvojicí segmentů projevil na poklesu měřené koleje, kdy došlo 1. 12. 2024 k překročení 1. varovného stavu (= -8,00 mm) s naměřenou hodnotou -8,95 mm v ose ražby. O tři dny později byl dokonce překročen 3. varovný stav (= -16,00 mm) s naměřenou hodnotou -16,47 mm. Na celkový pokles mělo vliv i následné protlačování zbylých segmentů, kdy dne 8. 12. 2024 byla naměřena hodnota -21,31 mm (Obr. 6). Následně bylo přistoupeno k podbití dopravní koleje, a posouzení bezpečnosti dopravní koleje z hlediska GPK (geometrické polohy koleje). Naměřené hodnoty v ose ražby se postupně ustálily na hodnotě okolo -5,00 mm.





Obrázek 6: Grafický výstup nivelačního měření dopravní koleje č. 116 a naměřených hodnot na snímači náklonu 116 NAK02 ve směru X.

V navazujícím úseku ražby 40,0 m až 82,0 m docházelo v době křížení s mechanizovanou ražbou na snímačích náklonu k pozvolné změně v obou směrech v charakteristickém poklesu tvaru písmena „V“ (tj. největší pokles přímo nad osou ražby). Mírné poklesy byly patrné i v rámci nivelačního měření, kdy po čas mechanizované ražby došlo k předpokládaným poklesům stanoveným projektem (nebyl překročen žádný varovný stav). K výrazným poklesům nicméně došlo následně při protlačování jednotlivých segmentů. Na snímačích náklonu byl ve směru X zaznamenán 1. varovný stav (1. var. stav = ±8,00 mm/m) na koleji č. 101 (= ±9,00 mm/m) a 2. varovný stav (= ±12,00 mm/m) na koleji č. 103 (= ±13,00 mm/m). Ve směru Y byl zaznamenán 1. varovný stav (= ±2,00 mm/m) na koleji č. 103 (±2,50 mm/m) a na koleji č. 105 (±2,90 mm/m). Změna horninového prostředí (pokles) byla zaznamenána i v průběhu nivelačního měření. Docházelo k celkovému sedání koleje až na hodnoty s maximem okolo -35 mm (překroční 3. varovného stavu = -16,00 mm). V návaznosti na měřené deformace a překročení varovných stavů pak došlo k podbíjení některých kolejí a jejich následnému posouzení z hlediska bezpečnosti dle geometrické polohy koleje, které muselo vždy vyhovět.

Obecně pak lze z naměřených dat říci, že v případě měření náklonů nedošlo v průběhu výstavby k překročení 3. varovného stavu a zřídkakdy došlo k překročení 1. nebo 2. varovného stavu, kdežto u nivelačního měření bylo překročení 3. varovného stavu zaznamenáno opakovaně. Pro budoucí úlohy podobného typu by tato zjištění mohla být použita při stanovení varovných stavů, speciálně u geodezie bylo ověřeno, že limity byly nastaveny příliš přísně (samozřejmě vše zásadně souvisí s lokální geologií).

7. ZÁVĚR

Vybudování kabelovodu pod provozovanou tratí za pomoci mikrotunelování se osvědčilo jako vhodný způsob pro sdružení a převedení kabeláže pod železniční tratí bez nutnosti výluk a významného omezení provozu. Důsledné sledování provozních parametrů na řezné hlavě razicího stroje AVN2000AH Herrenknecht doplněné o geotechnický monitoring kolejí a okolních objektů byl nedílnou součástí základního požadavku na bezpečné provedení nového podzemního díla. Přesné monitorování výškových změn nivelačním měřením bylo doplněno o měření náklonů kolejí snímači v automatickém režim, a to bez omezení mechanizované ražby a kolejové dopravy. Zásadní pak bylo rychlé zobrazení dat v online aplikaci MINER se včasným vyhodnocením naměřených dat ve vztahu k varovným stavům.

LITERATURA

JEŽEK, J.; PIKHARTOVÁ, L. *Zajištění bezbariérového přístupu na nástupiště v ŽST Kolín. SO 10-40-01 Kabelovod v ev. km 347,765. Projektová dokumentace objektu SO 10-4-01, části 1 a 2: ražený kabelovod vč. stavebních jam, stupeň RDS.* Geotechnika Praha s.r.o., Praha 07/2024.

MINÁŘ, L. *Geofyzikální průzkum podloží před plánovanou rekonstrukcí technologického podchodu a výstavbou kabelovodu na lokalitě. Závěrečná zpráva z průzkumu*. KOLEJCONSULT & servis, spol. s r.o., Brno 01/2023.

SÍLA, L.; BŘEZINA, B. *Zajištění bezbariérového přístupu na nástupiště v ŽST Kolín. Geotechnický průzkum pro těleso kabelovodu prostřednictvím série dynamických penetračních zkoušek. Závěrečná zpráva z průzkumu, stupeň DSP + PDPS*. G/T BoBr, Praha 11/2019.

VENCLOVÁ, M.; ČELIŠ, P.; HYBSKÝ, P.; JIŘIČNÝ, F. *Ražba kabelovodu mikrotunelovacím strojem pod železniční stanicí Kolín. Tunel.* 2025, roč. 34, č. 3, s. 53-59.

Ing. Miroslav Mixa
INSET s.r.o., Lucemburská 1170/7, 130 00 Praha 3
mixa.miroslav@inset.com

Ing. Vít Petržílek
INSET s.r.o., Lucemburská 1170/7, 130 00 Praha 3
petrzilek.vit@inset.com

Ing. Jiří Košťál, Ph.D.
Fakulta stavební ČVUT v Praze, Thákurova 2077/7, 166 29 Praha 6
kostal.jiri@inset.com

Sekce 5
BIM, numerické modelování, výzkum, vývoj a udržitelnost

Předsedající: Munfah Nasri, Monika Mitew-Czajewska, Eva Hrubešová, David Mašín

Ústní prezentace

ZPŮSOBY PODEPŘENÍ ČELBY PŘI RAŽBÁCH TUNELŮ POMOCÍ ŠTÍTU – HISTORICKÁ PERSPEKTIVA A SOUČASNOST
P. Hybský , V. Gall, A. Valdivia & P. Griesbach

AUTOMATIZOVANÁ ANALÝZA OVÁLNOSTI SEGMENTOVANÝCH PRSTENCŮ RAZÍCICH ŠTÍTŮ
T. Langar, P. Matter & L. Hannan

VYUŽITÍ GEOTERMÁLNÍ ENERGIE Z TUNELŮ SE ZAMĚŘENÍM NA STANICI METRA D NOVE DVORY
L. Mařík, J. Hobza & P. Dědina

IMPLEMENTACE GEOLOGICKÝCH MODELŮ A GEOVĚDNÍCH DAT DO BIM PROJEKTŮ
Z. Rudovský & J. Franěk

Postery

MOŽNOSTI VYUŽITÍ NUMERICKÝCH SIMULACÍ PRO NÁVRH ENERGETICKÉHO TUNELU
E. Hrubešová & M. Mohyla

DRUHÁ GENERACE EUROKÓDU 7 A PŘÍSTUP K DÍLČÍM SOUČINITELŮM PŘI UŽITÍ MKP
J. Pruška

VÝPOČET BETONOVÝCH TUNELOVÝCH OSTĚNÍ, INTERAKČNÍ DIAGRAM, PEVNOST A MODUL DEFORMACE BETONU
J. Zlámal

ZPŮSOBY PODEPŘENÍ ČELBY PŘI RAŽBÁCH TUNELŮ POMOCÍ ŠTÍTU – HISTORICKÁ PERSPEKTIVA A SOUČASNOST

P. Hybský & V. Gall
Gall Zeidler Consultants, Virginia, Spojené Státy Americké
A. Valdivia
WSP, New York, Spojené Státy Americké
P. Griesbach
Herrenknecht AG, Schwanau, Spolková republika Německo

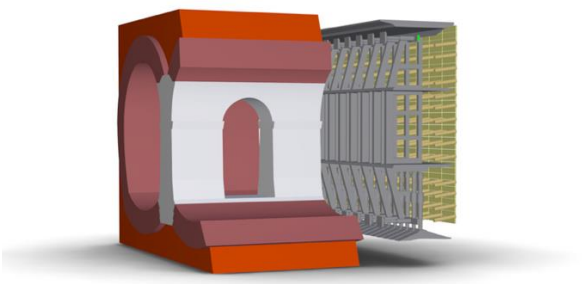
ABSTRAKT: Ražba tunelů pomocí štítu, jakožto samostatná disciplína podzemního stavitelství, vstupuje letos do svého třetího století existence. Uplynulo již dvě stě let od chvíle, kdy byl sestrojen první tunelovací štít, zkonstruovaný Marcem Brunelem, a následně použit při ražbě Temžského tunelu. Od tohoto průkopnického počinu se technologie proměnila z jednoduchého ocelového ochranného pláště v sofistikované strojní mechanismy. Jedno však zůstává po celá dvě století neměnné – nutnost podepření čelby v daných geologických podmínkách. Vývoj jednotlivých metod podepření čelby a zejména proměna přístupů k nim jsou tématem následujícího článku.

1. HISTORICKA CESTA K SOUCASNEMU STAVU TECHNOLOGIE

Stavitelé, kteří se na počátku devatenáctého století pokoušeli propojit protilehlé břehy londýnské řeky Temže mezi farnostmi Saint John of Wapping a Saint Mary Rotherhithe, stáli před téměř neřešitelným úkolem. Mostní spojení se jevilo jako logické řešení, avšak mimořádně hustý říční provoz, v dnešních poměrech jen těžko představitelný, a nutnost velmi vysokého podjezdného profilu tuto možnost prakticky vylučovaly. Proto byly zahájeny práce na tunelu. Po několika zatopeních šachet a později i kolapsech samotného tunelu způsobených tekutými písky byly práce opuštěny a projekt byl s tehdejšími dostupnými metodami označen za neproveditelný. Bylo tedy nutné přijít s novým, dosud nerealizovaným konstrukčním řešením.

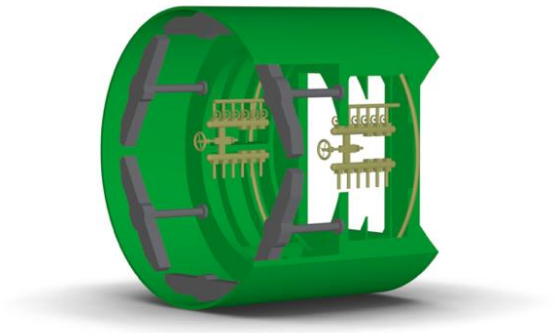
V těchto kulisách vstoupil na scénu Marc Brunel — inženýr francouzského původu, muž pozoruhodných životních osudů, a především osobnost inovativního myšlení, technického i konstrukčního umu a mimořádné odvahy pustit se do riskantního a velmi nejistého úkolu. Inspirován mořským organismem šášněm lodním navrhl tunelovací štít, pohyblivou ocelovou konstrukci, uvnitř níž mohlo současně pracovat až 36 pracovníků, kteří postupně rozpojovali horninu na čelbě tunelu za současného neustálého podpíraní čelby pomocí dřevěných pažin.

Po osmnácti dlouhých letech, poznamenaných nesčetnými obtížemi, Brunel tunel dokončil, a aniž by to tušil, otevřel symbolickou bránu svým následovníkům, kteří jeho původní myšlenku dále rozvíjeli a rozvíjejí dodnes.



Obrázek 1: Vizualizace Brunelova štítu a části Temžského tunelu

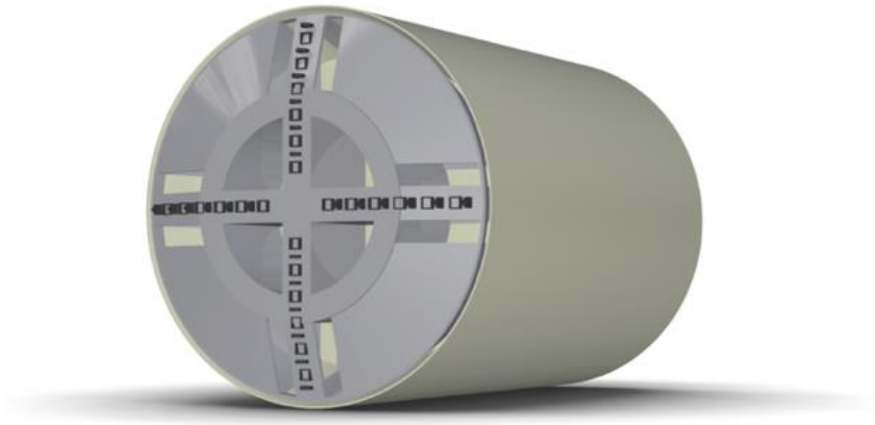
Jedním z významných následovníků Marca Brunela byl James Henry Greathead, který navrhl kruhový tunelovací štít pro ražbu londýnského Tower Subway, uvedeného do provozu v roce 1870. V roce 1886 byl Greathead jmenován inženýrem nového projektu, City & South London Railway, pro který svůj původní štít dále zdokonalil. Nejenže jej zvětšil, ale také jej vybavil hydraulickým systémem a stlačeným vzduchem. Jeho štít, s pouze drobnými úpravami, zůstal v používání až do 40. let 20. století.



Obrázek 2: Vizualizace Greatheadova tunelovacího štítu

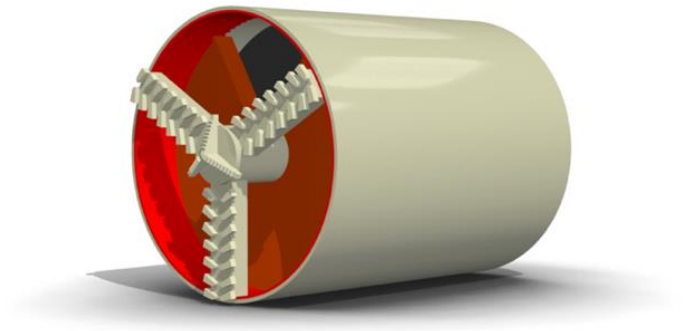
Stlačený vzduch byl v podzemním stavitelství používán poměrně hojně a v určitých specifických případech (např. při výměně řezných nástrojů TBM) se používá dodnes. Přes své nepopiratelné výhody však stlačený vzduch přináší i mnoho rizik. V roce 1880 došlo při ražbě tunelu, který měl propojit New Jersey a Manhattan pod řekou Hudson, k úniku vzduchu na povrch (MCCRAY J., 2025). Tato událost mela na svědomí dvacet lidských obětí. Během výstavby newyorského metra v roce 1916 došlo k téměř neuvěřitelné události, kdy byli v důsledku úniku vzduchu poblíž Brooklynského mostu tři dělníci tlakem vzduchu doslova vystřeleni skrz říční dno — přičemž jeden z nich zázračně přežil téměř bez zranění (New York Times, 1916). Stlačený vzduch může během podzemních prací také vytlačovat kontaminanty ze znečištěných zemin do ovzduší, jak se stalo v Baltimoru při ražbě úseku C metra (EDWARDS C., MERRILL K., 1995), kdy se do vzduchu uvolnily výpary z ropných produktů. Kromě těchto mimořádných incidentů je práce ve stlačeném vzduchu nebezpečná i pro samotné pracovníky, pokud nejsou dodrženy předepsané postupy a dekompresní časy; nemluvě o tom, že práce v prostředí se stlačeným vzduchem je fyzicky mnohem náročnější než srovnatelná práce za atmosférických podmínek.

Komplikace spojené s provozem ve stlačeném vzduchu vedly projektanty k vývoji nových metod podepření čelby pomocí kapalin namísto vzduchu. John Barlett, který se zabýval otázkou, jak razit tunely v nesoudržných zeminách a zvodnělých vrstvách, se inspiroval při návštěvě výstavby první linky milánského metra. Tam byly široce používány podzemní stěny dočasně pažené bentonitovou suspenzí, a Barlett si během zpátečního letu začal představovat, jak by bylo možné tuto metodu přizpůsobit tunelovacím strojům. V jeho mysli se začaly rodit první obrysy návrhu, který později nabyl konkrétní podoby v konceptu bentonitového štítu, patentovaného v roce 1964.



Obrázek 3: Vizualizace bentonitového štítu John Barletta

Další významný příspěvek v oblasti metod podepření čelby se objevil v 70. letech 20. století. V Zemi vycházejícího slunce byl vyvinut koncept zeminového štítu stroje, který podepírá čelbu pomocí upravené rubaniny. První štít tohoto typu byl použit při výstavbě stokové sítě v Tokiu v roce 1974.

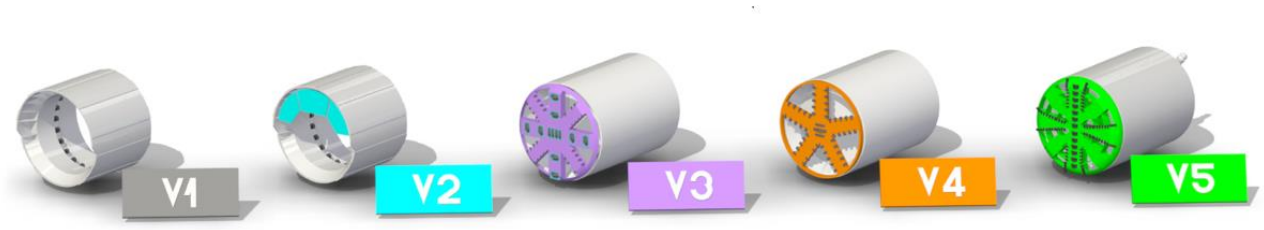


Obrázek 4: Vizualizace zeminového štítu (Tokyo 1974)

Výše uvedené principy podepření čelby představují jedno ze základních kritérií pro klasifikaci tunelovacích štítů. Tabulka 1, vycházející z (Recommendations 2000), uvádí kategorizaci štítů podle dvou hlavních kritérií: zda jsou určeny pro ražbu s částečným záběrem čelby (označení T), nebo pro ražbu s plným záběrem čelby (označení V). Druhotným kritériem je konkrétní princip, na jehož základě jsou schopny během ražby podepírat čelbu tunelu.

Tabulka 1: Kategorie tunelovacích štítu (ITA-AITES, 2000)

Štíty			
Štíty s plnoprofilovým pobíráním v čelbě		**Štíty s částečným pobíráním v čelbě**	
Štít bez podpory čelby	SM-V1	Štít bez podpory čelby	SM-T1
Štít s mechanickou podporou čelby	SM-V2	Štít s mechanickou podporou čelby	SM-T2
Štít s podepřením čelby stlačeným vzduchem	SM-V3	Štít s podepřením čelby stlačeným vzduchem	SM-T3
Štít s podporou čelby kapalnou suspenzí	SM-V4	Štít s podporou čelby kapalnou suspenzí	SM-T4
Štít s podporou čelby upravenou zeminou	SM-V5		



Obrázek 5: Přehled základních principů podepření čelby v případě ražeb tunelovacími štíty

2. STROJNÍ INTERPRETACE RAŽEB TUNELOVACÍMI ŠTÍTY

Na konci dvacátého století a na počátku století jednadvacátého došlo k výraznému rozvoji mechanizovaných metod ražby tunelů. Výrazně vzrostl počet tunelů ražených pomocí plnoprofilových tunelovacích strojů, zvětšovaly se jejich průměry a rozšiřoval se také rozsah geologických podmínek, v nichž byly tyto stroje schopny pracovat. Tunelovací štíty se tak staly univerzálnějšími a často kombinovaly více způsobů podepření čelby.

S ohledem na zásadní pokrok ve strojírenství, v počítačových řídicích systémech, a především na skutečnost, že tunelovací štít není pouze nástrojem pro provádění ražby, jak je tomu u konvenčních metod, ale představuje samotnou podstatu a určující prvek celého procesu ražby, není překvapivé, že se změnil i koncepční přístup ke způsobům podepření čelby. Postupně začal převažovat pohled strojní nad

pohledem geotechnickým, což se mj. odráží i v terminologii používané k popisu jednotlivých režimů ražby.

Tento trend lze doložit například dokumentem (Recommendations for the Selection 2022 revised 2025) z roku 2025, který upravuje označení uvedené v tabulce 1 *(tabulka je za účelem přehlednosti ponechána v anglickém jazyce, neboť variable density a hybridní štíty nemají dosud oficiální český ekvivalent, pozn. autora)* a odkazuje přímo na tunelovací stroje, nikoli na principy podepření čelby. Za pozornost stojí, že stroje typu EPB jsou zde popsány jako schopné ražby pouze v uzavřeném režimu. V podrobném popisu principu EPB ve stejném dokumentu je však uvedeno, že za stabilních geologických podmínek může být zeminový štít provozován i bez přetlaku, nebo s částečně zaplněnou odtěžovací komorou. Tento provozní režim, bez aktivního podepření čelby, je označován jako otevřený režim.

Tabulka 2: Klasifikace tunelovacích štítu – anglická terminologie (DAUB 2022, rev. ,2025)

Name	Short	Operation Mode			Excavation Classes
		Open	Closed	Transition	
Slurry Shield	SLS	---	X	---	VS2
Earth Pressure Balance Shield	EPB	---	X	---	VS3
Variable-Density-Shield	VDS	X	X	X	VS2/VS3
Hybrid Shield	HYB	X	X	X	VS2/VS3

3. ZEMINOVÉ ŠTÍTY

Zeminový štít je tunelovací stroj schopný pracovat v několika různých režimech. Například (HERRENKNECHT M., THEWES M., BUDACH CH., 2011) uvádí šest takových režimů. Právě zde se zřetelně projevuje rozdíl mezi strojním a geotechnickým pohledem. Zatímco pro strojní interpretaci je klíčovou otázkou **JAK**, tedy jak je vytvářen podpůrný tlak, jak je rubanina odtěžována z čelby a následně transportována tunelem, pro geotechnický pohled je důležité ČÍM je čelba podpírána. Tedy jaké je podpůrné médium a jaký tlakový obrazec vytváří.

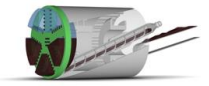
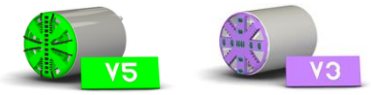
Tabulka 1 porovnává režimy ražby štítu s podporou zeminovým tlakem, jak jsou uvedeny v (HERRENKNECHT M., THEWES M., BUDACH CH., 2011), s jejich geotechnickou interpretací. Ražba v otevřeném režimu teoreticky představuje tunelování bez podepření čelby (omezení tohoto přístupu budou diskutována v kapitole 4) a odpovídá kategorii V1 (dle tabulky 1). Naproti tomu uzavřený režim představuje ražbu s úplnou podporou čelby upravenou zeminou. Pokud je komora čelby zaplněna pouze částečně, jedná se o kombinaci režimů V1 a V5.

Moderní zeminové štíty umožňují také ražbu za použití stlačeného vzduchu. Tento režim je popisován různou terminologií — například jako „half open mode“ (HERRENKNECHT M., THEWES M., BUDACH CH., 2011) (v českém ekvivalentu jako polovičatě otevřený režim) nebo „semi closed mode“ (BABENDERERDE S., HOEK E., MARINOS P.G., CARDOSO A.S., 2005) (analogicky v českém ekvivalentu částečně uzavřený režim). V praxi tento stav odpovídá situaci, kdy zeminový štít pracuje v režimu V3, tedy s podporou čelby stlačeným vzduchem. S tímto režimem spojený tlakový obrazec nevytváří gradient, případně vytváří pouze částečný gradient, a spíše odpovídá všesměrnému tlakovému působení.

Je nutné zdůraznit, že ražba ve stlačeném vzduchu je i nadále spojena s veškerými riziky, která byla nastíněna v kapitole 1 tohoto článku. Použití stlačeného vzduchu v rámci zeminových štítů — bez ohledu na to, jak je provozní režim označován — neodstraňuje nebezpečí spojená s tímto způsobem podepření čelby. Dále je třeba poznamenat, že štít použitý při výstavbě newyorského metra (v roce 1916) měl průměr přibližně 5 m. Celková plocha čelby tohoto štítu, podepřená stlačeným vzduchem, odpovídá zhruba jedné třetině výšky čelby stroje s průměrem řezné hlavy 10 m.

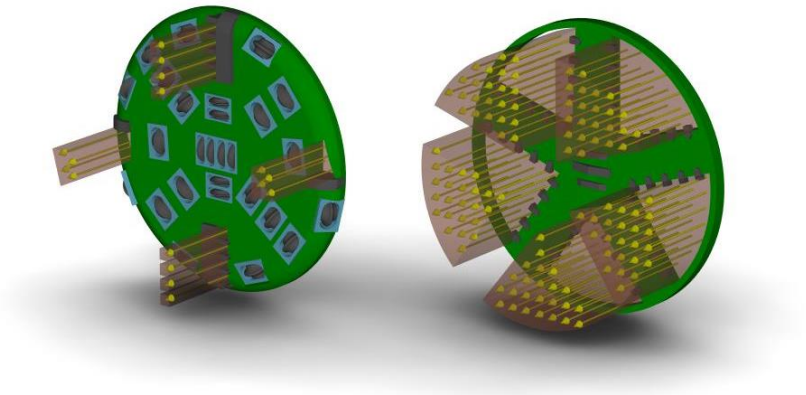
Článek (Recommendations for the Selection 2022 revised 2025) z něhož je převzat levý sloupec tabulky 3 „Provozní režimy zeminových štítů“, dále rozlišuje tři specifické režimy v rámci ražeb s úplnou podporou čelby. I to znovu podtrhuje rozdílné pohledy strojní a geotechnické na tutéž problematiku. Zatímco z mechanického hlediska tyto režimy skutečně představují odlišné provozní konfigurace, z geotechnického pohledu se všechny nadále řadí mezi způsoby podepření čelby upravenou zeminou.

Table 3: Provozní režimy zeminových štítů

Strojní interpretace		Geotechnická interpretace	
Otevřený režim		Bez podpory čelby (V1)	
Přechodový režim		Kombinace (V1 & V5)	
Polovičatě otevřený režim		Kombinace (V5 & V3)	
Uzavřený režim		Podepření čelby upravenou zeminou (V5)	
Uzavřený režim s pístovým čerpadlem			
Uzavřený režim s bentonitovým okruhem			

4. ŠTÍTY S MECHANICKÝM PODEPŘENÍM ČELBY

Štíty s mechanickým podepřením čelby byly definovány následovně: *„Podepření čelby tunelu je zajišťováno téměř uzavřenou řeznou hlavou.“* (Recommendations 2000) V (Recommendations for Face Pressure 2016) se uvádí: *„Štíty s mechanickým podepřením čelby byly v minulosti používány při ražbě tunelů. Používání těchto strojů se již nedoporučuje.“* — tím byly fakticky považovány za historické relikty. V poslední době se však role řezné hlavy ve stabilitě čelby opět dostává do centra pozornosti odborníků.

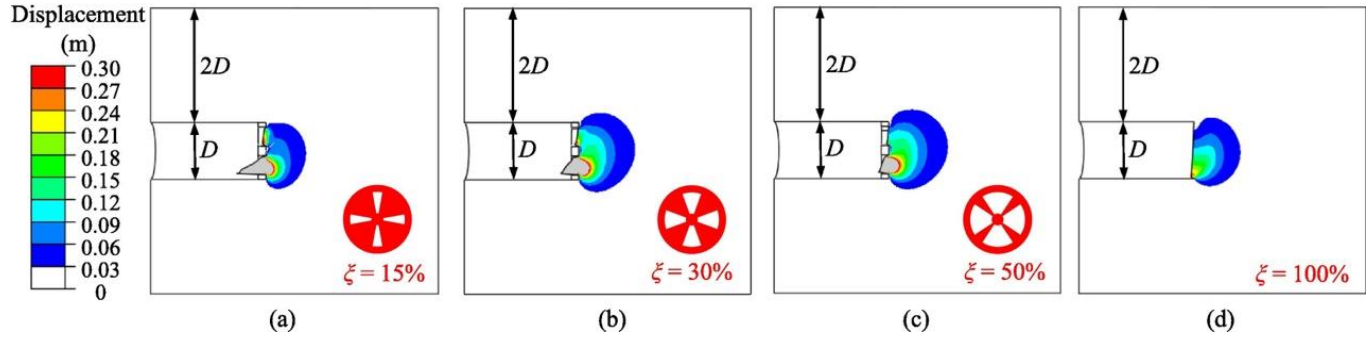


Obrázek 6: Grafické znázornění přenosu podpůrného média na čelbu v závislosti na poměru otevření režné hlavy

Výpočty požadovaných tlaků pro podepření čelby u ražeb zeminovými a bentonitovými štíty se obvykle provádějí s uvažováním, že podpůrné médium působí na celou plochu čelby rovnoměrně, jako by stroj neměl řeznou hlavu. Vzhledem k tomu, že se v současnosti vyrábí stále více kombinovaných strojů, tedy strojů schopných razit i v horninovém prostředí, jejichž řezné hlavy mají menší poměr otevřeni, je nutné zohlednit také mechanickou podpůrnou funkci samotné řezné hlavy. Touto problematikou se zabývá například (CHEN X.J., FANG P.P., CHEN Q.N., HU J., YAO K., LIU Y., 2024).

Zohlednění podílu řezné hlavy na celkové funkci podepření čelby by mohlo vést k přesnějším výpočtům potřebných podpůrných tlaků a k minimalizaci tzv. „performance killers“, mezi něž nadměrně vysoký

podpůrný tlak bezpochyby patří. Tato oblast nabízí značný prostor jak pro experimentální výzkum, tak pro numerické analýzy.



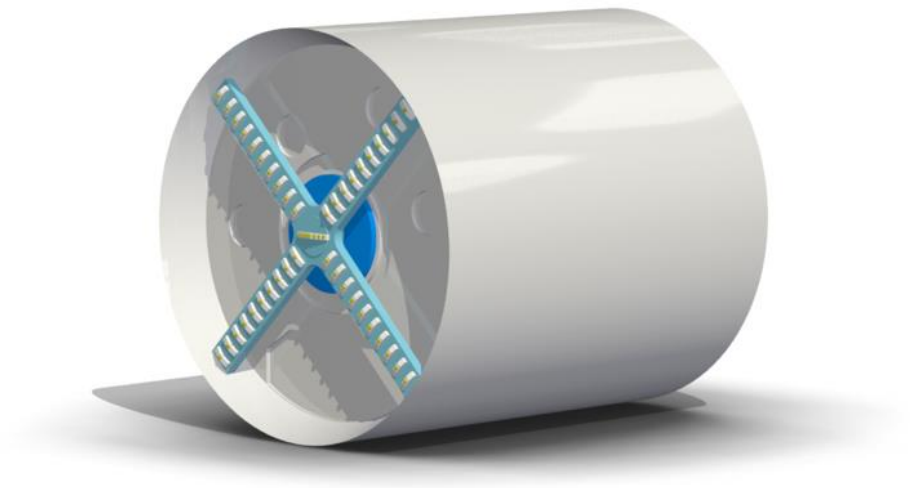
Obrázek 7: Vliv poměru otevření řezné hlavy na stabilitu čelby (Recommendations for Face Pressure 2016)

V důsledku toho představuje každá ražba prováděná zeminovými nebo bentonitovými štíty kombinaci principů V2 a V5, případně V2 a V4 (viz tabulka 1). Míra příspěvku principu V2 vždy závisí na robustnosti konstrukce řezné hlavy, na poměru otevření a také na rozmístění otvorů v rámci řezné hlavy.

5. BENTONITOVÉ ŠTÍTY

Bentonitové štíty se vyznačují tím, že podepření čelby je zajištěno suspenzí, kterou většinou tvoří směs vody a bentonitu. V procesu ražby má tato suspenze v zásadě dvě funkce: jednak zajišťuje zmíněné podepření čelby tunelu, a také slouží jako transportní médium pro těžbu rubaniny. Jak již bylo uvedeno, tento princip je inspirován výstavbou podzemních stěn v nesoudržných zeminách.

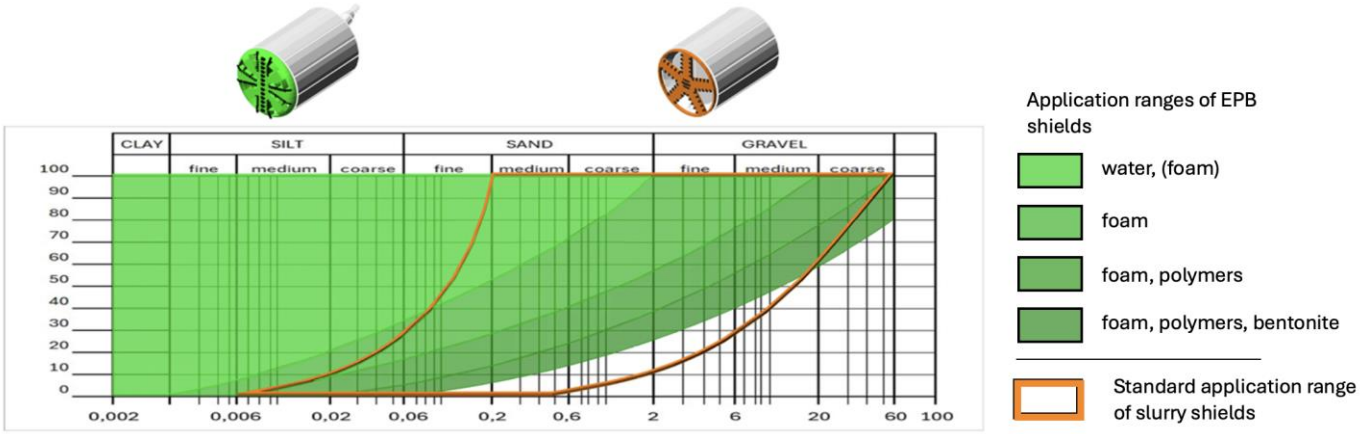
V polovině osmdesátých let minulého století vyvinula společnost Herrenknecht mixshield (není zaveden oficiální český ekvivalent, pozn. autora), tedy štít, který pro podepření čelby používá bentonitovou suspenzi a jehož podpůrný tlak je přesně regulován automaticky řízeným tlakem vzduchu. Pro přesné řízení podpůrného tlaku na čelbě je suspenzí zaplněná komora rozdělena přepážkou na přední komoru čelby a zadní, tzv. pracovní komoru. V pracovní komoře je podpůrný tlak generován stlačeným vzduchem a přenášen do bentonitové suspenze. Obě komory jsou propojeny přes otvor v přepážce umístěný v její spodní části. Prvním projektem, kde byl mixshield použit, byl částicový urychlovač DESY HERA v Hamburku v roce 1985 (HERRENKNECHT M., 2019).



Obrázek 8: Vizualizace prvního mixshieldu pro projekt DESY HERA v Hamburku

Ve svém původním pojetí představovaly zeminové a bentonitové štíty vzájemně se doplňující technologie, navržené tak, aby pokryly celé spektrum geologických podmínek — od jílů a jemnozrnných prachů až po hrubé štěrky. Zeminové štíty jsou obecně považovány za vhodné pro jemnozrnné zeminy,

zatímco bentonitové štíty jsou vhodnější pro hrubozrnné materiály. Postupem času se však zeminové štíty staly výrazně univerzálnějšími a rozšířily svou použitelnost do širšího spektra geologických prostředí. Tento vývoj nastal zejména proto, že technologie EPB částečně převzala principy bentonitových štítů. I v prostředí hrubých štěrků se v komoře čelby vytváří suspenze, která slouží jako podpůrné médium. To potvrzuje například (Recommendations 2000), kde se uvádí: *„Za účelem rozšíření oblasti použití štítů s podporou zeminovým tlakem lze použít vhodné prostředky pro kondicionování rubaniny: bentonit, polymer, pěna z polymerů.“*

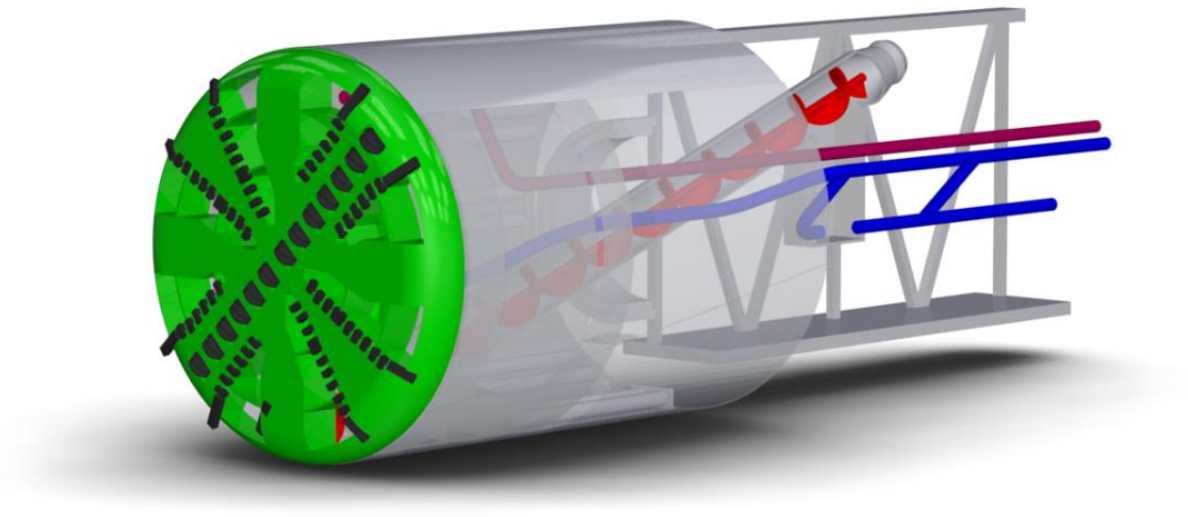


Obrázek 9: Oblasti možných nasazení zeminových a bentonitových štítů [Thewes 2007]]

Je nasnadě, že již od počátků vývoje štítů s podporou čelby upravenou zeminou a bentonitových štítů začali tuneláři a konstruktéři strojů uvažovat o tom, jak oba konstrukční principy spojit do jediného konceptu a vytvořit tak univerzální stroj schopný pracovat prakticky ve všech geologických podmínkách.

První takový stroj, označovaný jako víceúčelový, byl navržen v 80. letech 20. století (BÄPPLER K., BATTISTONI F., BURGER W., 2018). V roce 2000 byl víceúčelový plnoprofilový tunelovací stroj úspěšně nasazen při výstavbě silničního tunelu Socatop v Paříži. V roce 2013 dodala společnost Herrenknecht tunelovací stroj pro projekt Miami Port Tunnel, který byl schopen pracovat jak v režimu zeminového štítu, tak v režimu Water-Controlled Process (WCP). Režim WCP umožňuje hydraulický transport rubaniny: výsypná klapka je vyřazena z provozu a rubanina je ze šnekového dopravníku přes drtič převáděna přímo do dopravního potrubí, které ji následně čerpá do povrchové separační stanice.

Postupem času se generace víceúčelových tunelovacích strojů vyvinula v novou třídu tunelovacích štítových — tzv. Variable Density TBM.



Obrázek 10: Vizualizace Variable density TBM

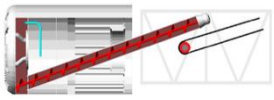
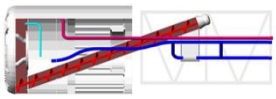
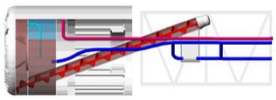
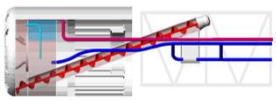
6. VARIABLE DENSITY ŠTÍTY

Pokud bychom hledali odpověď na otázku, kam dospěl technologicky vývoj tunelovacích štítů za uplynulých dvě stě let, nejtrefnější odpovědí by byl Variable Density TBM *(v češtině neexistuje odpovídající ekvivalent názvu stroje, dal by se použít vyraz štít do proměnlivých podmínek)*. Jedná se o stroj, který je bez výraznějších konstrukčních úprav schopen razit ve čtyřech různých režimech a je tak schopen podle potřeby kombinovat principy zeminového i bentonitového štítu. Své pojmenovaní štít získal podle toho, že je v závislosti na zastižených geologických podmínkách schopen razit s různým typem a různou hustotou podpůrného média, jak je uvedeno v tabulce 4.

První Variable Density TBM byl použit pro 9,5 km dlouhý podzemní úsek první linky projektu Klang Valley MRT v oblasti Greater Kuala Lumpur. Geologická stavba vápence Kuala Lumpur je komplikovaná kvůli vysoce nepravidelným krasovým jevům, které se vyznačují zvětralými vápencovými horninami pod vrstvou nadloží. Pro celkovou délku 8,6 km bylo společnosti nasazeno celkem šest Variable Density TBM o průměru Ø 6,62 m. Stroje během dvouleté doby výstavby prokázaly, že jsou úkolu plně schopné, a připravily cestu pro současné projekty zahrnující ražbu v mimořádně náročných nespevněných horninách.

V roce 2016 byl Variable Density TBM použit při výstavbě prodloužení linky Shatin to Central Link (SCL) hongkongského metra. Mezi další projekty, na kterých byly Variable Density TBM nasazeny, patří například linka B lyonského metra, vysokorychlostní železnice High Speed Two v Londýně, rozšíření tunelu Hampton Roads Bridge–Tunnel ve Spojených státech nebo linka 4 metra v Riu de Janeiru. Dá se očekávat, že seznam takových projektů bude v následujících letech dynamicky narůstat.

Tabulka 4: Čtyři různé režimy ražby v rámci Variable Density TBM

Konfigurace štítu	Pracovní režim	Podpůrné médium	Způsob těžby rubaniny
	Režim zeminového štítu	Upravená zemina (rubanina)	Pasovy dopravník
	Režim zeminového štítu s přídavnou podporou bentonitem	Upravená zemina s bentonitovou suspenzí	Potrubí
	Režim bentonitového štítu se suspenzi vysoké hustoty	Vysoko viskózní suspenze	Potrubí
	Režim bentonitového štítu se suspenzi nízké hustoty	Nízko viskózní suspenze	Potrubí

7. ZÁVĚR

Tunelovací štít, který byl původně vynalezen jako nouzové řešeni do prostředí, kde tehdejší postupy výstavby tunelu selhávaly, se v uplynulých dvou stoletích rozvinul v jednu z nejvíce světově používaných tunelovacích metod. Vyvíjely se různé způsoby podpory čelby a ruku v ruce s tím se vyvíjely i konstrukce tunelovacích strojů. Dosavadní vývoj dospěl v konstrukci Variable Density TBM, jehož prostřednictvím získávají tuneláři výkonný nástroj, který v podstatě využívá nebo do určité míry kombinuje všechny dosud známé metody zajištění čelby. Díky tomu je schopen razit v širokém spektru zemin i hornin, včetně prostředí smíšené čelby. Je pak na samotných tunelářích, aby věděli, jak tento nástroj využít: aby rozuměli tomu, který typ podpůrného média je vhodný pro dané geologické podmínky, a aby si byli vědomi všech omezení spojených s každým konkrétním typem zajištění čelby. Jen tak lze tunelovací

stroje používat s maximální účinností a s minimálním dopadem na okolní prostředí a konstrukce nacházející se v oblasti ovlivněné ražbou.

LITERATURA

MCCRAY J., The 1880 Tunnel Tragedy That Claimed 20 Lives Beneath the Hudson, Hudpost, 21.7.2025.

Tells How It Feels to Go Up In A Geyser, New York Times, 21.2.1916

EDWARDS C., MERRILL K., Baltimore Metro Northeast Extension, Rapid Excavation and Tunnelling Conference, Society for Minning, Metallurgy, and Exploration, 1995

Recognizing the bentonite machine, Tunnels & Tunnelling, BTS, 1/2019

BRIERLEY G.S., Pressurized Face Tunnelling: A Historical Perspective, Tunnel Business Magazine, 8/2015

HERRENKNECHT M., Innovations in Mechanized Tunnelling since 1970, Muir Wood Lecture 2019, International tunnelling and underground space association 4/2019

Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines, ITA-AITES, p. 1-118, 2000

Recommendations for the Selection of Tunnel Boring Machines, German Tunnelling Committee (ITA-AITES), 1/2022 (revised version 8/2025)

HERRENKNECHT M., THEWES M., BUDACH CH., The development of earth pressure shields: from the beginning to the present, Geomechanics and Tunnelling, 4/2011

BABENDERERDE S., HOEK E., MARINOS P.G., CARDOSO A.S., EPB-TBM Face Support Control in the Metro do Porto Project, Portugal, Proceedings 2005 Rapid Excavation & Tunnelling Conference, Seattle

Recommendations for Face Pressure Calculations for Shield Tunnelling in Soft Ground, German Tunnelling Committee (ITA-AITES), 2016

CHEN X.J., FANG P.P., CHEN Q.N., HU J., YAO K., LIU Y., Influence of cutterhead opening ratio on soil arching effect and face stability during tunnelling through non-uniform soils, Underground Space vol. 17, pages 45 – 59, 8/2024

BÄPPLER K., BATTISTONI F., BURGER W., Variable Density TBM – Combining Two Soft Ground Technologies, Tunnel Business Magazine, 3/2018

Petr Hybský
Pracoviště: Gall Zeidler Consultants
E-mail adresa: phybsky@gzconsultants.com

Vojtech Gall
Pracoviště: Gall Zeidler Consultants
E-mail adresa: vgall@gzconsultants.com

Alfredo Valdivia
Pracoviště: WSP
E-mail adresa: alfredo.valdivia@wsp.com

Peter Griesbach
Pracoviště: Herrenknecht AG
E-mail adresa: griesbach.peter@herrenknecht.de

AUTOMATIZOVANÁ ANALÝZA OVÁLNOSTI SEGMENTOVÝCH PRSTENCŮ RAZICÍCH ŠTÍTŮ

T.Langar & P.Matter
Amberg Engineering a.s., Amberg Technologies AG
L.Hannan
Amberg Technologies AG

ABSTRAKT: V současnosti je po celém světě v provozu několik stovek razicích štítů (TBM) využívaných při realizaci infrastrukturních projektů. Přibližně 70 % z nich razí tunely se segmentovým prstencovým ostěním, u kterého je nezbytné posuzovat jeho geometrickou kvalitu, zejména oválnost, přechody mezi prstenci a jejich natočení. Tradiční metody měření a vyhodnocení těchto parametrů jsou časově náročné a obvykle zahrnují kombinaci více softwarových nástrojů a manuálních kroků. Tento článek představuje novou plně automatizovanou metodu analýzy oválnosti segmentových prstenců založenou na datech z 3D laserového skenování. Metoda byla úspěšně aplikována na projektu Eglinton Crosstown West Extension v Torontu, kde umožnila analyzovat celkem 1 488 prstenců v souladu s doporučeními International Tunnelling Association (ITA) a zároveň ušetřila stovky pracovních hodin. Automatizovaný postup zahrnuje extrakci profilů z mračna bodů, detekci a odstranění odlehlých hodnot, proložení elipsy a výpočet všech požadovaných parametrů, včetně vnitřních průměrů a odchylek od teoretické osy. Výsledky jsou prezentovány prostřednictvím přehledných grafických výstupů a exportovány do standardizovaných formátů pro další využití.

1. NORMATIVNÍ POŽADAVKY A STANDARDY

Existuje několik národních i mezinárodních předpisů, které definují přípustné geometrické odchylky segmentových prstenců. Následující kapitoly shrnují vybrané standardy běžně používané v praxi.

1.1 BRITISH TUNNELLING SOCIETY

Podle BTS musí maximální a minimální naměřené průměry v každém prstenci být v rozmezí 1 % teoretického návrhového průměru prstence měřeného po dokončení výroby prstence a injektáže, nebo takové jiné tolerance uvedené ve zvláštní specifikaci.

1.2 INTERNATIONAL TUNNELING ASSOCIATION

ITA definuje konstrukční toleranci pro tvar prstence (ovalizaci) na průměru v rozmezí ±0,25 % až ±0,5 % vnitřního průměru v závislosti na velikosti prstence a počtu segmentů na prsten.

1.3 SINGAPURSKÁ LAND TRANSPORT AUTHORITY

Podle singapurských předpisů se střed prstence segmentů nesmí odchýlit od své konstrukční polohy o více než 42,5 mm a každý vnitřní průměr se nesmí lišit od konstrukčního průměru o více než 25 mm.

1.4 SEVEROAMERICKÉ PROJEKTOVÉ SPECIFIKACE

Severoamerické projekty často vyžadují měření horizontálních odchylek od teoretické osy k vnitřní ploše tunelu, vertikální odchylky kaloty a dna měřené od teoretické osy a horizontální staničení bodů, kde jsou prováděna měření.

1.5 VZORCE PRO VÝPOČET OVALITY

Pro výpočet a prezentaci ovality existují různé vzorce, které se liší podle použité metodiky a požadavků konkrétního projektu. Pro výpočet a vyhodnocení všech výše uvedených specifikací je nutné mít k dispozici naměřený profil každého prstence. Prsten je typicky 1,5 až 1,8 m široký. U segmentově obloženého tunelu o délce 6,4 km je třeba změřit, analyzovat a zpracovat přibližně 4 200 prstenců.

1.5.1 Standardní vzorec pro oválnost

Tento vzorec vypočítá procentuální odchylku na základě maximálního a minimálního vnitřního průměru tunelového prstence podle vztahu (1):

$$\theta = \frac{D_{max} - D_{min}}{D_{nominal}} * 100\% \quad (1)$$

Kde D_{max} je maximální naměřený vnitřní průměr, D_{min}je minimální naměřený vnitřní průměr a $D_{nominal}$ je konstrukční nebo jmenovitý vnitřní průměr.

1.5.2 Vzorec ITA pro maximální a minimální procentuální odchylku

Mezinárodní tunelářská asociace používá metodu k vyjádření procentuální odchylky od návrhového průměru. Tato metoda bere v úvahu jak expanzní, tak kompresní efekty, což umožňuje kladnou nebo zápornou oválnost podle vztahu (2):

$$\theta = \frac{D_{AbsMax}}{D_{nominal}} * 100\% \quad (2)$$

kde D_{AbsMax} představuje absolutní maximální odchylku od jmenovitého průměru. Tento vzorec zachycuje největší odchylku, ať už se jedná o expanzi (kladnou) nebo kompresi (zápornou).

1.5.3 Vzorec založený na elipse

Tato metoda využívá hlavní a vedlejší osy elipsy k určení ovality. Porovnává rozdíl mezi osami s návrhovým průměrem podle vztahu (3):

$$\theta = \frac{a - b}{D_{nominal}} * 100\% \quad (3)$$

kde a je délka hlavní osy proložené elipsy a b je délka vedlejší osy proložené elipsy.

1.5.4 Maximální rozdíl průměrů

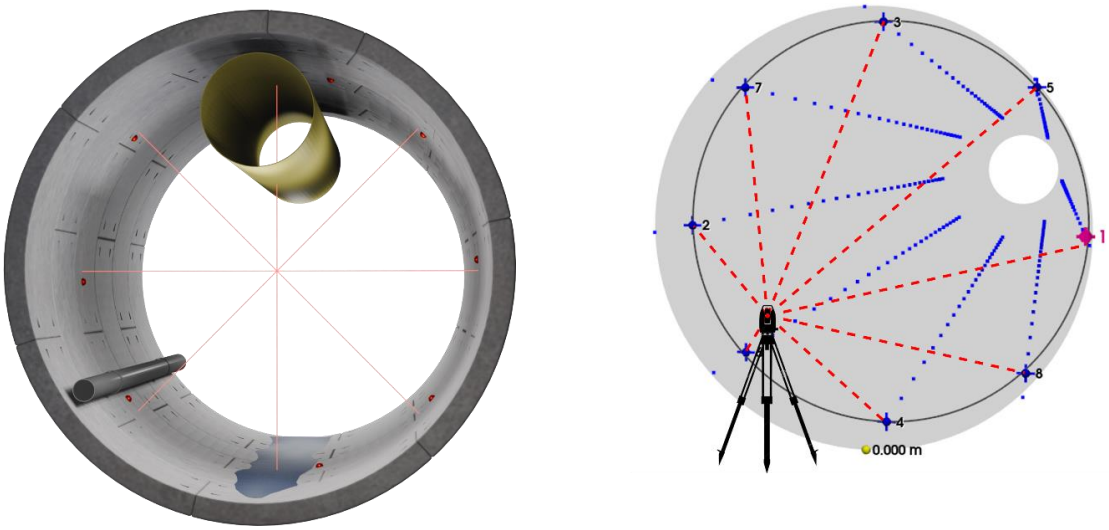
Tato metoda vypočítává maximální odchylku od návrhového průměru v absolutní vzdálenosti spíše než v procentech. Identifikuje, zda největší odchylka je expanze nebo komprese podle vztahu (4):

$$\theta = D_{AbsMax} - D_{nominal} \quad (3)$$

kde D_{AbsMax} je průměr s největší absolutní odchylkou od jmenovitého průměru a $D_{nominal}$je návrhový nebo jmenovitý průměr.

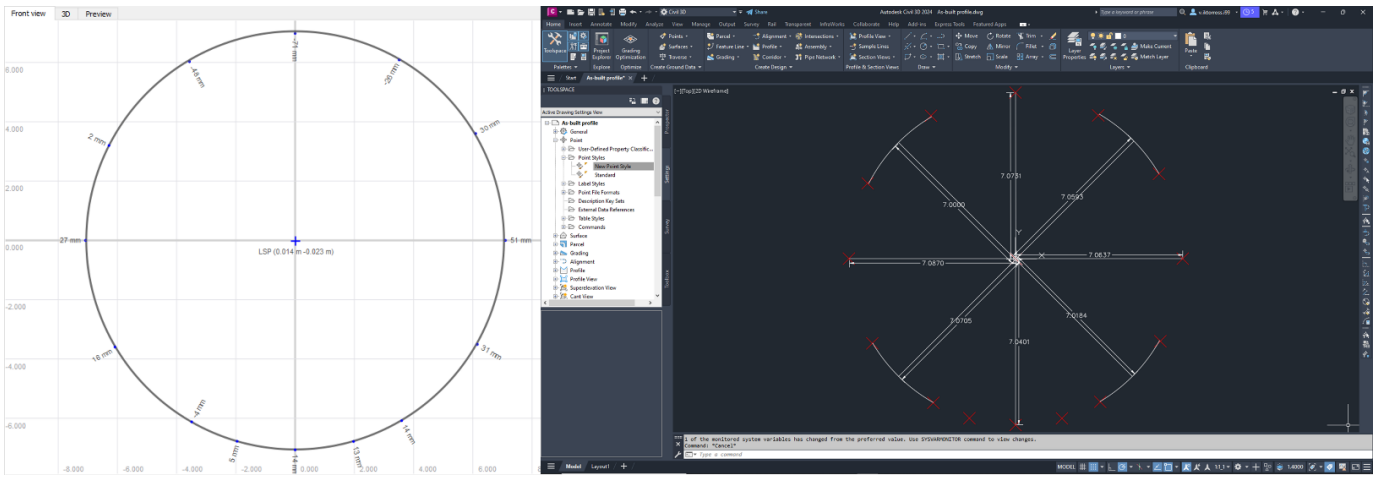
2. TRADIČNÍ PŘÍSTUP KE SBĚRU PROFILŮ PRSTENCŮ

Metoda sběru dat pomocí totální stanice je zdlouhavý úkol, kdy operátor pomocí totální stanice změří 8–16 bodů rovnoměrně rozmístěných na daném prstenci. Následuje manuální pracovní postup k určení ovalizace segmentově obloženého tunelu při použití různých softwarových nástrojů.

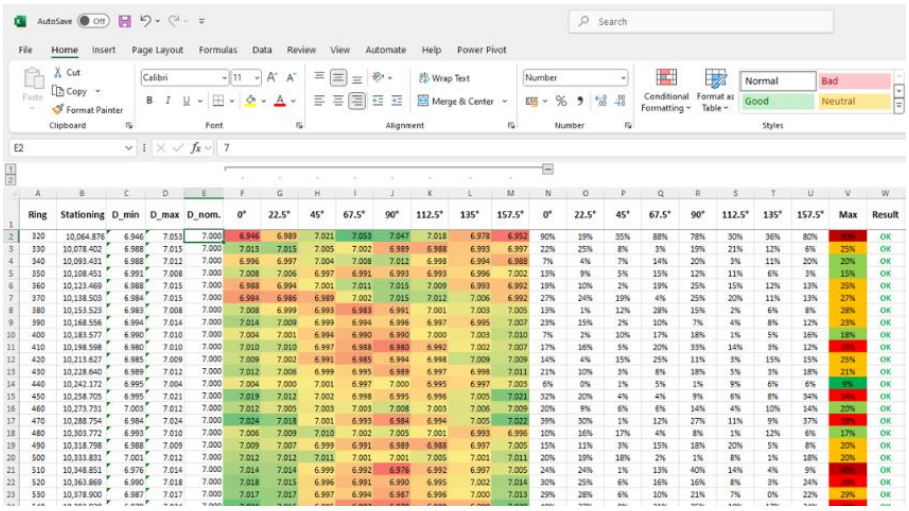


Obrázek 1: Typické rozmístění 8–16 bodů měřených na každém prstenci

Analýza zachycených profilů, tedy určení vedlejší a hlavní osy elipsy pro získání skutečné osy a skutečného středového bodu daného prstence, vyžaduje proložení poloměru mezi naměřenými body, což se typicky provádí v CAD systému a zabírá hodně času. Jedná se o frustrující práci, která musí být provedena pro požadovaný počet prstenců. V dalším kroku je třeba hodnoty ručně analyzovat v programu Excel. To může snadno trvat týdny, ne-li měsíce, v závislosti na velikosti počtu prstenců a délce tunelu.



Obrázek 2: Ukázka naměřených bodů a zpracování v CAD systému



Ring	Stationing	D_min	D_max	D_nom.	0°	22.5°	45°	67.5°	90°	112.5°	135°	157.5°	0°	22.5°	45°	67.5°	90°	112.5°	135°	157.5°	Max	Result
320	10,064.876	6.946	7.053	7.000	6.946	6.989	7.021	7.053	7.047	7.018	6.978	6.952	90%	19%	35%	88%	78%	30%	36%	80%	90%	OK
330	10,078.402	6.988	7.015	7.000	7.013	7.015	7.005	7.002	6.989	6.988	6.993	6.997	22%	25%	8%	3%	19%	21%	12%	6%	25%	OK
340	10,093.431	6.988	7.012	7.000	6.996	6.997	7.004	7.008	7.012	6.998	6.994	6.988	7%	4%	7%	14%	20%	3%	11%	20%	20%	OK
350	10,108.451	6.991	7.008	7.000	7.008	7.006	6.997	6.991	6.993	6.993	6.996	7.002	13%	9%	5%	15%	12%	11%	6%	3%	15%	OK
360	10,123.469	6.988	7.015	7.000	6.988	6.994	7.001	7.011	7.015	7.009	6.993	6.992	19%	10%	2%	19%	25%	15%	12%	13%	25%	OK
370	10,138.503	6.984	7.015	7.000	6.984	6.986	6.989	7.002	7.015	7.012	7.006	6.992	27%	24%	19%	4%	25%	20%	11%	13%	27%	OK
380	10,153.523	6.983	7.008	7.000	7.008	6.999	6.993	6.983	6.991	7.001	7.003	7.005	13%	1%	12%	28%	15%	2%	6%	8%	28%	OK
390	10,168.556	6.994	7.014	7.000	7.014	7.009	6.999	6.994	6.996	6.997	6.995	7.007	23%	15%	2%	10%	7%	4%	8%	12%	23%	OK
400	10,183.577	6.990	7.010	7.000	7.004	7.001	6.994	6.990	6.990	7.000	7.003	7.010	7%	2%	10%	17%	18%	1%	5%	16%	18%	OK
410	10,198.598	6.980	7.010	7.000	7.010	7.010	6.997	6.988	6.980	6.992	7.002	7.007	17%	16%	5%	20%	33%	14%	3%	12%	33%	OK
420	10,213.627	6.985	7.009	7.000	7.009	7.002	6.991	6.985	6.994	6.998	7.009	7.009	14%	4%	15%	25%	11%	3%	15%	15%	25%	OK
430	10,228.640	6.989	7.012	7.000	7.012	7.006	6.999	6.995	6.989	6.997	6.998	7.011	21%	10%	3%	8%	18%	5%	3%	18%	21%	OK
440	10,242.172	6.995	7.004	7.000	7.004	7.000	7.001	6.997	7.000	6.995	6.997	7.003	6%	0%	1%	5%	1%	9%	6%	6%	9%	OK
450	10,258.705	6.995	7.021	7.000	7.019	7.012	7.002	6.998	6.995	6.996	7.005	7.021	32%	20%	4%	4%	9%	6%	8%	34%	34%	OK
460	10,273.731	7.003	7.012	7.000	7.012	7.005	7.003	7.003	7.008	7.003	7.006	7.009	20%	9%	6%	6%	14%	4%	10%	14%	20%	OK
470	10,288.754	6.984	7.024	7.000	7.024	7.018	7.001	6.993	6.984	6.994	7.005	7.022	39%	30%	1%	12%	27%	11%	9%	37%	39%	OK
480	10,303.772	6.993	7.010	7.000	7.006	7.009	7.010	7.002	7.005	7.001	6.993	6.996	10%	16%	17%	4%	8%	1%	12%	6%	17%	OK
490	10,318.798	6.988	7.009	7.000	7.009	7.007	6.999	6.991	6.989	6.988	6.997	7.005	15%	11%	3%	15%	18%	20%	5%	8%	20%	OK
500	10,333.831	7.001	7.012	7.000	7.012	7.012	7.011	7.001	7.001	7.005	7.001	7.011	20%	19%	18%	2%	1%	8%	1%	18%	20%	OK
510	10,348.851	6.976	7.014	7.000	7.014	7.014	6.999	6.992	6.976	6.992	6.997	7.005	24%	24%	1%	13%	40%	14%	4%	9%	40%	OK
520	10,363.869	6.990	7.018	7.000	7.018	7.015	6.996	6.991	6.990	6.995	7.002	7.014	30%	25%	6%	16%	16%	8%	3%	24%	30%	OK
530	10,378.900	6.987	7.017	7.000	7.017	7.017	6.997	6.994	6.987	6.996	7.000	7.013	29%	28%	6%	10%	21%	7%	0%	22%	29%	OK

Obrázek 3: Ukázka zpracování v programu MS Excel

Nyní existuje způsob, jak provést všechny výpočty ovality automaticky. V následujícím textu vysvětlíme, jak byla tato nová metoda úspěšně implementována a ušetřila stovky pracovních hodin na konkrétním projektu.

3. PROJEKT EGLINTON CROSSTOWN WEST EXTENSION V TORONTU

Tento projekt West End Connector v Torontu poskytuje vhled do automatizovaného pracovního postupu.

3.1 POPIS PROJEKTU

Projekt Eglinton Crosstown West Extension (ECWE) Advance Tunnel je první fází prací na 9,2kilometrovém prodloužení tramvajové tratě Eglinton Crosstown LRT (budoucí linka TTC číslo 5). Prodloužení povede převážně pod zemí. Dvojice ražených tunelů o délce 6,2 km každý jsou segmentově obloženy. Každý prsten se skládá ze 7 segmentů s vnitřním průměrem 5,75 m.



Obrázek 4: Eglinton Crosstown West Extension

3.2 PROJEKTOVÉ SPECIFIKACE

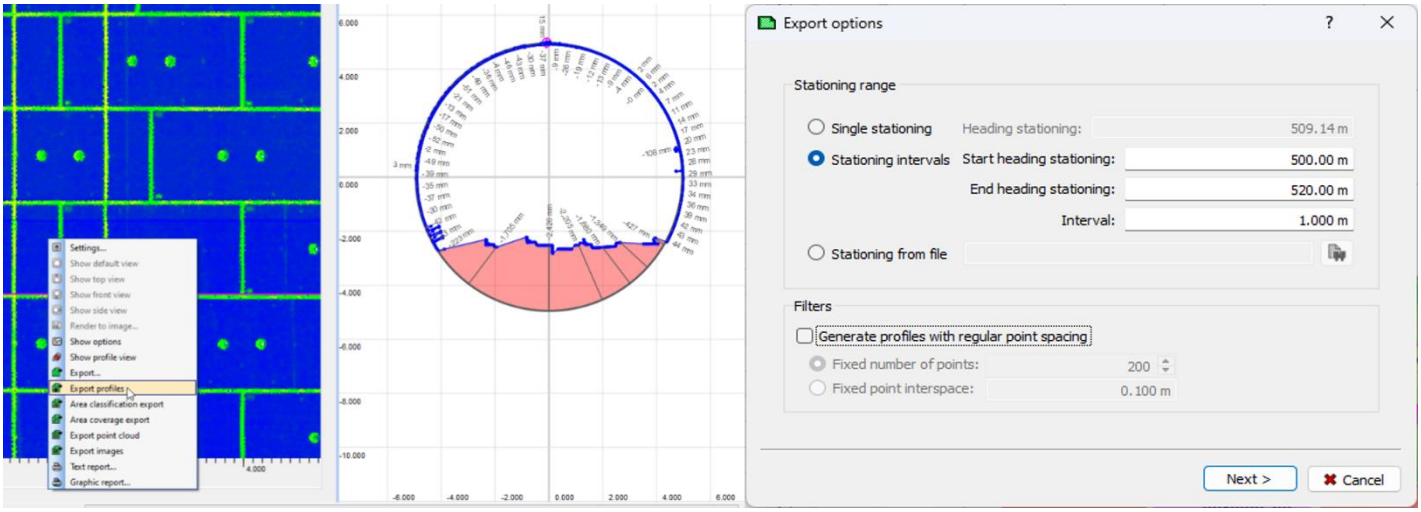
Po ukončení projektu byl dodavatel požádán o dodání požadované analýzy podle norem ITA. Automatizovaná analýza skutečného stavu segmentových prstenců TBM byla založena na datech z kompletního registrovaného 3D skenu obou rour. Celkem bylo 2 × 6,2 km, což odpovídá 3 720 vybudovaným prstencům o šířce 1,7 m. Podle specifikace bylo třeba zpracovat pouze každý pátý prsten. Celkem bylo analyzováno 1 488 (2 × 744) prstenců.

4. AUTOMATIZOVANÝ PRACOVNÍ POSTUP

Nová metoda zahrnuje několik na sebe navazujících kroků, které jsou plně automatizované a výrazně zkracují čas potřebný k analýze.

4.1 AUTOMATICKÁ EXTRAKCE VŠECH PROFILŮ JEDNOTLIVÝCH PRSTENCŮ Z 3D MRAČNA BODŮ

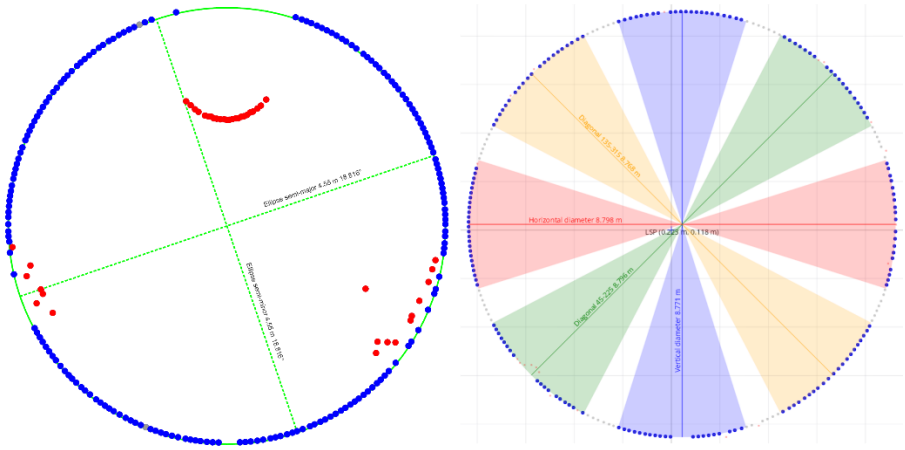
První krok automatizovaného procesu spočívá v extrakci profilů přímo z 3D mračna bodů bez nutnosti jeho předchozího čištění. Software automaticky identifikuje jednotlivé prstence na základě jejich polohy a šířky.



Obrázek 5: Export profilu z mračna bodů

4.2 SPUŠTĚNÍ AUTOMATIZOVANÉ ANALÝZY

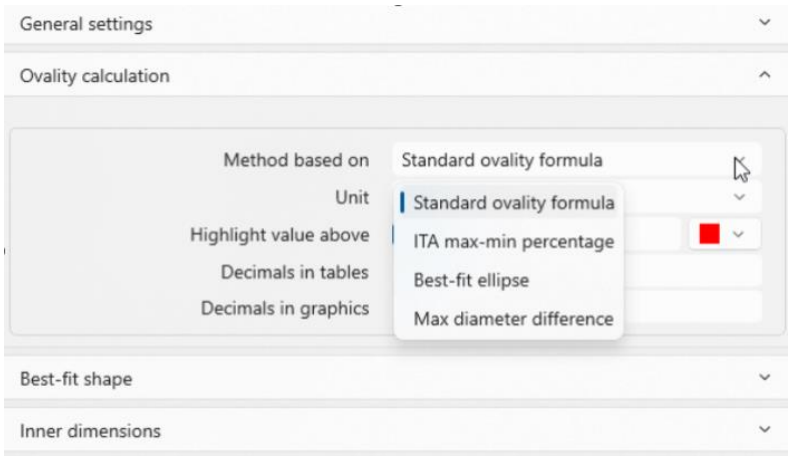
Automatizovaná analýza zahrnuje výpočet skutečného středu prstence (LSP), automatickou detekci a odstranění odlehlých hodnot (šumu) a automatické proložení elipsy. Dále probíhá automatický výpočet všech vnitřních průměrů a určení výšek kaloty a dna tunelu.



Obrázek 6: Automatické zpracování jednotlivých profilů

4.3 URČENÍ PŘÍSLUŠNÝCH SPECIFIKACÍ

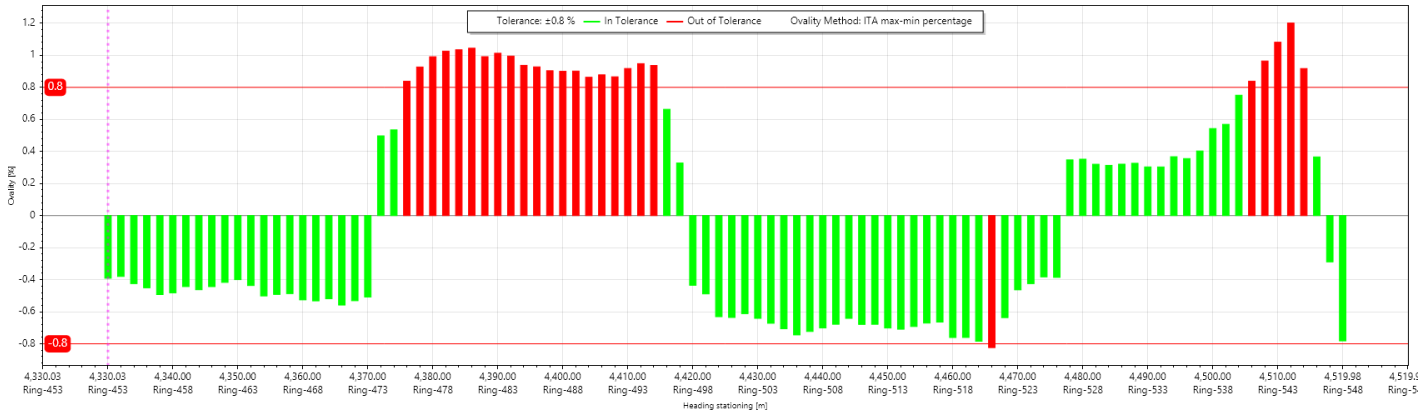
Na základě provedených výpočtů jsou automaticky určeny všechny parametry požadované projektovými specifikacemi, včetně odchylek od teoretické osy, ovality podle různých vzorců a dalších geometrických charakteristik.



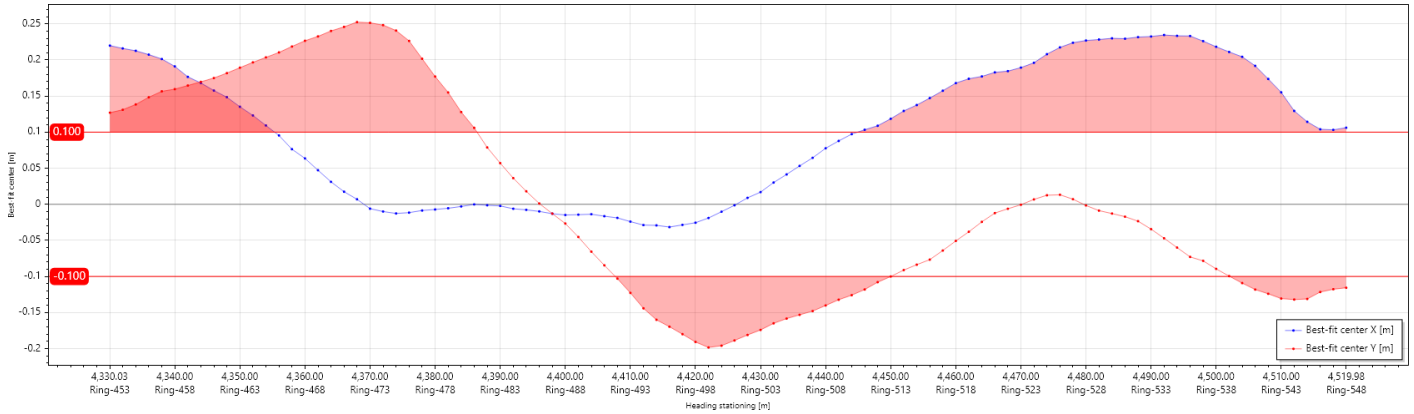
Obrázek 7: Výběr výpočetní metody

4.4 VIZUALIZACE VÝSLEDKŮ

Výsledky jsou prezentovány formou přehledných grafů zobrazujících orientaci elipsy, horizontální a vertikální odchylky a délky hlavních a vedlejších os elipsy pro každý analyzovaný prsten.



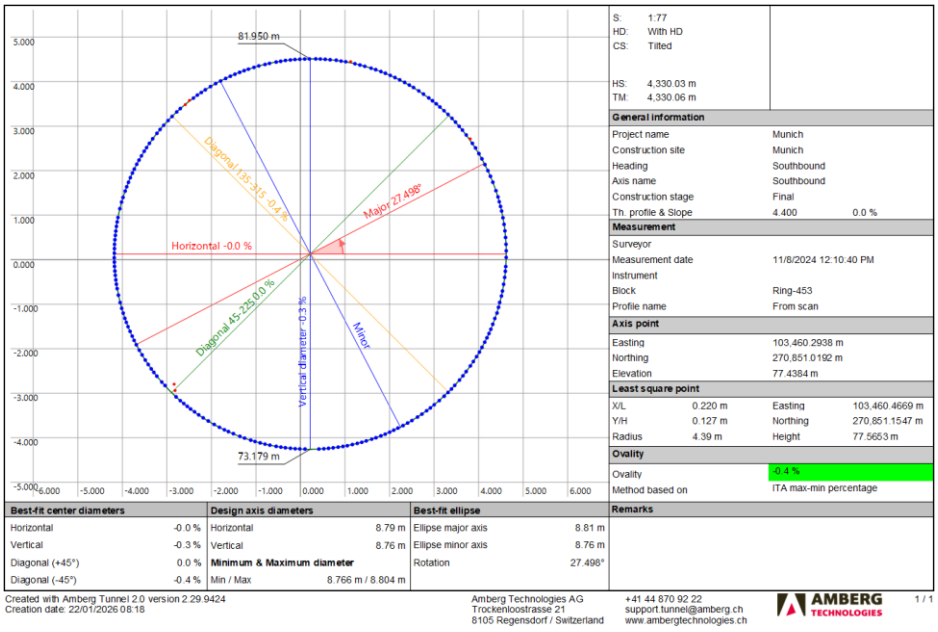
Obrázek 8: Přehled vypočtených ovalit pro každý prstenec



Obrázek 9: Přehled vypočtených středů jednotlivých prstenců vůči projektované hodnotě

4.5 PŘEHLEDOVÝ REPORT

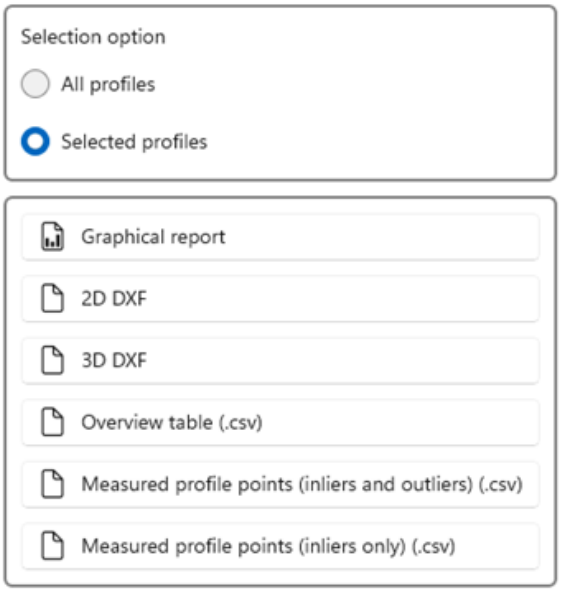
Automaticky generovaný report poskytuje kompletní přehled o všech analyzovaných prstencích včetně grafické prezentace výsledků a tabulkového výpisu hodnot.



Obrázek 10: Ukázka reportu

4.6 EXPORT VÝSLEDKŮ V POŽADOVANÉM FORMÁTU

Výsledky lze exportovat ve vrstvených souborech DXF obsahujících 2D profily, jako grafické reporty profilů ve formátu PDF, do Excelu se všemi vypočítanými hodnotami a atributovými informacemi, a jako naměřené body profilů s odlehlými hodnotami i bez nich.



Obrázek 11: Příklady exportů

5. ZÁVĚR

Nově navržená metoda, zahrnující jak výpočty založené na nejlepším proložení, tak pokročilou detekci odlehlých hodnot, poskytuje vysokou přesnost a zároveň snadné použití v širokém spektru provozních podmínek. Automatická identifikace odlehlých hodnot umožňuje extrakci profilů přímo z nevyčištěného mračna bodů, čímž odpadá nutnost předběžné filtrace dat. Výpočet skutečné osy probíhá plně automatizovaně a zahrnuje určení hlavní i vedlejší poloosy elipsy bez potřeby manuálního zásahu. Stejným způsobem jsou určovány i vnitřní průměry, které díky odstranění odlehlých hodnot vycházejí z přesných a stabilních profilových dat. Celý proces je sjednocen do jediné platformy, což výrazně zjednodušuje workflow a minimalizuje riziko chyb způsobených přenosem dat mezi různými nástroji. Vyloučení odlehlých hodnot z výpočtů vede k podstatně přesnějším výsledkům. Metoda zároveň významně zkracuje čas potřebný pro analýzu i tvorbu výstupních reportů, které lze generovat během několika minut. Tím je zajištěno spolehlivé, efektivní a uživatelsky nenáročné zpracování dat při současném snížení pravděpodobnosti lidské chyby.

6. LITERATURA

INTERNATIONAL TUNNELLING AND UNDERGROUND SPACE ASSOCIATION. Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining. Lausanne: ITA-AITES, 2000.

BRITISH TUNNELLING SOCIETY. Specification for Tunnelling. London: BTS, 2010

AMBERG TECHNOLOGIES. Tunnel Suite Software Documentation. Regensdorf: Amberg Technologies, 2024.

UNDERGROUND CONSTRUCTION TECHNOLOGY. TBM Market Analysis 2022–2030 [online]. 2023. Dostupné z https://www.tunneltalk.com/

Ing. Tomáš Langar

Amberg Engineering a.s.

tlangar@amberg.cz

VYUŽITÍ GEOTERMÁLNÍ ENERGIE Z TUNELŮ SE ZAMĚŘENÍM NA STANICI METRA D NOVÉ DVORY

L. Mařík & J. Hobza
SAGASTA s.r.o., Praha, Czech Republic
P. Dědina
Gerotop spol. s.r.o., Liberec, Czech Republic

ABSTRAKT: Možnost získávání geotermální energie nabízí nové využití tunelů, které primárně slouží pouze k dopravním účelům. Tím se zvyšuje nejen ekonomická hodnota těchto staveb, ale v případě tunelů v městských oblastech také jejich akceptovatelnost mezi obyvateli. Tunel je pak méně vnímán jako nutná zátěž a více jako užitečný zdroj energie pro své okolí.

Vzhledem k tomu, že se jedná o bezemisní a geopoliticky nezávislý zdroj energie, začínají se o možnosti získávání geotermální energie z tunelů zajímat i významní investoři dopravních staveb v České republice. Autoři příspěvku dosud zpracovali dvě studie věnované tomuto tématu: studii pro využití geotermální energie z tunelů a stanic nové trasy metra D v Praze a studii pro využití geotermální energie pro plánované silniční a dálniční tunely ŘSD ČR.

První studii zadal Dopravní podnik hl. m. Prahy (DPP) s cílem prověřit možnosti získávání geotermální energie na budoucí trase metra D. Ve studii byly zkoumány jak stanice metra, tak mezistaniční traťové tunely. Pro jednotlivé typy konstrukcí byla navržena technická řešení jímání geotermální energie a vypočten možný energetický zisk. Výsledky studie byly prezentovány a kladně přijaty na Magistrátu hl. m. Prahy. Na jejich základě byla pro pilotní instalaci geotermálního systému vybrána jednolodní ražená stanice Nové Dvory.

Důvodem rozhodnutí byla příznivá situace v této lokalitě s přítomností tří městských společností, které splňují podmínky poskytovatele, zpracovatele a odběratele geotermální energie. Poskytovatelem zdroje bude DPP, zásobování teplem a chladem zajistí firma Pražská plynárenská, resp. její dceřiná společnost Teplo pro Prahu, a developerem nové městské čtvrti v nadloží stanice bude Pražská developerská společnost.

Z technického hlediska patří ražená jednolodní stanice Nové Dvory z pohledu integrace geotermálního systému k nejsložitějším na trase D. Předpokládá se energetické využití hlavní lodě stanice, technologických tunelů, výhyben i segmentového ostění přilehlých traťových tunelů. Požadavek na instalaci geotermálního systému bude jako pilotní projekt prvního využití této technologie v České republice součástí zadávací dokumentace pro výstavbu stanice.

1. GEOTERMÁLNÍ ENERGIE Z PODZEMNÍCH STAVEB

Využití geotermální energie pro vytápění a chlazení objektů pomocí tepelných čerpadel země-voda se úspěšně uplatňuje již několik desetiletí, a to jak u akcí malého rozsahu – rodinné domy a vilové objekty, tak u rozsáhlejších staveb a komplexů – administrativní budovy, bytové domy, školy apod. Obzvláště u větších staveb s kombinací nároků jak na topení, tak na chlazení nachází tato technologie stále větší uplatnění. U staveb tunelů je využití geotermální energie méně obvyklé, nicméně v zahraničí lze najít desítky aplikací, kde již byla tato technologie použita a je úspěšně provozována. V České republice se však tato technologie v tunelech doposud nevyužila, přestože přináší řadu výhod. Její nasazení podporuje snaha o využití obnovitelných zdrojů, klimatické změny i aktuální geopolitická situace.

1.1 VÝHODY GEOTERMÁLNÍ ENERGIE

Technologií čerpání geotermální energie z tunelů, resp. obecně ze stavebních konstrukcí v kontaktu s horninovým masivem, lze výrazně snížit náklady na výstavbu geotermálních zařízení. Tepelně

aktivované konstrukce, ke kterým v případě podzemních staveb patří ostění ražených tunelů, základové desky a podzemní stěny hloubených traťových úseků a stanic nebo vrtané piloty pro účely zajištění stability stavebních jam nebo hlubinného založení, jsou nutné z konstrukčních důvodů a mohou být navíc využity jako konstrukce pro čerpání geotermální energie, nebo ukládání zbytkového tepla vzniklého při klimatizování objektů v letních měsících. Tímto způsobem lze s relativně nízkými náklady vytvořit v porovnání s cenově nákladnými geotermálními vrty nesrovnatelně větší plochy pro čerpání i ukládání energie.

V porovnání s dalšími obnovitelnými zdroji energie, jako např. solární a větrnou energií není geotermální energie závislá na počasí nebo ročním období a může tak tyto zdroje vhodně doplňovat. Podzemní stavby jsou zpravidla umístěny tak hluboko pod povrchem, že jejich teplotní ovlivnění situací na povrchu je prakticky zanedbatelné.

I vývoj současné Evropské legislativy, která je promítána v legislativních požadavcích ČR je jasně určen směr dekarbonizace – tedy neustálé snižování emisí produkovaných provozem budov. Dle nové směrnice o energetické náročnosti budov (EPBD IV) se dokonce předepisuje nutnost produkce nulových emisí u všech nových budov, a to již od roku 2028 (veřejný sektor) a 2030 (všechny ostatní). Z tohoto úhlu pohledu jde tedy o „trendy" zdroj, který je zároveň geopoliticky nezávislý, po dlouhá desetiletí udržitelný a schopný dodávat stabilní energii navzdory zájmům nepřátelských mocností a výkyvům cen energií.

Mezi další výhody této technologie patří:

- architektonická „netečnost", primární zdroj je doslova schován v konstrukci, podloží, vrtech apod., na rozdíl od FVE nebo VTE parků a systémů, které veřejnost nevnímá často příliš pozitivně
- primární zdroj neprodukuje žádné emise hluku, světla, infrazvuku apod. opět na rozdíl od výše uvedených OZE
- primární zdroj slouží jak pro vytápění, tak pro chlazení a je možné jej zapojit i do tzv. studené sítě, tj. do systému sdílení energie
- životnost tohoto zdroje je řádu 100+ let, obdobně jako samotná konstrukce tunelového ostění
- systém je mechanicky velmi jednoduchý, s nízkými náklady na údržbu a provoz.

V neposlední řadě může instalace geotermálních zařízení do podzemních staveb zlepšit jejich mediální obraz a pozitivně ovlivnit veřejné mínění, které se zpravidla k výstavbě dopravních staveb staví negativně. Obce v nadloží tunelu mohou získat stabilní zdroj čisté energie relativně nezávislé na výkyvech cen elektřiny nebo plynu a dlouhodobě tak z existence tunelu profitovat.

Vzhledem k výše popsaným výhodám se začínají o využití geotermální energie z podzemních staveb zajímat i významní investoři dopravní infrastruktury v České republice. Konkrétně se jedná o Ředitelství silnic a dálnic, které zadalo technicko–ekonomickou studii pro využití geotermální energie ze silničních a dálničních tunelů ŘSD, a Dopravní podnik hl. m. Prahy, který zadal studii pro využití geotermální energie z tunelů a stanic nové trasy metra D. Tyto studie jsou popsány v dalších kapitolách. (Kap. 2-3)

1.2 PRIMÁRNÍ OKRUH TEPELENÉHO ČERPADLA V TUNELU

Primární okruh v tunelu tvoří systém potrubí pro vedení média integrovaného přímo do stavebních konstrukcí, které jsou v kontaktu s okolním horninovým masivem a systému rozdělovačů a sběračů, který zajišťuje hydraulické napojení jednotlivých okruhů na páteřní potrubí a cirkulaci média v systému. Jeho význam spočívá v tepelné aktivaci konstrukce a horninového masivu, se kterým je v kontaktu, což umožňuje jímání nízkopotenciální energie. V rámci celého geotermálního systému funguje primární okruh jako výměník tepla, kde cirkulující teplonosná kapalina (voda nebo nemrznoucí směs) v zimě teplo ze země odebírá nebo jej tam v létě ukládá. Tímto způsobem se může využít termodynamické setrvačnosti podzemních konstrukcí i horninového masivu k vytvoření „zemního akumulátoru" a efektivnímu vytápění či chlazení objektů v nadloží tunelu nebo technologických objektů sloužících pro provozování tunelu.

Výstavba a umístění primárního okruhu se liší podle použité tunelovací metody. Geotermální energii lze získávat jak z cyklicky nebo kontinuálně ražených tunelů, tak i z hloubených úseků tunelů nebo stanic. Technické řešení se musí přizpůsobit konkrétní tunelovací metodě a postupu výstavby. Přitom je nutné zohlednit způsob zajištění vodonepropustnosti konstrukce. Pokud je u konvenčně ražených tunelů použito vodonepropustné ostění s těsněním pracovních spár mezi bloky betonáže, pak je možné potrubí

upevnit na primární ostění. V případě použití hydroizolační fólie musí být potrubí zpravidla umístěné do sekundárního ostění. Návrh geotermálního systému by měl zajistit, aby primární okruh neprocházel hydroizolační fólií, což by v místě prostupů zvyšovalo riziko vzniku netěsností. Prostupy hydroizolační fólií je sice možné technicky a systémově řešit, celou instalaci by to ovšem značně zkomplikovalo a prodražilo.

Současně je nutné brát v úvahu, že by instalace prvků geotermálního systému měla co nejméně ovlivnit harmonogram výstavby i složitost provádění samotného tunelu. Prodloužení doby výstavby by mělo být minimální. V zahraničí se proto u tunelů bez hydroizolační fólie často používají tzv. energetické absorbéry s potrubím upevněným do geotextilie, které umožňují rychlou plošnou instalaci s upevněním absorbéru přímo na primární ostění.

Jednotlivé absorpční smyčky primárního okruhu jsou vždy svedeny do rozdělovačů a sběračů, které regulují průtok teplonosné kapaliny. Tyto komponenty mohou být umístěny v nikách přímo v ostění tunelu nebo jsou vyvedeny do systémových šachet nebo technologických prostor mimo hlavní tunelovou troubu, což značně usnadňuje údržbu a kontrolu systému. Z těchto míst je poté kapalina pomocí cirkulačních čerpadel vedena páteřním potrubím k samotnému tepelnému čerpadlu.

2. GEOTERMÁLNÍ ENERGIE ZE SILNIČNÍCH A DÁLNIČNÍCH TUNELŮ V ČR

V rámci technicko-ekonomické studie pro využití geotermální energie z tunelů ve správě ŘSD ČR byla zkoumány možnosti zabudování primárního okruhu do ostění nebo do jiných konstrukcí hloubených nebo ražených tunelů. Cílem bylo na dvou konkrétních příkladech hloubeného tunelu Suchdol na úseku 518 Ruzyně – Suchdol na silničním okruhu kolem Prahy a raženého dálničním tunelu Luka na dálnici D3 ukázat možnosti technického řešení primárního okruhu a využití energie včetně ekonomické rozvahy.

Tunel Suchdol délky 1970 m je navržen jako směrově rozdělený, dvoutroubové tunel se třemi jízdními pruhy a odstavným pruhem v každé tunelové troubě o světlé šířce 17 m. Mezi tunelovými troubami se nachází střední tunel sloužící jako vzduchotechnický kanál, kolektor a prostor pro kanalizaci. Celková šířka stropní desky tak činí 43,55 m a co do šířky tak půjde o největší tunel v České republice. Tunel prochází pásem mezi zastavěným územím Starého a Nového Suchdola a vzhledem k malé vzdálenosti od okolních staveb v nadloží ho lze považovat za tunel v intravilánu. Součástí nosné konstrukce tunelu jsou velkoprůměrové piloty, které tvoří pažení stavební jámy a společně s přibetonovanou boční stěnou tunelu zajišťují statickou funkci konstrukce tunelu. Pro geotermální aktivaci ostění se uvažuje základová deska pod tunelovými troubami, velkoprůměrové piloty a stropní deska. Potrubí pro vedení média není zabetonováno do nosných konstrukcí. Stejně tak do konstrukcí tunelu nezasahují ani šachty pro umístění rozdělovačů/sběračů, takže geotermální systém nijak neomezuje provozování tunelu a minimalizuje negativní vliv na harmonogram výstavby. Při aktivaci tunelových konstrukcí v délce cca 1 800 m lze z absorberů umístěných ve velkoprůměrových pilotách očekávat možnou roční dodávku cca 1 900 MWh tepla a 1 200 MWh chladu. Ze základové desky dosahuje vypočtený teoretický roční zisk cca 2 200 MWh tepla a 1 400 MWh chladu. Při aktivaci stropní desky ležící poměrně mělce pod terénem se uvažovalo s konzervativní hodnotou energetické výtěžnosti 13 W/m^2 a možnou dodávkou 3 000 MWh tepla za rok. Podmínkou pro využití geotermální energie z tunelu Suchdol pro objekty v nadloží je vybudování příslušné infrastruktury, což je v porovnání s trvalým využíváním geotermální energie z větší části jednorázová počáteční investice.

Tunel Luka je navržený jako dvoutroubový, směrově rozdělený tunel délky 1 843 m šířkové kategorie T 9,5/100 na dálničním úseku D3 Jílové - Hostěradice. V délce 1500 m je tunel ražený v prostředí vyvřelých hornin s nadložím až 50 m pomocí NRTM, příportálové úseky jsou hloubené. Tunel se nachází v extravilánu. V jeho blízkosti se mimo provozně technologického objektu nenachází žádná další zástavba, ve které by bylo možné získanou geotermální energii využít. Hydroizolační systém tunelu je navržen deštníkový s gravitačním odvedením podzemní vody k portálům. Pro účely modelového příkladu bylo navrženo využití jak hloubeného, tak raženého úseku tunelu v blízkosti portálů s předpokládaným využitím získané energie pouze pro potřeby provozování tunelu.

Prvním úsekem je hloubený tunel u portálu Praha, kde bude potrubí připevněno z vnější strany klenby ostění a překryto zásypem. Potrubí geotermálního systému je z jednotlivých okruhů svedeno do

rozdělovačů a sběračů v systémových šachtách a páteřním potrubím k tepelnému čerpadlu. Hloubený úsek tunelu je u pražského portálu délky 370 m. S ohledem na větší vychlazování prostor blízkých portálu bude prvních cca 25 až 30m bez energetického využití. Potrubí geotermálního systému bude před provedením zásypu upevněno na rub ostění hloubeného tunelu, překryto ochrannou vrstvou a zasypáno v rámci provádění zásypů hloubených úseků tunelů. Maximální délka jednoho hydraulického okruhu primárního výměníku se předpokládá do 200 m. Hydraulické propojení a napojení jednotlivých okruhů na rozdělovače/sběrače bude provedeno v šachtách vybavených armaturami pro uzavření, regulaci, plnění i odvzdušnění. Pro potřeby využití geotermální energie se uvažuje s aktivací obou tunelových trub v délce cca 90 m. Úsek bude rozdělen vždy do deseti okruhů. Při výpočtu bylo uvažováno s bezpečným konzervativním výkonem cca 13 W/m2. V navrženém systému lze uvažovat s dodáním cca 100 MWh/rok tepla a 60 MWh/rok chladu. Vzhledem k tomu, že se jedná o hloubený úsek tunelu s hladinou podzemní vody pod úrovní dna tunelu, nebude v zásypovém materiálu docházet k výraznému proudění podzemní vody. Je proto možné geotermální systém a horninový masiv chápat jako akumulátor energie, do kterého je v letních měsících zbytkové teplo z chlazení ukládáno a v zimních měsících je z něj naopak čerpáno.

Druhý úsek je v ražené části tunelu v blízkosti portálu směrem k městu Tábor. Potrubí jednotlivých hydraulických obvodů se předpokládá připevnit přímo na primární ostění tunelu. K rozdělovačům a sběračům bude vedeno pod drenážním potrubím a průchodem betonovou patkou sekundárního ostění, aby se vyloučily prostupy hydroizolační fólií. Rozdělovače a sběrače budou v tunelu umístěny z boku na ostění do skříní, nebo je možné je z důvodu zmenšení rizika poškození při nárazu vozidla do ostění při dopravní nehodě umístit do speciálně vytvořených nik v sekundárním ostění. Ať už při umístění na ostění nebo v nikách by rozdělovače/sběrače byly zakryty nerezovým poklopem, aby byly splněny nároky na požární bezpečnost a aby se zabránilo neoprávněné manipulaci s ventily hydraulického systému. Od rozdělovačů a sběračů je vedeno páteřní potrubí opět sekundárním ostěním. Je zabetonované, takže lze využít potrubí z plastového materiálu. Páteřní potrubí je vždy dovedeno tunelem k portálu, poté je vedeno pod úrovní terénu v nezámrzné hloubce k tepelným čerpadlům.

2.1 VYUŽITÍ GEOTERMÁLNÍ ENERGIE

Získaná energie nachází uplatnění především z hlediska úspory provozních nákladů spojených vytápěním nebo chlazením provozně technologických objektů (PTO), kde je možné jí využívat pro vytápění a chlazení prostor s citlivou elektronikou řídícího systému tunelu a rozvodnami. Další významnou možností je temperování trvale zavodněného potrubí požárních vodovodů, které jsou běžně umístěny pod chodníky tunelů a vyžadují ohřev, aby se zabránilo jejich zamrznutí. Vzhledem k ohřevu požární vody pomocí tepelného čerpadla je možné snížit náklady na její ohřívání přibližně na jednu čtvrtinu.

Kromě vnitřní potřeby tunelu lze energii dodávat také externím spotřebitelům v blízkém okolí, jako jsou školy, úřady nebo nové developerské projekty. Moderním a výhodným konceptem je vytvoření takzvaných studených energetických sítí (5GDHC), které pracují s nízkými teplotami a umožňují decentralizované sdílení energie mezi objekty. V portálových úsecích nebo na navazujících mostech může geotermie sloužit také k vyhřívání vozovek, což zvyšuje bezpečnost provozu eliminací náledí.

2.2 ZÁVĚRY STUDIE

Výsledky technicko-ekonomické studie ukazují, že využití geotermální energie pro provozně technologické objekty (PTO) je výhodná při porovnání s tepelnými čerpadly čerpajícími tepelnou energii ze vzduchu, pokud se uvažuje delší investiční horizont. Prostá doba návratnosti geotermálního systému se pohybuje okolo 15 let. I když jsou počáteční investiční náklady na systém s tepelným čerpadlem země-voda přibližně šestkrát vyšší než u systému vzduch-vzduch, díky vysokému sezónnímu topnému faktoru (SCOP až 5,0) jsou následné provozní náklady o více než 60 % nižší. Tato úspora je klíčovým faktorem, který v dlouhodobém horizontu ospravedlňuje vyšší vstupní investici.

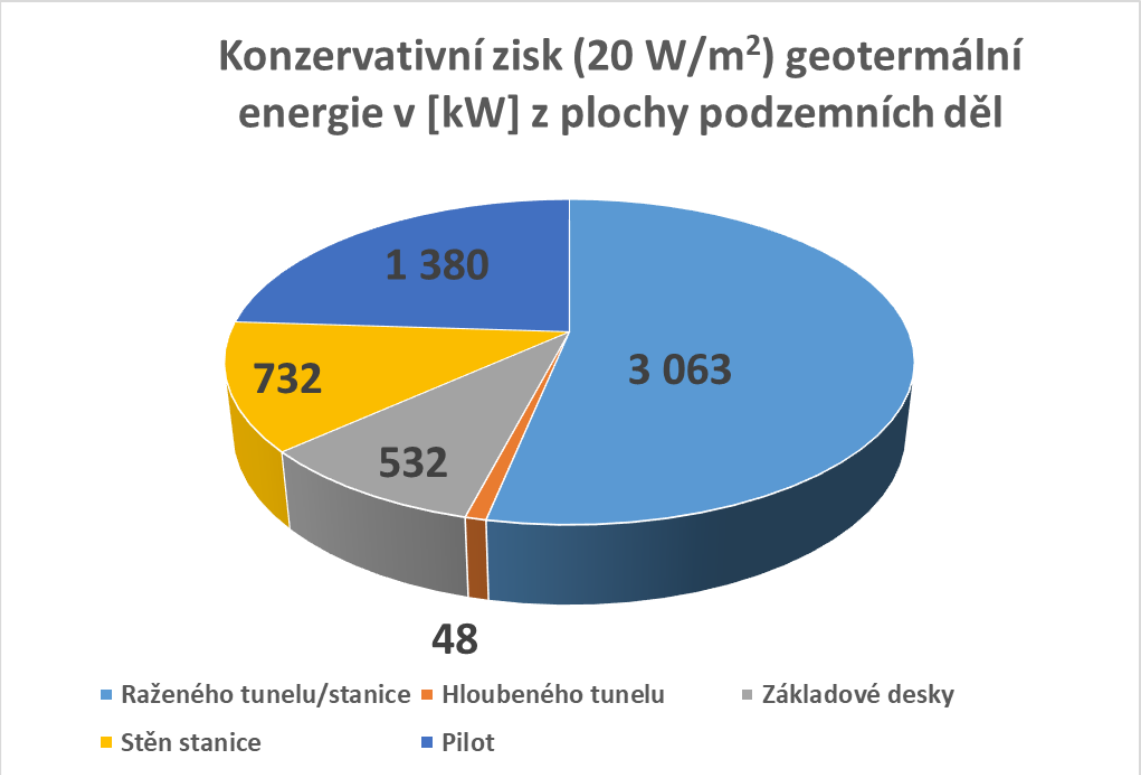
3. GEOTERMÁLNÍ ENERGIE ZE STANICE METRA D NOVÉ DVORY

3.1 STUDIE

Prvním krokem pro projekt geotermie ve stanici Nové Dvory byla studie využití geotermální energie Metra I. D zadaná magistrátem hl. m. Prahy. Motivací byl Klimatický plán hl. m. Prahy do roku 2030, jehož jedním z klíčových pilířů je využívání vysoce účinných tepelných čerpadel, která nahrazují klasické spalovací zdroje tepla nebo soustavy závislé na fosilních palivech. Realizace těchto energetických systémů v rámci metra je navíc v souladu s požadavky Taxonomie EU, jelikož tato zařízení dokáží vyrábět užitečnou energii s měrnými emisemi CO2 do 100 kg na 1 MWh. Tento ekologický přístup zároveň odpovídá rostoucím nárokům na standardy ESG, které jsou dnes prioritou pro institucionální investory při realizaci nových nebytových staveb.

Z hlediska ekonomické efektivity byl hlavním impulsem fakt, že u metra zcela odpadá nutnost provádět nákladné vrtací či výkopové práce pro umístění primárního okruhu tepelného čerpadla. Navíc v okolí budoucích stanic metra D má vzniknout rozsáhlá nadzemní zástavba, která by mohla energii z metra využít, a proto bylo vhodné prověřit, jak významným energetickým zdrojem může být trasa metra.

Hlavním předmětem studie je posouzení energetického potenciálu části trasy pražského Metra I.D, konkrétně úseku od stanice Olbrachtova až po Depo Písnice za účelem jímání nízkopotenciálního zemského tepla pomocí tepelných čerpadel. Studie byla zpracována na základě odborných odhadů využívajících dostupnou literaturu a stávající projektovou dokumentaci z let 2014 a 2019, jelikož dosavadní geotechnické průzkumy nebyly zaměřeny na parametry pro získávání geotermální energie.



Obrázek 1: Rozdělení teoretického zisku geotermální energie pro hodnotu 20 W/m2 na úseku metra I.D

3.2 VOLBA LOKACE PRO JÍMÁNÍ GEOTERMÁLNÍ ENERGIE

Studie uvažovala o tepelné aktivaci širokého spektra konstrukčních prvků, které jsou v přímém kontaktu s horninovým masivem nebo zeminou. Jednalo se o tyto prvky: Ostění ražených tunelů, hloubených tunelů a stanic, základové desky hloubených stanic a piloty sloužící pro dočasné zajištění stavebních jam. Kromě těchto konstrukcí studie zmiňuje i možnost využití zbytkového tepla z odpadního vzduchu ve větracích šachtách (výduších).

Byl proveden výpočet energetického potenciálu pro jednotlivé stanice a mezistaniční úseky metra. Při jednotném předpokládaném zisku 20 W/m^2 stanoveného na základě empirických zkušeností z jiných staveb, činí celkový teoretický výkon pro celou sledovanou trasu cca 5,5 MW.

Po dokončení studie byla vedena diskuze nad možnostmi využití geotermální energie pro budoucí nadzemní zástavbu (bytové domy, administrativní budovy, školy). Nakonec byla vybrána pro výstavbu geotermálního zařízení stanice Nové Dvory. Důvodem k tomu byl fakt, že plánovaná výstavba v okolí stanice má být realizována městskou společností PDS (Pražská Developerská Společnost), bylo by tedy možné snáze najít shodu o vhodné formě spolupráce. V zájmovém území má být v několika objektech vybudováno více než 100 tis. m^2 ploch.

Stanice Nové Dvory je velkou technickou výzvou. Jedná se o jednolodní raženou podzemní stanici s eskalátorem vstupujícím do středu lodi, což dělá ze stanice jednu z nejkomplikovanějších podzemních staveb v České republice. Pro představu: Výška klenby v křížení s eskalátorovým tunelem dosahuje přibližně 24 m. Vzhledem ke komplikovanosti výstavby stanice je komplikovaná i výstavba geotermálního zařízení. Kdyby se zvolila pro aplikaci geotermie hloubená stanice, dalo by se pro výstavbu primárního okruhu využít technologií, které se běžně využívají i v pozemních stavbách, energeticky aktivované podzemní stěny nebo energeticky aktivované piloty. Nicméně jako rozhodující pro volbu lokace se ukázala synergie tří pražských společností, respektive Dopravního podniku hl. m. Prahy (DPP), Pražské developerské společnosti (PDS) a Tepla pro Prahu.

Dopravní podnik hl. m. Prahy (DPP) jako vlastník infrastruktury metra umožňuje přímou integraci energetických absorbérů do konstrukcí budoucích tunelů a stanic. Pražská developerská společnost (PDS) připravuje v okolí stanice rozsáhlou nadzemní výstavbu, která bude hlavním odběratelem získaného tepla a chladu. Včasná koordinace se záměrem výstavby geotermálního zařízení umožňuje navrhnout budovy již od fáze studie tak, aby byly ideálně přizpůsobeny pro nízkoteplotní vytápění a chlazení pomocí tepelných čerpadel.

Jako správce geotermálního systému na Nových Dvorech bude pravděpodobně energetická distribuční společnost Teplo pro Prahu. Role správce zahrnuje:

- Provoz a údržbu: Správce odpovídá za chod tepelných čerpadel a pravidelnou kontrolu primárního okruhu včetně rozdělovačů a sběračů.
- Distribuce energie: Správce je zodpovědný za distribuci energie v nadzemní části geotermálního systému. Prodává energii koncovým spotřebitelům v nadzemní zástavbě, zajišťuje smluvní vztahy.
- Optimalizace: Správce musí sledovat energetickou bilanci systému (poměr mezi odběrem tepla v zimě a ukládáním tepla při chlazení v létě), aby nedošlo k tepelnému vyčerpání či „vymrazení“ horninového masivu.

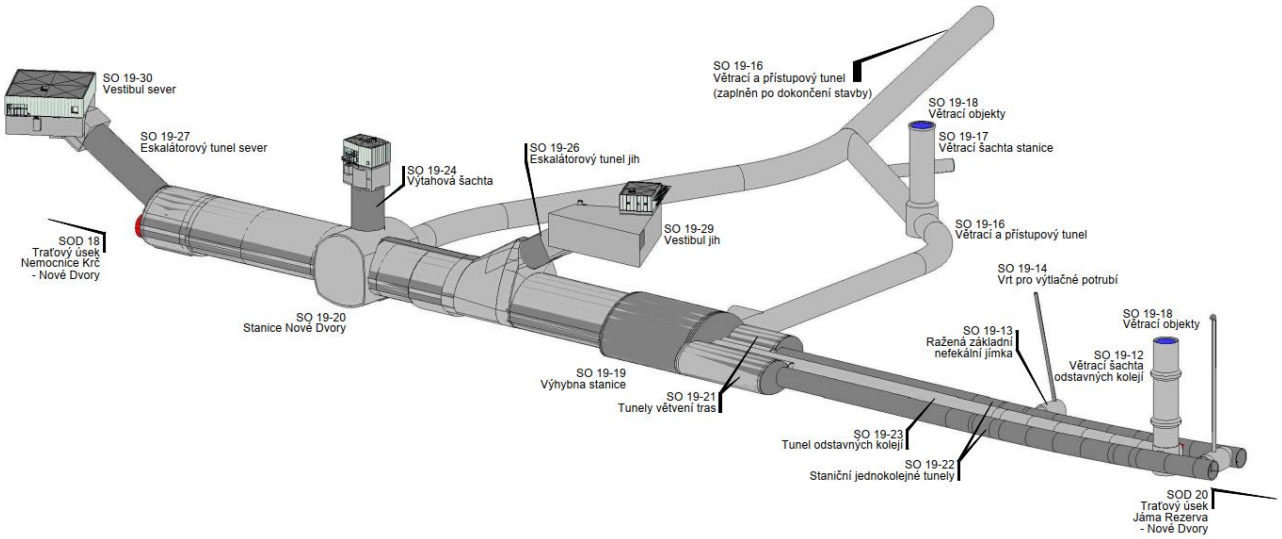
Díky tomu, že jsou všechny tyto subjekty kontrolovány hlavním městem Prahou, je mnohem snazší najít shodu na technickém řešení a majetkoprávních vztazích.

3.3 PROJEKTOVÁNÍ VE FÁZI ZADÁVACÍ DOKUMENTACE

3.3.1 Technické výzvy

Projektové práce se od začátku potýkaly s řadou výzev. Problémem byl fakt, že projekt geotermie byl zahrnut do projektování výstavby metra I.D později, což působilo potíže v koordinaci. Muselo se dodatečně řešit umístění absorbérů, páteřního potrubí, rozdělovačů a sběračů.

Kromě této koordinace v podzemí bylo současně nutné řešit koordinaci i s nadzemní částí. Klíčové bylo najít prostor, kudy vyvést páteřní potrubí z podzemí, a současně uspokojit požadavky pro nadzemní zástavbu. Nakonec byl určen bod napojení na nadzemní část umístěn do šachty pro inženýrské sítě přilehlé k objektu „Vestibul jih“. Tam bude dočasně provizorně zakončeno páteřní potrubí, než dojde k výstavbě nadzemních objektů a napojení nadzemní části geotermálního systému.



Obrázek 2: Schéma objektů stanice metra D Nové Dvory

Dalším problémem bylo umístění jímacího potrubí (výměníků tepla) v ostění v části ražené NRTM. Hydroizolační systém stanice, který je typu „ponorka“ a představuje plnou tlakovou izolaci obepínající celý obvod tunelu, vyvstává zásadní technický problém s prostupy potrubí skrze hydroizolační fólii. Z tohoto důvodu se nakonec přistoupilo k připevnění jímacího potrubí přímo k výztuži sekundárního ostění. Toto řešení je považováno za nejvhodnější, protože nenarušuje integritu hydroizolace a nevyžaduje žádné zásahy do fólie. Potrubí se instaluje k vnější rozdělovací výztuži na straně rubu ostění, čímž zůstává bezpečně uvnitř vodotěsné obálky.

I když je toto umístění v betonu mimo přímý kontakt s podzemní vodou za fólií a je z hlediska přestupu tepla o něco méně výhodné, zcela eliminuje technologicky náročné a rizikové detaily prostupů. Přestože montáž na výztuž může být pracnější kvůli nutnosti vyplétat potrubí mezi armovacími rámy, zajišťuje bezpečné řešení proti průsakům pod hladinou podzemní vody.

Zároveň jímací potrubí o průměru 20 mm tvoří zanedbatelnou plochu v betonovém průřezu sekundárního ostění, a proto není nutné ho zohlednit ve statickém výpočtu. Pochybnosti byly ohledně splnění požadavku na krycí vrstvu. Zde však nutno zvážit, že potrubí je vedeno s roztečí cca 300 mm a dochází pouze k lokálnímu narušení krycí vrstvy výztuže. Navíc bylo při podrobnější analýze zjištěno, že krycí vrstva ve stanici je naprojektována s rezervou a umístění potrubí tedy nezpůsobí narušení krycí vrstvy ani lokálně.

Výzvou také bylo najít prostor pro umístění rozdělovačů a sběračů, kde se sbíhají jednotlivé okruhy potrubí. Sběrače a rozdělovače jsou umístěny ve stanici v nikách sekundárního ostění schovaných za obklady stanice a v mezitraťovém tunelu v podkladním betonu mezi kolejnicemi. Standardní niky budou o rozměru 1000 × 1000 × hloubka min. 120 mm. Niky budou následně přikryty děrovaným nerezovým plechem tloušťky minimálně 0,7 mm, který bude sloužit jako ochrana proti neoprávněnému přístupu k rozdělovačům a sběračům a manipulaci s tímto zařízením.

V neposlední řadě jsou vzhledem k charakteru metra na systém kladeny vysoké nároky na požární bezpečnost. Zatímco primární okruh zabetonovaný v ostění nepředstavuje riziko, viditelné prvky jako rozdělovače musí být vyrobeny z nehořlavých materiálů (nerezová ocel, mosaz) nebo být opatřeny protipožárními kryty s předepsanou odolností. Výhodou je vedení páteřního potrubí přímo v konstrukci ostění, kde je chráněno před přímým ohněm a může být vyrobeno z běžných plastů, čímž se snižují investiční náklady oproti nerezovým rozvodům.

3.3.2 Technické řešení

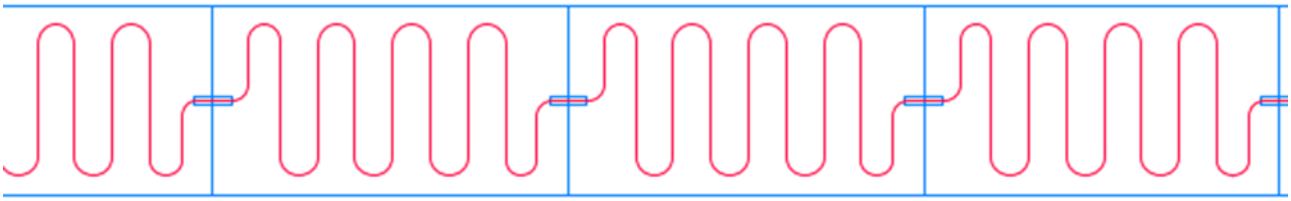
Technické řešení primárního okruhu pro jímání geotermální energie zahrnuje instalaci potrubních absorbérů přímo do betonových konstrukcí metra. Systém je navržen jako uzavřený okruh, ve kterém cirkuluje teplonosné médium (demineralizovaná voda), jež se při průtoku ostěním ohřívá nebo ochlazuje. Pro vytvoření jímacích výměníků se používá potrubí z materiálu PEXa o dimenzi ⌀20 x 2,0 mm,

s předpokládanou životností srovnatelnou např. s životností hydroizolační fólie stanice. Potrubí je v konstrukcích ukládáno ve smyčkách s osovou roztečí přibližně 300 mm. Jednotlivé okruhy jsou napojeny na systémové rozdělovače a sběrače, buď přímo přes svěrné šroubení, nebo pomocí nerezových vlnovců. Tyto rozdělovače a sběrače umožňují automatickou regulaci průtoku pro každou smyčku.

Jímací potrubí je umístěno v sekundárním ostění objektů stanice ražených NRTM a v navazujících úsecích traťových tunelů ražených pomocí TBM.

V úsecích ražených konvenční metodou NRTM je jímací potrubí instalováno přímo do sekundárního monolitického ostění v horní i spodní klenbě. Je umístěno jak v hlavní lodi stanice, tak i v dalších objektech jako je výhybna stanice či větrací tunel. Nevhodná místa v ostění pro umístění potrubí jsou kvůli náročnosti vynechána (čelní stěny, křížení objektů).

U traťových tunelů realizovaných pomocí tunelovacích strojů TBM je jímací potrubí integrováno do prefabrikovaného segmentového ostění, přičemž jeden prstenec tvoří jeden ucelený jímací okruh. Absorbéry se do těchto segmentů vkládají již během jejich výroby, kde se bodově připevňují k hlavní nosné výztuži na vnějším líci tak, aby zůstala zachována krycí vrstva betonu. Pro následné propojování potrubí jsou segmenty vybaveny speciálními spojovacími nikami, které jsou umístěny na vnitřním líci ostění. Po osazení segmentů v tunelu se potrubí v těchto nikách vzájemně propojí a na dně ostění se vyvede směrem k rozdělovači a sběrači skrze kolejový beton. Celý technologický proces je v závěrečné fázi výstavby dokončen vyplněním spojovacích nik betonovou stěrkou.



Obrázek 3: Schéma jímacího potrubí na rozvinutém prstenci segmentového ostění

3.4 VÝHLED DO BUDOUCNA

Projekt výstavby geotermálního zařízení ve stanici metra D Nové Dvory není v době psaní tohoto článku se zhotovitelem smluvně zajištěn. V plánu je ho přidat ke smlouvě na výstavbu metra jako dodatek, což znamená, že samotný projekt výstavby geotermálního zařízení neprojde veřejnou soutěží.

Vzhledem k probíhajícím soudním sporům není známo, kdy dojde k zahájení výstavby geotermálního zařízení ani k výstavbě samotné stanice Nové Dvory.

Po dokončení podzemní části geotermie bude vytvořena energetická studená síť, k níž budou připojeny i další zdroje energie. Vnikající nadzemní zástavba bude ke studené síti postupně připojována. Předpokládá se, že geotermální energie z metra dodá cca 0,45 MW zdrojového výkonu. Součástí provozu bude i monitoring, zejména monitoring teplot, který nastaví optimální provoz geotermálního systému a zamezení nežádoucích stavů jako je vysrážení vzdušné vlhkosti na povrchu ostění nebo „vymrazení“ horninového masivu. Konkrétní a reálné energetické pokrytí tímto zdrojem tak bude možné vyhodnotit až po prvních letech provozu. Zahraniční zkušenosti s provozem těchto systémů již ovšem existují a jsou velmi pozitivní.

4. ZÁVĚR

Pilotní projekt stanice Nové Dvory na nové trase metra D potvrdil, že i v technicky nejnáročnějších podmínkách ražených podzemních děl lze úspěšně integrovat jímací systémy do monolitického ostění či prefabrikovaných tybinků, aniž by byla narušena integrita hydroizolace, snížena požární bezpečnost nebo docházelo k nepřiměřeným dodatečným opatřením, které by prodražily samotnou stavbu. Rozhodujícím faktorem pro projekt se ukázala synergie pražských městských společností DPP, PDS a Teplo pro Prahu, která umožňuje efektivní koordinaci mezi zdrojem energie v podzemí a budoucí nadzemní zástavbou.

Autoři věří v pokračování projektu jeho realizací a následným provozem. Pokud se tak stane, bude se jednat nejenom o první aplikaci využití geotermální energie z tunelů v České republice, ale půjde i o unikátní projekt co do rozsahu a komplikovanosti. Úspěšná realizace tohoto projektu tak otevře cestu pro širší uplatnění geotermie v dalších plánovaných silničních, dálničních i železničních podzemních stavbách po celé České republice.

Geotermální energie najde uplatnění zejména v městských tunelech, ze kterých lze dodávat geotermální energii do okolních budov a plně využít možný energetický zisk tunelu. Jde o inovativní řešení vytápění a chlazení budov, které přispívá k plnění klimatických cílů a ke geopolitické nezávislosti na zahraničních zdrojích energie. Zároveň může využití geotermální energie zvýšit akceptovatelnost tunelových staveb u široké veřejnosti. Jak ukázala studie zpracovaná pro ŘSD, další využití energie může být v samotných tunelech, čímž lze dosáhnout úspor provozních nákladů tunelů.

Pro zavedení této v České republice nové technologie bude nutné nejen zvládnou všechna úskalí technického řešení, ale i neméně důležitou a pro většinu lidí přirozenou nedůvěru ve vše nové a nalézt v oboru dostatek entuziastů, kteří budou chtít prosazení této myšlenky věnovat svou energii a čas.

Ing. Libor Mařík
Sagasta s.r.o.
libor.marik@sagasta.cz

Ing. Jáchym Hobza
Sagasta s.r.o.
jachym.hobza@sagasta.cz

Ing. Pavel Dědina
Gerotop spol. s.r.o.
p.dedina@gerotop.cz

IMPLEMENTACE GEOLOGICKÝCH MODELŮ A GEOVĚDNÍCH DAT DO BIM PROJEKTŮ

Z. Rudovský
České vysoké učení technické v Praze
J. Franěk
Česká geologická služba

ABSTRAKT: Od 1. 1. 2027 bude BIM povinný pro všechny nadlimitní veřejné stavební zakázky v ČR. Jeho klíčovou součástí je digitální informační model stavby založený na standardu ISO 16739 (IFC), který však dosud systematicky nepokrývá geologické informace. Přesto jsou právě tyto informace zásadní zejména pro rozsáhlé a podzemní stavby. V posledních letech jsme proto vyvíjeli postupy pro integraci prostorových geologických dat do IFC modelů na několika konkrétních lokalitách. Přínosem je standardizace geologických objektů a jejich snadná kombinovatelnost s IFC modely ostatních profesí v BIM prostředí. Tím se zlepšuje kvalita návrhu, plánování i řízení rizik a snižují se náklady během průzkumu i výstavby staveb. Typickým příkladem využití navrženého přístupu nejsou jen dopravní tunely a další liniové stavby, ale také aktuálně intenzivně řešené jaderné elektrárny nebo hlubinné úložiště vysoce radioaktivních odpadů.

1. ÚVOD: BIM JAKO DATOVĚ ORIENTOVANÁ SPRÁVA STAVEBNÍCH INFORMACÍ

BIM (Building Information Modelling) je v odborném pojetí chápán nikoli jako tvorba 3D modelu, ale jako systém řízení informací o stavebním díle napříč jeho životním cyklem, typicky v návaznosti na procesy definované sérií ISO 19650. BIM předpokládá, že data vznikají v projektové přípravě, průběžně se validují při realizaci a následně se využívají při správě a provozu objektů. Rozhodující podmínkou tohoto přístupu je formalizovaná struktura dat a jejich sdílení v prostředí umožňujícím jednoznačnou interpretaci napříč profesemi.

V České republice je BIM současně institucionalizován jako nástroj pro zvyšování efektivity veřejných investic. Informace o účinnosti zákonného rámce od 1. 1. 2027 jsou uvedeny ve zdrojích veřejné správy a souvisejících informačních portálech (Zákon o správě informací o stavbě 2025, Zákon o správě informací o stavbě a vystavěném prostředí 2025). To zásadně zvyšuje nároky na standardizaci datových struktur nejen pro „klasické“ stavební profese, ale i pro disciplíny, které ovlivňují návrh, bezpečnost a provozní spolehlivost staveb – například geologii a geotechniku.

2. DiMS: ZÁKLADNÍ DATOVÝ ZDROJ BIM A POŽADAVKY NA NĚJ

V české terminologii je podstatnou složkou BIM Digitální model stavby (DiMS), který „propojuje grafické i negrafické informace“ a představuje digitální zobrazení prostorového uspořádání a vybraných vlastností stavby a jejích prvků (KoncepceBIM.gov.cz). Pro účely mezioborové koordinace a následné správy objektů je kritické, aby tento model nebyl redukován na geometrii, ale nesl také:

- jednoznačnou identifikaci objektů a jejich vztahů,
- vlastnosti (včetně datových typů a fyzikálních jednotek),
- metadata o původu a kvalitě dat,
- vazby na dokumentaci.

V případě staveb s významným vlivem podloží (hlubinné založení, liniové stavby, podzemní díla) se tyto požadavky přirozeně rozšiřují i na horninové prostředí. Pokud je geologická informace vedena mimo DiMS/DIMS, projekt se vrací k dokumentově orientované praxi, kde se 3D poznatky redukují na 2D řezy a textové interpretace, což zhoršuje reprodukovatelnost analýz, řízení změn a integraci informací.

3. OTEVŘENÝ STANDARD IFC (ISO 16739) A HRANICE SOUČASNÉ PODPORY GEOVĚDNÍCH DAT

Standard ISO 16739 definuje IFC jako otevřený mezinárodní formát pro výměnu BIM dat mezi softwarovými

aplikacemi (ISO 16739-1, 2024). Jeho přínos spočívá v tom, že umožňuje přenášet objektově orientovaná data včetně vlastností a vztahů, a tím podporuje interoperabilitu a dlouhodobou udržitelnost dat.

Je však nutné přesně rozlišit dvě roviny „pokrytí“ geologie v IFC:

Existence základních entit: IFC 4.3 zahrnuje prvky pro geotechnické/geologické koncepty, např. buildingSMART (IFC 4.3 dokumentace. IfcGeotechnicalStratum IfcGeoslice.). Dále se objevují nadřazené koncepty typu IfcGeoScienceElement jako rámec pro geotechnické a geologické entity (buildingSMART Technical. IfcGeoScienceElement (geotechnické a geologické koncepty). Aktuálně dostupné sw. nástroje však často nemají plně integrovanou nejnovější verzi IFC 4.3, a tedy neobsahují ani tyto základní geologické koncepty.

- Schopnost standardizovat komplexní 3D geologické modely: samotná přítomnost entit neřeší jednotnou metodiku, datové šablony, konzistentní parametrizaci, vazby na vstupní měření (vrty, profily) ani reprezentaci např. objemových nebo voxelových modelů v míře, která by umožnila spolehlivou výměnu dat bez ztrát mezi různými nástroji. V oblasti podzemního stavitelství se navíc ukazuje, že i při „sémantické dostatečnosti“ IFC je pro dosažení interoperability nezbytné implementační vodítko (implementation guide) (HUYMAJER, M. et al. 2024).

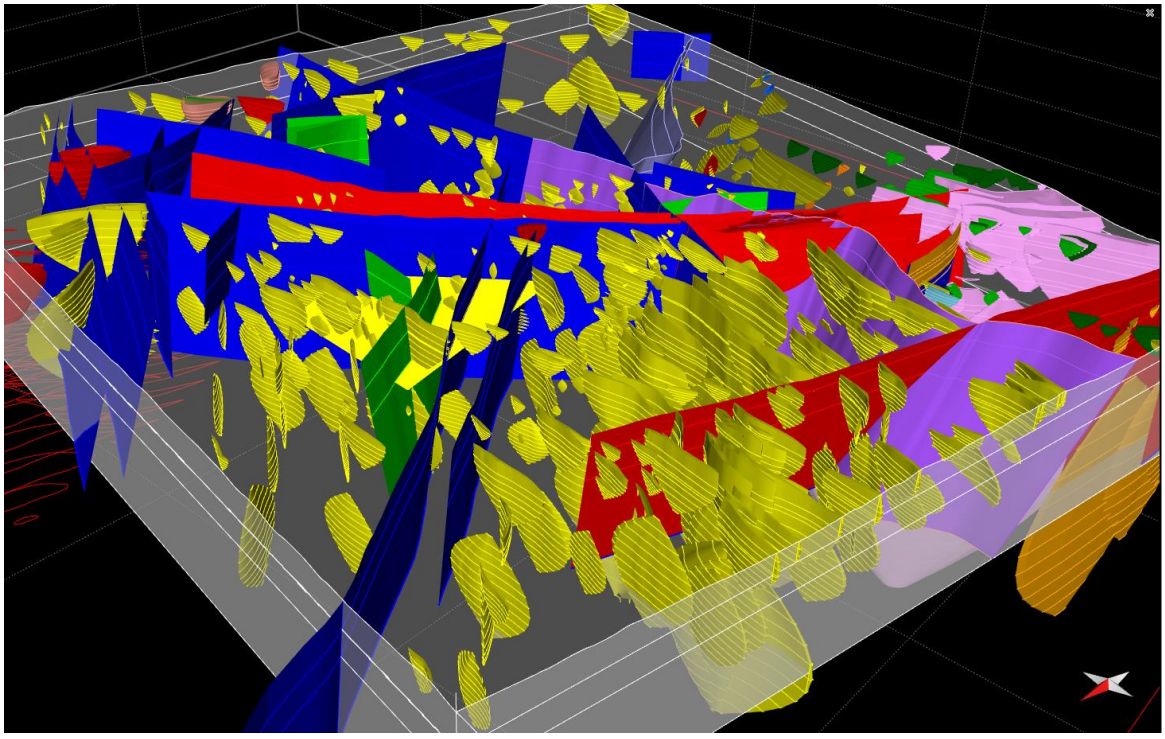
Z toho plyne, že praktické nasazení IFC pro geologii vyžaduje dodatkovou standardizaci: definici objektových typů, vlastností, vazeb a pravidel reprezentace, která budou mezi nástroji interpretována shodně.

4. PROBLÉM INTEROPERABILITY: PROPRIETÁRNÍ MODELY, ZTRÁTA VÝZNAMU A „2D DEGRADACE“

Geologické a geotechnické modely podloží tradičně vznikají ve specializovaných (často proprietárních) prostředích (Obr. 1) a jejich výměna bývá realizována exporty do různých „meziformátů“. Tento proces vede ke třem typickým ztrátám:

- Geometrická ztráta (generalizace, triangulace bez topologie, rozpad objemů na povrchy),
- Sémantická ztráta (ztráta významu objektu: jednotka/struktura/hranice → „bezejmenná síť“),
- Informační ztráta (atributy, parametry, nejistoty, metadata původu dat).

V krajních případech je 3D informace předávána pouze prostřednictvím 2D řezů, což výrazně omezuje možnost kombinovat geovědní data s ostatními profesními modely. V BIM prostředí se tak geologie stává „externím dokumentem“, nikoli datovou vrstvou, se kterou lze aktivně pracovat – provádět dotazy, automatické kontroly či variantní analýzy apod.

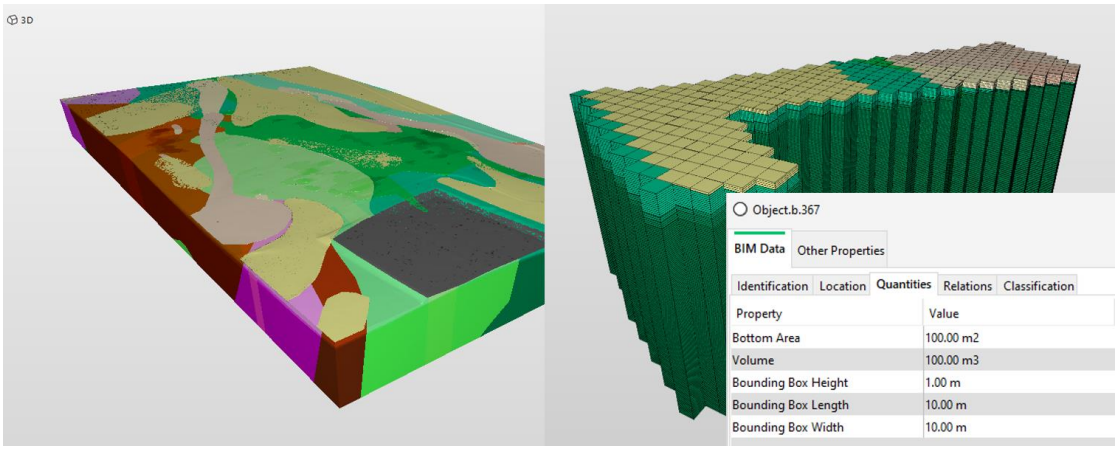


Obrázek 1: Příklad nativního geologického modelu ve specializovaném sw., který není možné efektivně sdílet s ostatními profesemi.

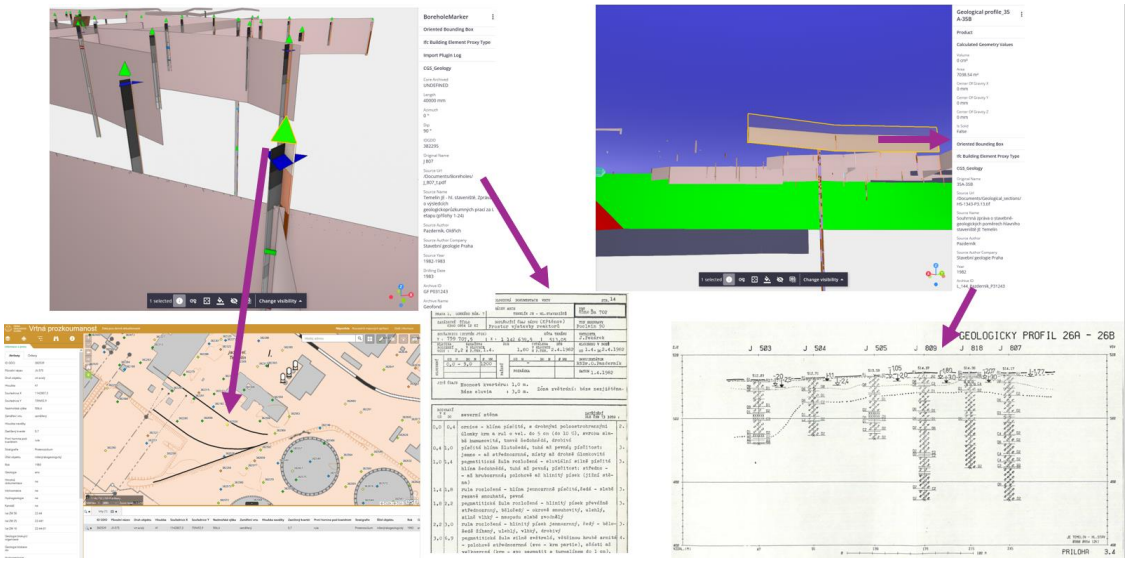
5. NÁVRH ROZŠÍŘENÍ: STANDARDIZOVANÉ GEOLOGICKÉ OBJEKTY V IFC

Předmětem navrhovaného přístupu je doplnění a sjednocení geologických IFC objektů tak, aby bylo možné integrovat geologickou vrstvu do DiMS/DIMS jako rovnocennou část BIM (ISO 16739-1, 2024; ISO 19650-1, 2019). Koncepčně se námi navržený geologický IFC model skládá z těchto komponent:

- Objemové modely litostratigrafických jednotek / kvazihomogenních celků (Obr. 2). Tyto jsou tvořeny nepravidelnými a geometricky velmi komplikovanými meshi. Reprezentují základní 3D kontext horninového prostředí. Klíčové je zachování identity geologických jednotek, jejich hranic a vazeb na interpretaci a klasifikaci.
- Voxelizovaná geologická tělesa (Obr. 2). Tato umožňují reprezentaci prostorově proměnných parametrů (např. pevnost, propustnost, stupně zvětrání, rizikové indexy) diskrétním způsobem a podporují napojení na numerické a pravděpodobnostní analýzy. Vzhledem k nutné diskretizaci však zjednodušují původní tvary geologických těles.
- Planární geologické objekty (Obr. 3). Tyto zahrnují diskontinuity a rozhraní (zlomy, puklinové systémy), hladiny podzemní vody apod. V IFC 4.3 lze na tyto potřeby částečně navazovat přes geotechnické/geologické entity (např. IfcGeoslice pro řezy; IfcGeotechnicalStratum pro vrstvy), avšak pro 3D praxi je rozhodující sjednotit pravidla geometrické reprezentace a vazby na parametry (IFC 4.3 dokumentace-IfcGeotechnicalStratum; IfcGeoslice) .
- Vstupní geovědní data (Obr. 3). Vrty, geofyzikální profily a další průzkumy musí být součástí modelu. Tím se posiluje auditovatelnost a možnost průběžné aktualizace modelu při nových zjištěních.



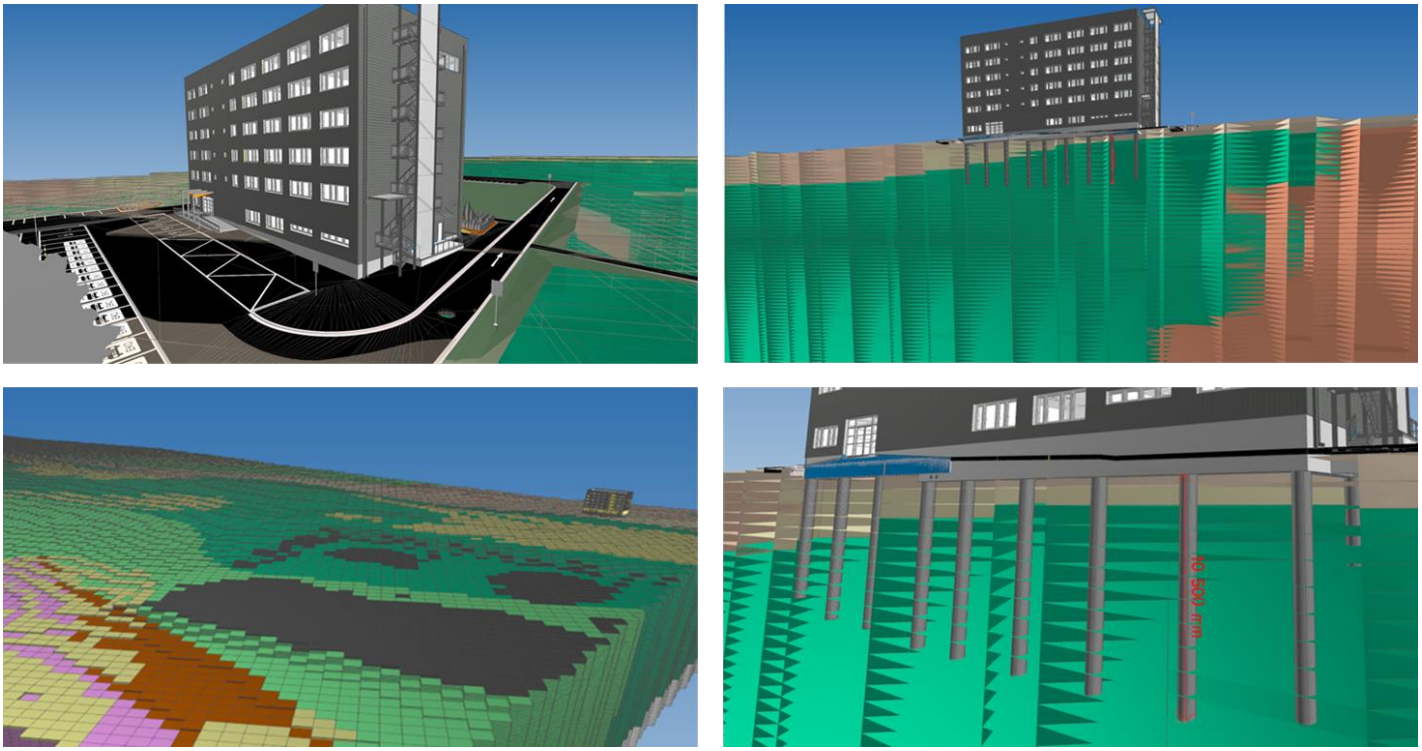
Obrázek 2: Výsledné DIMS představující objemové modely litostratigrafických jednotek / kvazihomogenních celků (vlevo) a detail jejich voxelizovaného ekvivalentu (vpravo) V případě voxelů je uvedena tabulka základních geometrických parametrů 1 voxelu.



Obrázek 3: Reprezentace vrtů (vlevo) a geovědních vertikálních řezů (vpravo) spolu s křehkými geologickými strukturami a modelem hladiny podzemní vody. Oba typy objektů obsahují množství negrafických informací, které kromě jejich klasifikace a referencí zahrnují aktivní cesty ke skenům originálních průzkumných zpráv, případně také webové linky do veřejně přístupných archivů.

Námi navržená standardizace se zaměřuje na datové struktury a negrafické informace (parametry, názvy, typy, vztahy, jednotky, hierarchie) tak, aby geologická data byla v BIM nástrojích „čitelná“ analogicky k objektům ostatních profesí, tedy filtrovatelná, dotazovatelná, verzovatelná a kombinovatelná napříč disciplínami (ISO 16739-1, 2024; ISO 19650-1, 2019) .

6. DISKUSE: DOPADY NA KOORDINACI PROFESÍ, ŘÍZENÍ RIZIK A EKONOMIKU PROJEKTU



Obrázek 4: Optimalizace umístění administrativní budovy vzhledem k horninovému podloží – voxelizovaná geologická tělesa doplněná o negrafické informace (geotechnické parametry), kombinovaná s návrhem administrativní budovy (architektonicko-stavební model)

Integrace geologického IFC do společného BIM prostředí (Obr. 4) vytváří předpoklady pro:

- mezioborovou konzistenci: geotechnika, zakládání, statika či podzemní stavitelství pracují s týmž referenčním geologickým modelem místo paralelních interpretací,
- rychlejší řízení změn: nové průzkumné údaje lze promítnout do datového modelu a transparentně posoudit dopady na návrh a harmonogram,
- snížení geologických/geotechnických rizik: rizikové zóny lze explicitně mapovat do 3D a vázat na konstrukční prvky a technologické postupy,
- lepší interoperabilitu: IFC jako otevřený standard snižuje závislost na proprietárních formátech a podporuje dlouhodobé uchování dat (ISO 16739-1, 2024).
- efektivnější řízení nejen výstavby, ale i dlouhodobého provozu a ukončení (demontáže) staveb

Současně je nutné realisticky přiznat, že samotné „IFC entity“ nestačí: dosavadní zkušenosti ukazují potřebu implementačních pravidel pro dosažení opakovatelné interoperability (HUYMAJER, M. et al. 2024). V geologii je tento požadavek ještě silnější kvůli heterogenitě dat, částečné absenci norem, nejistotám a různým typům reprezentace (povrchová, objemová, voxelová).

Závěr

Účinnost českého zákonného rámce pro správu informací o stavbě od 1. 1. 2027 (Zákon o správě informací o stavbě 2025, Zákon o správě informací o stavbě a vystavěném prostředí 2025) vytváří tlak na prakticky proveditelnou standardizaci informací i mimo tradiční stavební profese. Přestože IFC (ISO 16739) poskytuje robustní rámec pro otevřenou výměnu informací (ISO 16739-1, 2024) , geologické objekty vyžadují doplnění o konzistentní objektové typy, parametry, vazby a pravidla reprezentace, aby bylo možné bezeztrátově integrovat 3D geologické modely do DiMS/DIMS (KoncepceBIM.gov.cz 2026; HUYMAJER, M. et al. 2024). Standardizované geologické IFC objekty (objemy jednotek, voxely, planární

struktury a vstupní data) představují cestu k tomu, aby horninové prostředí bylo sdílenou, dotazovatelnou a verzovatelnou součástí projektové dokumentace. Tím se zvyšuje kvalita koordinace, snižují rizika a podporuje ekonomická efektivita projektu v celém jeho životním cyklu (ISO 16739-1, 2024; ISO 19650-1, 2019; HUYMAJER, M. et al. 2024). Typickým příkladem využití navrženého přístupu nejsou jen dopravní tunely a další liniové stavby, ale také aktuálně intenzivně řešené jaderné elektrárny nebo hlubinné úložiště vysoce radioaktivních odpadů a související výzkumné a vývojové práce, které v současnosti probíhají např. v podzemní laboratoři Josef (CEG ČVUT).

7. PODĚKOVÁNÍ

Autoři děkují ČEZ a.s. vč. dceřiných společností, jmenovitě pak zejména P. Beierovi, P. Hejnému, J. Štabrňákovi a A. Podojilovi za koordinaci prací spojených s rozvojem BIM v geologických modelech. Další poděkování patří kolegům Centra experimentální geotechniky, zejména týmu Podzemní laboratoře CEG ČVUT Josef za rozvoj digitalizace podzemních staveb a experimentů spojených s hlubinným úložištěm jaderného odpadu. Část prací byla provedena v rámci dlouhodobé koncepce rozvoje výzkumné organizace České geologické služby (DKRVO2023–2027, projekt 321560).

LITERATURA

- Portál o veřejných zakázkách. Zákon o správě informací o stavbě… bude účinný od 1. 1. 2027 (publ. 27. 8. 2025).
- Ministerstvo pro místní rozvoj ČR (MMR). Zákon o správě informací o stavbě a vystavěném prostředí (informace pro zadavatele).
- KoncepceBIM.gov.cz. Digitální model stavby (DiMS) (definice a kontext).
- ISO. ISO 16739-1: Industry Foundation Classes (IFC) for data sharing in the construction and facility management industries (oficiální stránka standardu).
- ISO. ISO 19650-1: Concepts and principles for information management using BIM (oficiální stránka standardu).
- buildingSMART (IFC 4.3 dokumentace). IfcGeotechnicalStratum.
- buildingSMART (IFC 4.3 dokumentace). IfcGeoslice.
- buildingSMART Technical. IfcGeoScienceElement (geotechnické a geologické koncepty).
- HUYMAJER, M. et al. (2024). IFC concepts in the execution phase of conventional tunneling (důraz na potřebu implementačních vodítek).

Ing. Arch. Zdeněk Rudovský. Ph.D.
Pracoviště: ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Centrum experimentální geotechniky
E-mail adresa: zdenek.rudovsky@cvut.cz

Mgr. Jan Franěk, Ph.D.
Pracoviště: Česká geologická služba
E-mail adresa: jan.franek@geology.cz

MOŽNOSTI VYUŽITÍ NUMERICKÉ SIMULACE PRO NÁVRH ENERGETICKÉHO TUNELU

E. Hrubešová & M. Mohyla
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava

ABSTRACT: Tento článek prezentuje numerickou analýzu segmentového ostění energetického tunelu se zaměřením na možnosti modelování přenosu tepla s využitím komerčního software MIDAS GTS NX založeného na metodě konečných prvků. Prezentovaný model předpokládá pouze vedení tepla. Přenos tepla prouděním podzemní vody není explicitně modelován, ale jeho potenciální vliv je aproximován pomocí ekvivalentní tepelné vodivosti odvozené z tepelné disperzní teorie. Vzhledem k omezením použitého softwaru nebylo možno přímo implementovat anizotropní tepelnou vodivost, proto byla v modelu uvažována zjednodušeně identická průměrná efektivní tepelná vodivost v celém modelu.

Numerický model simuluje tepelnou interakci mezi ostěním tunelu, zabudovanými trubicemi s teplonosnou kapalinou a okolním horninovým prostředím. Tepelná odezva je vyhodnocena z hlediska rozložení teplot v ostění tunelu, v okolním horninovém prostředí a v trubicích, jakož i rozložení tepelného toku podél obvodu tunelu. Výsledky jsou porovnány s referenčními numerickými studiemi realizovanými na části metra v Turíně, které jsou k dispozici v literatuře a byly prezentovány kolektivem autorů pro vedením prof. Barly.

I přes zjednodušující předpoklady modelovacího přístupu dokumentuje vypočtený tepelný výkon dobrou shodu s referenčními modelem. To naznačuje, že pro předběžné studie návrhu a parametrické analýzy by model založený na vedení tepla se zavedením ekvivalentní disperzní tepelné vodivosti mohl spolehlivě odhadnout energetický potenciál energetického tunelu. Navrhovaná metodika nabízí praktickou alternativu k plně sdruženému termo-hydraulickému modelování energetických tunelů.

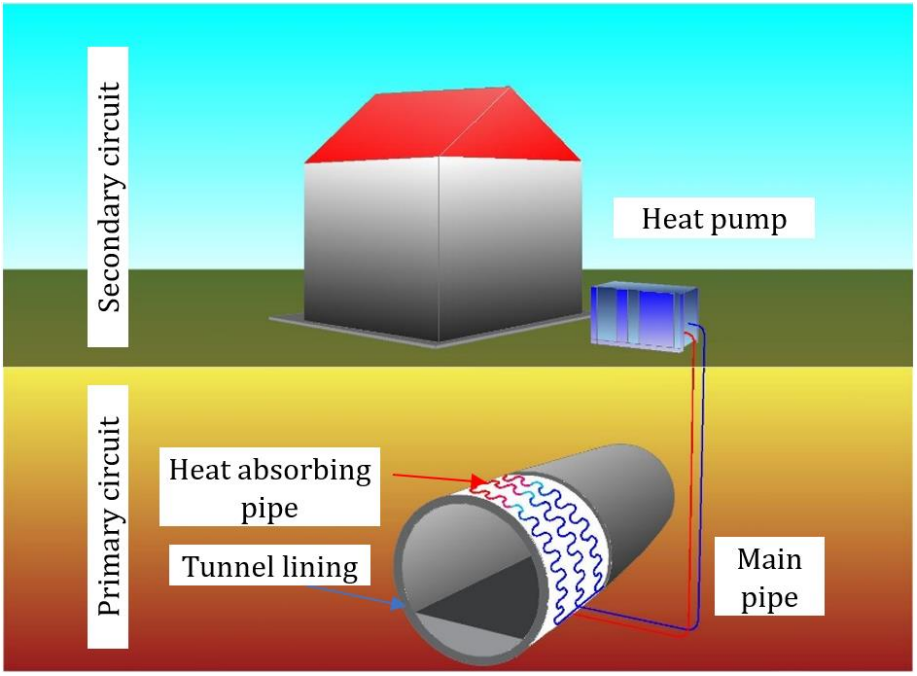
1. ÚVOD

Rostoucí poptávka po udržitelných, nízkouhlíkových energetických systémech podnítila zvýšený zájem o využívání podzemních staveb pro získávání geotermální energii či ukládání energie do obklopujícího horninového prostředí. Energetické tunely, které mají ve svém ostění integrována potrubí s teplonosnou kapalinou pro výměnu tepla, představují způsob využití mělké geotermální energie bez nutnosti dodatečného nákladného vrtání (Obr. 1). Zejména nově budované tunely tak mohou přispět k využití obnovitelných zdrojů energie pro účely vytápění a chlazení objektů.

V praxi se obvykle používají dvě různé technologie integrace potrubí tepelného výměníku do tunelového ostění. V případě ražby tunelu s využitím konvenčních tunelovacích metod (např. Nová rakouská tunelovací metoda – NATM) se potrubí zpravidla upevňuje na netkaná geosyntetika mimo staveniště a následně se ukládá mezi primární a sekundární ostění (Adam a Markiewicz 2009). Při použití mechanizované ražby jsou segmenty tunelového ostění obsahující potrubí pro výměnu tepla prefabrikovány a na stavbě se osazují pomocí tunelovacího stroje (TBM) (Barla et al. 2016). Potrubí tepelného výměníku používané pro tyto aplikace je vyrobeno z polyethylenu a je schopno odolávat vysokým tlakům a teplotám, je odolné proti korozi a zaručuje vysokou trvanlivost. Nejčastěji používané průměry potrubí v tunelových aplikacích jsou 25 mm a 32 mm s odpovídajícími tloušťkami stěny 2.3 mm a 2.9 mm. Tyto rozměry geometrie potrubí představují kompromis mezi mechanickou trvanlivostí materiálu a přenosem tepla. Teplonosná kapalina uvnitř potrubí je obvykle propylenglykol smíchaný s vodou. Teplo se přenáší mezi kapalinou a okolním horninovým prostředím prostřednictvím betonového ostění, což umožňuje odběr nebo akumulaci tepla v závislosti na ročním období.

Navzdory svému potenciálu představují energetické tunely několik výzev pro numerické modelování. Složitá geometrie tunelového ostění, zakřivené uspořádání vestavěných potrubí a sdružené procesy mezi kapalinou, betonovým ostěním a okolním horninovým prostředím vyžadují komplexní numerický přístup a nástroje. Ačkoli se metoda konečných prvků (FEM) osvědčila při modelování energetických pilot a tepelných vrtů, její aplikace na energetické tunely je zatím relativně omezená. Fyzikální procesy probíhající v celém modelovaném systému jsou složité a zahrnují zejména mechanické, tepelné, hydraulické a chemické procesy a jejich vzájemné vlivy. Přenos tepla probíhá jak vedením (v horninovém masivu, materiálu ostění a potrubí), tak prouděním (v teplonosné kapalině v potrubí, v podzemní vodě proudící v okolním prostředí a ve vzduchu proudícím uvnitř tunelu). Standardní numerické modely používané v praxi nezahrnují všechny tyto procesy a vlivy a vždy vyžadují určitou míru zjednodušení, stejně jako výběr nejpodstatnějších procesů a vlivů, které mají být v numerickém modelu zohledněny.

Cílem tohoto článku je demonstrovat použití metody konečných prvků pro simulaci tepelného chování energetického tunelu s využitím tepelného modulu komerčního softwaru MIDAS GTS NX (Korea). Důraz je v tomto článku kladen na aspekty tepelné simulace relevantní pro tepelný návrh v inženýrské praxi.



Obrázek 1: Schéma využití technologie tepelných výměníků v tunelovém ostění pro vytápění či chlazení objektů

2. KONCEPČNÍ PŘÍSTUP K TVORBĚ NUMERICKÉHO MODELU ENERGETICKÉHO TUNELU V SOFTWARE MIDAS GTS NX

Pro porovnání výsledků prezentovaného 3D numerického modelu energetického tunelu s využitím softwaru MIDAS GTS NX, byly vstupní geometrické a materiálové charakteristiky numerického modelu zvoleny tak, aby odpovídaly modelu prezentovaného prof. Barlou a kol. v práci (Barla et al. 2016), který v tomto článku považujeme za referenční model. V uvedené práci prof. Barla a jeho tým prezentovali termo-hydraulický numerický model segmentu ostění energetického tunelu metra v Turíně vytvořený v softwaru FEFLOW.

Prezentovaný 3D numerický model zahrnuje:

- vedení tepla uvnitř segmentu tunelu;
- vedení tepla v okolním horninovém prostředí;
- vedení tepla ve stěnách potrubí;
- přenos tepla prouděním uvnitř teplonosné kapaliny v potrubí.

Numerický model explicitně neuvažuje proudění podzemní vody ani s ním související přenos tepla prouděním podzemní vody (advekcí). Pro zohlednění potenciálního vlivu proudění podzemní vody na přenos tepla byl použit zjednodušený přístup založený na tepelné disperzi. Na rozdíl od referenčního modelu nebyly do modelu zahrnuty vlivy ventilace uvnitř tunelu ani provozní tepelné zdroje uvnitř tunelu.

Numerický model se skládá z následujících geometrických částí:

- objemové 3D prvky reprezentující segmentové betonové ostění tunelu o tloušťce 30 cm;
- objemové 3D prvky reprezentující okolní horninové prostředí;
- jednorozměrné (1D) prvky reprezentující potrubí tepelného výměníku, která jsou v ostění uspořádána do zakřivené (serpentinové) konfigurace.

Účinek advekce byl v prezentovaném modelu zohledněn prostřednictvím zvýšené efektivní tepelné vodivosti $\lambda_{ef.}$, která byla stanovena pomocí následující aproximační rovnice (Yang & Nakayama 2010; Afshari et al. 2019):

$$\lambda_{ef} = \lambda_{stagnant} + \lambda_{disp.} \quad (1)$$

kde $\lambda_{stagnant}$ odpovídá tepelné vodivosti zeminy bez vlivu proudění podzemní vody a $\lambda_{disp.}$ tepelné disperzní vodivosti zjednodušeně nahrazující přenos tepla prouděním podzemní vody.

Příspěvek tepelné vodivosti způsobený disperzí byl odhadnut na základě klasické teorie přenosu tepla v porézním prostředí. Složku tepelné disperzní vodivosti lze aproximovat pomocí následujícího vztahu (Yang & Nakayama 2010):

$$\lambda_{disp.} = \rho_w c_w \alpha \frac{v_D}{n} = 4.18 \times 10^6\ J/m^3K \times \alpha \frac{v_D}{n} \quad (2)$$

kde ρ_w je hustota podzemní vody (1000 kg/m^3), c_w - specifická měrná tepelná kapacita vody (4180 J/(kg K), α- disperzivita, v_D- Darcyho rychlost proudění, n- pórovitost.

Podélná tepelná disperzivita α_L je definována ve směru preferenčního proudění podzemní vody (tj. po proudu), zatímco příčná disperzivita α_T označuje tepelnou disperzivitu kolmo ke směru proudění. Na základě tohoto přístupu lze získat různé hodnoty efektivní tepelné vodivosti $\lambda_{ef.,L}$ v podélném směru (rovnoběžném se směrem proudění) a $\lambda_{ef.,T}$ v příčném směru (kolmém na směr proudění).

Vzhledem k tomu, že software MIDAS GTS NX neumožňuje zohlednit tepelnou anizotropii v modelu, bylo využito harmonické zprůměrování hodnot efektivní tepelné vodivosti (za předpokladu, že dvě příčné složky tepelné vodivosti kolmé ke směru proudění podzemní vody jsou shodné):

$$\lambda_{ef.,average} = \frac{3}{\frac{1}{\lambda_{ef.,L}} + \frac{2}{\lambda_{ef.,T}}} \quad (3)$$

Takto stanovená průměrná hodnota efektivní tepelné vodivosti $\lambda_{ef.,average}$ byla uvažována v celém prezentovaném modelu. Na rozdíl od referenčního modelového přístupu použitého v (Barla et al. 2016) je tedy předložený modelový přístup čistě konduktivní a explicitně nezohledňuje preferenční směr proudění podzemní vody. Varianta s rovnoměrně zvýšenou efektivní tepelnou vodivostí v celém modelu (izotropní efektivní tepelná vodivost) odpovídá horní mezi vlivu proudění na přenos tepla, tento přístup tedy nadhodnocuje advektivní přenos tepla tím, že modelově zvyšuje vedení tepla ve všech směrech v celém modelovaném území.

3. VSTUPNÍ PARAMETRY NUMERICKÉHO MODELU

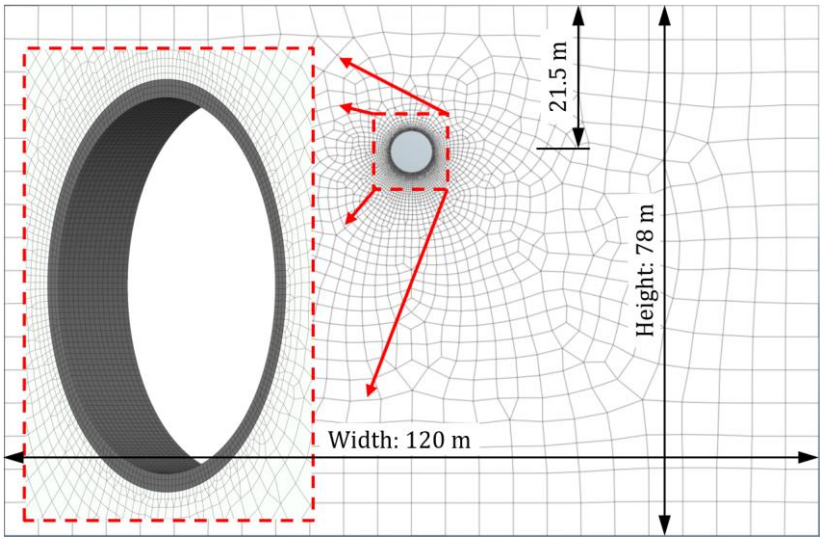
Obrázek 2 znázorňuje simulovaný tunel s kruhovým příčným průřezem vnitřního průměru 6.8 m, uložený v hloubce 21.5 m pod povrchem terénu. Šířka modelu je 120 m a výška 78 m. Segmentové betonové ostění má tloušťku 30 cm. Smyčky potrubí jsou v segmentu ostění umístěny s roztečí 30 cm, přičemž vnější průměr potrubí je 25 mm a tloušťka stěny 2.3 mm (viz Obrázek 3). Pro popis proudění média v potrubí byl použit nástroj „Pipe Cooling“, který je standardní součástí termálního modulu software MIDAS GTS NX. Vnitřní průměr potrubí je 0.0204 m, součinitel přestupu tepla 1000 W/(m^{2}K) a měrná tepelná kapacita teplonosné kapaliny 3.8 10^3 J/(kg K). Předpokládaná Darcyho rychlost proudění podzemní vody je 1.5 m/den. Předpokládaná vstupní teplota do systému potrubního

tepelného výměníku (T_{inlet}) odpovídá hodnotám 28 °C v létě a 4 °C v zimě. Počáteční teplota horninového prostředí je uvažována 10 °C. Rychlost proudění teplonosné kapaliny v potrubí je předpokládána 0.4 m/s (turbulentní režim).

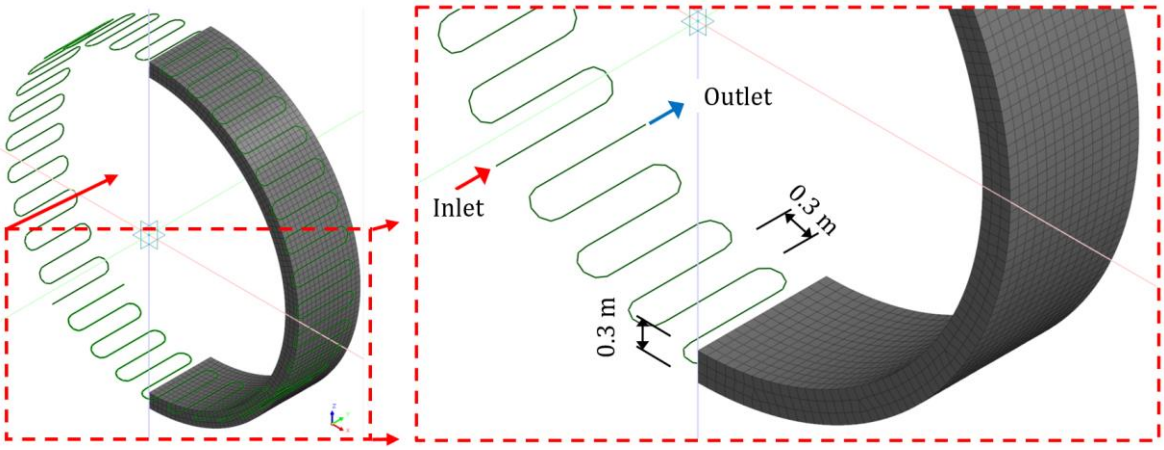
S využitím vztahů (1) a (2) jsou vyhodnoceny následující hodnoty efektivní vodivosti v obou směrech následovně:

$$\lambda_{ef.,L} = 906.97 \text{ W/(mK) a } \lambda_{ef.,T} = 90.30 \text{ W/(mK)} \quad (4)$$

Na základě vztahu (3), má odpovídající izotropní ekvivalentní efektivní vodivost hodnotu $\lambda_{ef.,average}$= 129 W/(mK). Tepelné charakteristiky zeminového materiálu (Turínské zeminy) jsou uvedeny v Tabulce 1 (Barla et al. 2016).



Obrázek 2: Schéma numerického modelu



Obrázek 3: Detail soustavy trubic v tunelovém segmentovém ostění

Tabulka 1: Tepelné charakteristiky zeminy (Turínské zeminy) (Barla et al. 2016)

Parametr	Hodnota
Pórovitost n [-]	0.25
Objemová tepelná kapacita vody $\rho_w c_w$ [MJ/m³/K]	4.2
Objemová tepelná kapacita zeminy $\rho_s c_s$ [MJ/m³/K]	2
Tepelná vodivost vody v zemině λw [W/m/K]	0.65
Tepelná vodivost materiálu zeminy (zeminových zrn) λs [W/m/K]	2.8
Podélná disperzivita a_L [m]	3.1
Příčná disperzivita a_T [m]	0.3

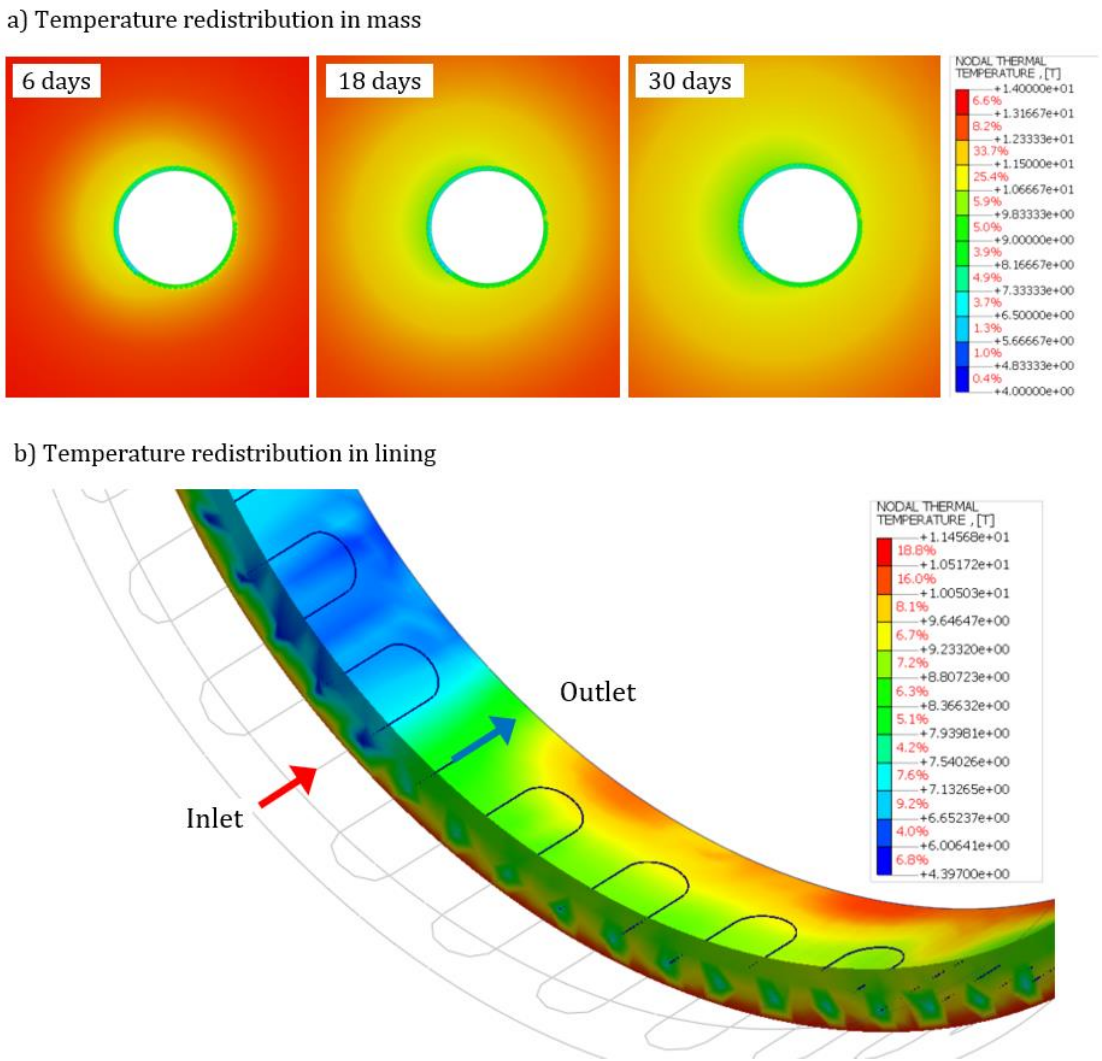
4. VÝSLEDKY 3D NUMERICKÉHO MODELU ENERGETICKÉHO TUNELU A JEJICH SROVNÁNÍ S VÝSLEDKY REFERENČNÍ STUDIE

Výsledky 3D numerického modelu vytvořeného pomocí softwaru MIDAS GTS NX jsou následující:

- časový průběh rozložení teplot v tunelovém ostění, okolním horninovém prostředí a potrubí;
- vývoj tepelného toku v tunelovém ostění a okolním horninovém prostředí.

Získané výsledky teplot a tepelných toků jsou následně porovnány s výsledky referenčního numerického modelu vytvořeného v softwaru FEFLOW a prezentovaného v práci (Barla et al. 2016).

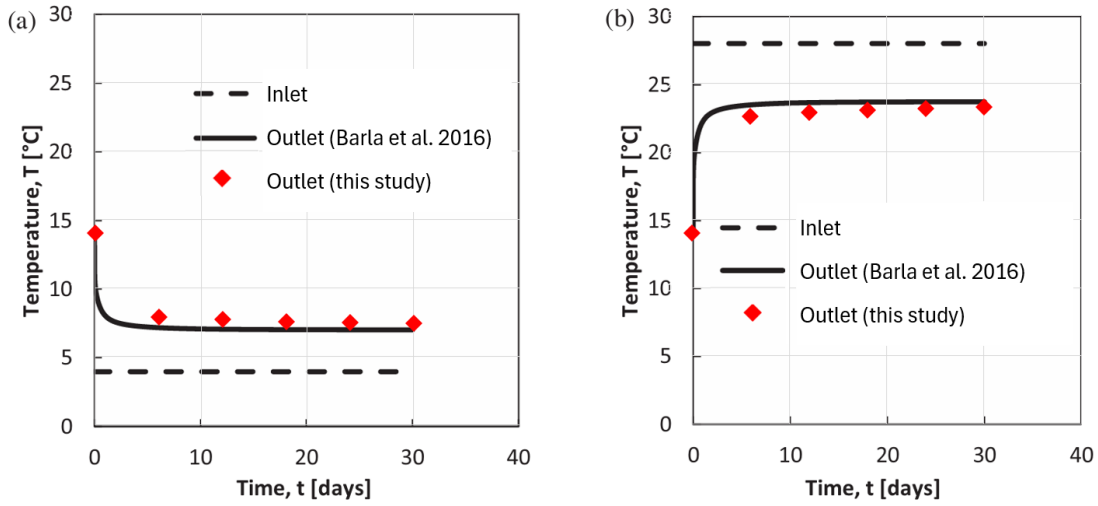
Srovnávací grafy zobrazující výsledky tepelného 3D numerického modelu vytvořeného v softwaru MIDAS GTS NX, ve kterém je vliv proudění podzemní vody aproximován pomocí disperzní tepelné vodivosti, společně s výsledky referenčního sdruženého termo-hydraulického 3D numerického modelu vytvořeného v softwaru FEFLOW, jsou uvedeny na obrázcích 4 až 6.



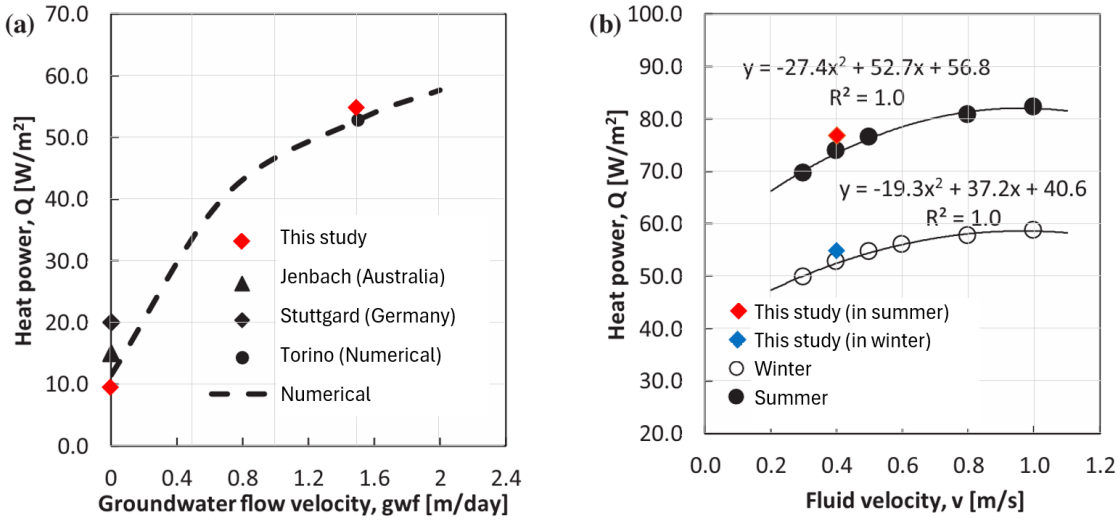
Obrázek 4: Rozložení teplot a) v horninovém prostředí a b) v segmentovém tunelové ostění (zimní podmínky)

Tepelný tok podél tunelu není rovnoměrný. V zimním období jsou v blízkosti vstupního bodu do trubicového systému pozorovány nižší hodnoty teplot v důsledku menšího teplotního rozdílu mezi cirkulující kapalinou a okolním horninovým prostředím. Směrem k výstupnímu bodu se tepelný tok postupně zvyšuje. V letním období je situace opačná.

I přes určitá uvedená modelová zjednodušení výsledky prezentovaného modelu dokumentují možnosti kvantifikace celkové tepelné odezvy numerického modelu s využitím zjednodušeného konduktivního modelu. Výsledky simulace rozložení teplot a tepelného toku získané pomocí zde prezentovaného zjednodušeného modelu vytvořeného v softwaru MIDAS GTS NX vykazují velmi dobrou shodu s výsledky referenčního modelu.



Obrázek 5: Předepsaná teplota na vstupu do potrubního systému a vypočtená hodnota na výstupu z potrubního systému a) v zimě a b) v létě (upraveno dle Barla et al. 2016)



Obrázek 6: Vliv a) rychlosti proudění podzemní vody v zimě a, b) rychlosti proudění teplonosného media v trubici na tepelný výkon (upraveno dle Barla et al. 2016)

Bez uvažování vlivu tepelné konvekce podzemní vody vykazuje zjednodušený konduktivní 3D numerický model, v souladu s referenčním modelem, hodnotu tepelného výkonu 10 W/m^2, zatímco při uvažování rychlosti proudění podzemní vody 1.5 m/den dosahuje hodnota tepelného výkonu 55 W/m^2 (obr. 6(a)).

Hodnota tepelného výkonu při rychlosti proudění teplonosné kapaliny v potrubí 0.4 m/s rovněž dosahuje stejných hodnot jako v referenční studii, a to jak v letních, tak v zimních podmínkách (obr. 6(b)).

5. ZÁVĚR

Tento článek se zabývá hodnocením tepelné účinnosti ostění energetického tunelu prostřednictvím numerického modelu vytvořeného v softwaru MIDAS GTS NX. Model byl zaměřen na tepelné chování tunelového ostění, okolního horninového prostředí a trubic. Zvláštní pozornost byla věnována vlivu proudění podzemní vody v rámci omezení konduktivně orientovaného modelu založeného na metodě konečných prvků.

Proudění podzemní vody nebylo modelováno explicitně. Jeho potenciální vliv na přenos tepla byl pouze aproximován zavedením efektivní tepelné vodivosti odvozené z teorie tepelné disperze. Vzhledem k omezením softwaru nebylo možné přímo implementovat anizotropní tepelnou vodivost, a

proto byla do celého modelového prostoru rovnoměrně přiřazena jediná, zprůměrovaná izotropní efektivní hodnota tepelné vodivosti. Tento přístup nereprodukuje preferenční směr proudění podzemní vody, který je explicitně uvažován v pokročilých referenčních termo-hydraulických modelech, ale pouze kvantifikace tohoto advekčního vlivu.

Navzdory těmto zjednodušením vykazují numerické výsledky dobrou shodu s referenčním modelovým přístupem prezentovaným Barlou et al., a to z hlediska celkové tepelné odezvy i celkové výměny tepla mezi tunelovým ostěním a horninovým prostředím. To naznačuje, že při hodnocení integrální tepelné účinnosti ostění energetických tunelů může zjednodušený konduktivní model s izotropní ekvivalentní tepelnou vodivostí zohledňující tepelnou disperzivitu poskytovat spolehlivé a konzistentní výsledky.

Zvolená metodika představuje praktickou a výpočetně efektivní alternativu pro předběžné návrhové studie a parametrické analýzy energetických tunelů, kde je hlavním zájmem celkový tepelný výkon, nikoliv detailní vliv proudění podzemní vody. Pro komplexní analýzu a návrh energetického tunelu z hlediska primárního statického i energetického posouzení je však nutné implementovat kombinovaný termo-mechanický model.

LITERATURA

Adam, D. and Markiewicz, R. (2009). Energy from earth-coupled structures, foundations, tunnels and sewers. Géotechnique, 59(3), 229–236.

Afshari, A., Shahraeeni, E., & McCartney, J. S. (2019). Evaluation of groundwater flow effects on the thermal performance of energy geostructures. Geothermics, 80, 121–134.

Barla, M., Di Donna, A., & Perino, A. (2016). Application of energy tunnels to an urban environment. Geothermics, 61, 104–113.

Yang, K., & Nakayama, A. (2010). A synthesis of tortuosity and dispersion in porous media. International Journal of Heat and Mass Transfer, 53(15–16), 3222–3230.

doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D.

Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Česká republika

eva.hrubesova@vsb.cz

Ing. Marek Mohyla, Ph.D.

Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Česká republika

marek.mohyla@vsb.cz

Druhá generace Eurokódu 7 a přístup k dílčím součinitelům při užití MKP

J. Pruška
ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra geotechniky, Česká republika

ABSTRAKT: V říjnu 2027 bude zavedena do praxe druhá generace Eurokódu 7. Pro geotechniky není hlavní změnou jen organizování Eurokódu 7, ale také důraz na používání modelů základové půdy (Ground Model, GM) a geotechnického návrhového modelu (Geotechnical Design Model, GDM) v procesu geotechnického návrhu. GDM slouží mimo jiné jako podklad pro použití numerického modelování v geotechnickém návrhu. Přestože se pro návrh mezního stavu únosnosti (ULS) a posouzení mezního stavu použitelnosti (SLS) geotechnické konstrukce používá numerické modelování již dlouhou dobu, tak stávající Eurokód neposkytuje projektantovi žádné vodítko v řadě důležitých a praktických otázek týkajících se použití numerických metod pro ověření mezních stavů. Tento nedostatek druhá generace Eurokódu 7 odstraňuje. Článek stručně popisuje používání GM a GDM a představuje, jak jsou numerické modely implementovány v druhé generaci Eurokódu 7. Dále sumarizuje kroky při tvorbě numerického modelu řešené geotechnické úlohy ve vztahu k dostupným podkladům.

1. ÚVOD

Vývoj druhé generace Eurokódu 7 dosáhl své závěrečné fáze a od října 2027 bude zaveden do praxe. Pro geotechniky není hlavní změnou jen organizování Eurokódu 7 do tří částí, ale i skutečnost, že revidovaný Eurokód 1990 ed. 3 z roku 2024 (CSN EN 1997-0 ED.3 2024) převzal významnou část současné EN 1997-1. V nové generaci Eurokódu 7 (dále EC7) existují dva odlišné modely. Model základové půdy zahrnující geologii, prezentaci a vyhodnocení výsledků zkoušek a geotechnický návrhový model sloužící pro návrh konstrukce. Veškerá data a informace týkající se stavu základové půdy a podzemní vody pro oblast GM musí být podchycena a uvedena ve zprávě o průzkumu základové půdy (Ground Investigation Report, GIR). Výběr návrhových parametrů je však už součástí dalšího kroku, kterým je tvorba GDM. Na základě GDM je možné vytvořit numerický model, který je zjednodušené znázornění předpokládané skutečnosti vhodné pro konkrétní numerickou analýzu.

Při zavádění první generace Eurokódu 7 bylo používání numerických metod na začátku, a v praxi jednoznačně převládala 2D analýza, poskytující omezené informace pro geotechnický návrh. Tomuto stavu odpovídala i skutečnost, že do první generace Eurokódu nebyly numerické modely dostatečně implementovány. V EC7 jsou numerické modely definovány jako výpočtové modely zahrnující numerickou aproximaci pro získání řešení. Doporučené postupy použití numerického modelování pro návrh geotechnických konstrukcí obsahuje Článek 8.2 v části 1 EC7. A tak má inženýrská praxe dnes v ruce užitečná a použitelná doporučení k použití numerických metod pro návrh geotechnických konstrukcí na základě mezních stavů únosnosti (ULS) a použitelnosti (SLS).

2. MODEL ZÁKLADOVÉ PŮDY (GM)

Termín Ground model je v EC7 Části 1: 3.1.6.6 definován jako: nástin specifické dispozice a charakteru základové půdy a podzemní vody na základě výsledků průzkumů základové půdy a dalších dostupných údajů. V EC7 Části 2: 4.1 Průzkum a zkoušení základové půdy je dále uvedeno: Model základové půdy musí obsahovat geologické, hydrogeologické a geotechnické podmínky lokality založené na základě výsledků průzkumu základové půdy (ČSN EN 1997-1 ED.2 2025, ČSN EN 1997-2 ED.2 2025). Je tedy zcela patrné, že GM je svázán s konkrétní konstrukcí/konstrukcemi a fázemi její/jejich výstavby, a tedy

oblastmi ovlivnění (Zone of influence, ZOI). Pro úspěch jakéhokoli projektu je zásadní, aby rozsah GM byl vhodný pro daný projekt, podmínky základové půdy a podzemní vody.

Během procesu sestavování modelu základové půdy a určování odvozených hodnot se objevuje několik zdrojů nejistot (např. s geologickými poměry, znalostí historie dané lokality, prostorovou heterogenitou, určení ZOI apod.) a je třeba dbát na to, aby se tyto nejistoty minimalizovaly. Nejen z důvodu minimalizace chyb v GM vypracovala pracovní skupina komise CEN/TC250/SC7 směrnici popisující detailně tvorbu modelu základové půdy a získání odvozených hodnot vlastností základové půdy (Garin et al., 2024).

3. GEOTECHNICKÝ NÁVRHOVÝ MODEL (GDM)

Termín geotechnický návrhový model je v EC7 definován jako koncepční znázornění lokality odvozené z modelu základové půdy pro ověření každé přiměřené návrhové situace a mezního stavu. Pokyny k obsahu Geotechnického návrhového modelu jsou uvedeny v Kapitole 12 a Příloze B.4.2 EC7-1. Tento model má zahrnovat reprezentativní hodnoty vlastností základové půdy geotechnických typů (musí být uvedeny zdroje dat použité k určení reprezentativní hodnoty), upřesnění geometrie a podmínky podzemní vody. Příloha B.4.2 EC7-1 uvádí upřesnění požadavků na GDM. GDM je tak vlastně výstupem revize dostupné informace v GIR a GM, včetně terénní rekognoskace lokality a jejího okolí, průzkumu základové půdy, laboratorních zkoušek a průzkumu podzemních vod. Representativní hodnoty zahrnuté v GDM jsou hodnoceny podle EC7 se zvážením přesnosti dosažené v průzkumu základové půdy, rozsahu průzkumu a úrovni rizika pro konkrétní geotechnickou konstrukci.

4. APLIKACE NUMERICKÉHO MODELOVÁNÍ V NOVÉ GENERACI EUROKÓDU 7

V souladu s aplikováním prvé generace Eurokódu do praxe začátkem 21. století se objevily různé přístupy k aplikaci metody konečných prvků pro ověření ULS v geotechnickém návrhu. Rozdíly v přístupu se týkaly hlavně vlivu počátečních napětí, volby materiálového modelu zeminy (jednoznačně převládal Mohr – Coulombův model), aplikace dílčích součinitelů, určení porušení konstrukčních prvků). Největší diskuse mezi odborníky se týkala aplikace dílčích součinitelů. Brinkgreve a Post (2015) popsali aplikaci dílčích součinitelů při návrhu pažící konstrukce kotvené v jedné úrovni v PLAXISu. Bauduin a kol. (2003) diskutovali použití mezních stavů podle Eurokódu 7 při návrhu pažicí konstrukce. Katsigianis a kol. (2015) popsali použití Eurokódu 7 při aplikaci různých materiálových modelů. Simpson (2007,2013) se věnoval aplikaci Eurokódu 7 do numerických modelů. Schweiger popsal aplikaci Eurokódu 7 při numerické analýze tunelů (Schweiger 2010, Schweiger, Marcher, and Nasekhian 2010). Někteří autoři navrhli přístup DA2* jako alternativu k DA2 pro numerické metody (EAB 2006, Frank et al. 2004, Barták and Pruška 2015). I přes nedostatečné pokyny v prvé generaci Eurokódu 7 byly po určitých počátečních nejistotách numerické metody pro návrh ULS široce používány. Z navrhovaných přístupů se nejvíce provádí analýza s charakteristickými parametry zemin a následné použití dílčího součinitele na účinky zatížení nebo konstrukční síly.

EC7 popisuje implementaci dílčích součinitelů v numerických metodách pro:

-(i) Ověření ULS s aplikací dílčích součinitelů na vstupu a výstupu. Oba přístupy jsou popsány jak po stránce jejich volby, tak po stránce implementace.

- (ii) Ověření SLS, kdy je důležitá volby materiálového modelu v souladu s GDM. Reprezentativní hodnoty vlastností základové půdy musí zohledňovat všechny situace na základě odvozených hodnot prezentovaných v modelu podloží.

4.1 OVĚŘENÍ ULS

Eurokód 1990 ed. 3 z roku 2024 (CSN EN 1997-0 ED.3 2024) zavádí pro všechny typy konstrukcí čtyři ověřovací případy (VC1 až VC4), které používají dílčí součinitele pro zatížení γ_F a účinky zatížení γ_E. Podle článku 8.2 části 1 EC7 by ověření ULS geotechnických konstrukcí mělo být založeno na méně příznivých výsledcích daných:

- Aplikací dílčích součinitelů na vstupu (input faktoring – MFA materiálových vlastností) užitím:

- dílčích součinitelů pro zatížení γ_F z ověřovacího případu 3 (VC3) a;

- dílčích součinitelů na materiálové vlastnosti γ_M pro soubor M2;

Tento přístup je založen především na použití redukce smykové pevnosti, která je možná různými postupy v softwarech. Jsou zde možné dva způsoby aplikace dílčích součinitelů. Prvý způsob provádí výpočet s charakteristickými hodnotami parametrů a jen ve fázích ověřujících ULS aplikuje dílčí součinitele γ_M ze souboru M2. EC7 tento způsob doporučuje z možnosti provádět posouzení SLS a ULS pomocí jednoho numerického analytického modelu. Druhý způsob aplikuje dílčí součinitele γ_M ze souboru M2 na materiálové modely hned od začátku analýzy a výpočty se provádějí s využitím návrhových hodnot parametrů materiálů. Pokud redukce pevnostních parametrů nevede k významnému přerozdělení napětí, dodatečné plasticitě a nevyrovnaným silám, nebude ověřen kritický stav.

- Aplikací dílčích součinitelů na výstupu (output faktoring – EFA účinků působení) užitím:

- dílčích součinitelů na účinky zatížení γ_E pro ověřovací případ 4 (VC4) a;

- dílčích součinitelů na materiálové vlastnosti γ_M pro soubor M1.

Jedná se o přímou kombinaci, kdy se výpočet provede s reprezentativními hodnotami vlastností zemin a dílčí součinitel γ_E ze souboru M1 aplikuje na výstup modelu (účinky zatížení). Tento přístup aplikace dílčích součinitelů na zatížení a únosnosti je ekvivalentní přístupu LRFD, který se používá např. v USA. Jeho aplikace je vhodná při použití nelineárních materiálových modelech, velkých posunech, analýze progresivního porušení, creepu, smršťování či interakci konstrukce a zeminy. Je dobré zmínit, že při využití přerozdělení zatížení v tomto přístupu se dílčí součinitelé pro účinky zatížení aplikují na stranu únosnosti, tj. na pevnostní vlastnosti konstrukce. Je logické, že pokud řešená úloha neobsahuje žádné konstrukční prvky (např. stabilita nezabezpečeného svahu, zářezu apod.), ověření aplikací dílčích součinitelů na výsledky úlohy nedává smysl

Výše uvedené postupy ověřování ULS podrobně popisuje tabulka 8.1 v EC7, Dílčí součinitele pro sady VC3 a VC4 uvádí (EN 1990: 2023) a dílčí součinitele pro sady M1 a M2 jsou v (EN 1997-1: 2024). Je důležité, že tyto parametry v těchto sadách jsou definovány jako národně stanovené parametry (NDP).

Nové Eurokódy umožňují též ověření obou mezních stavů pomocí numerického modelu obsahujícího více než jednu geotechnickou konstrukci (komplexní či kontinuální metody). Při modelování komplexních úloh však není často zřejmé, který z výše uvedených přístupů je kritický a je nutné provádět kontrolu oběma přístupy, jak uvádí např. Lees (2019).

4.2 OVĚŘENÍ SLS

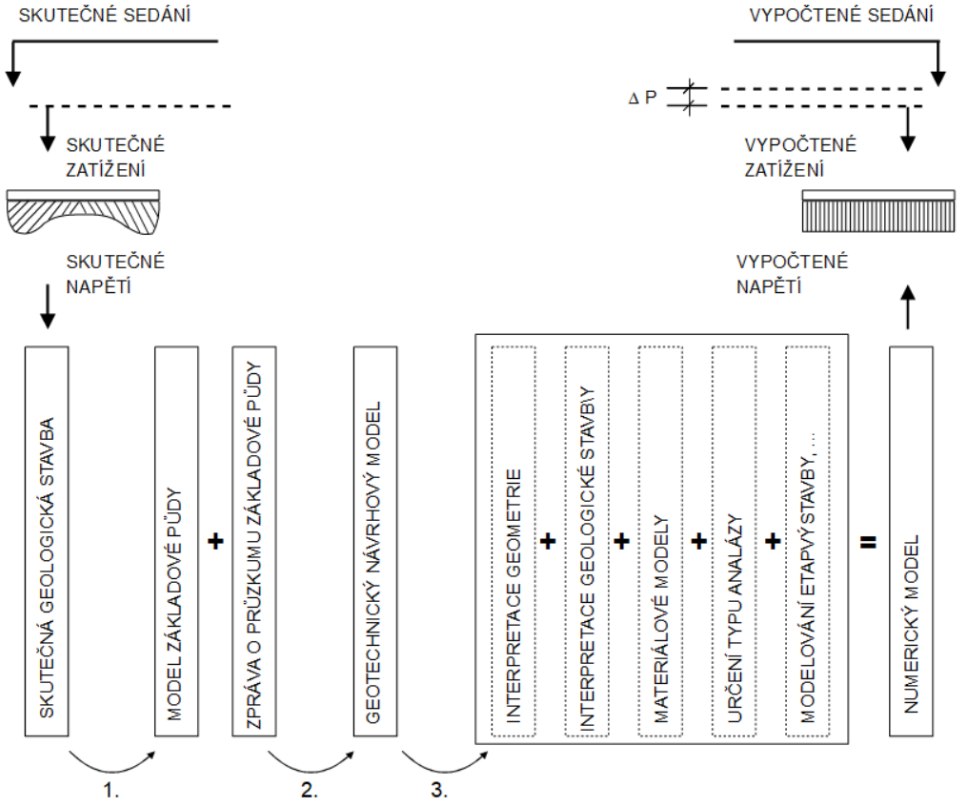
Ověření SLS umožňuje posouzení konstrukce s ohledem na její fungování za normálního užívání, komfortu osob a vzhledu stavby. Při ověření tohoto mezního stavu se Tato posouzení nutně vyžadují volbu materiálového modelu v souladu s GDM a mechanismem porušení (s přihlédnutím k drahám napětí), zohlednění rozsahu a frekvenci zatížení. Složitost numerických modelů musí být v souladu s dostupnými daty a provedenými ověřeními, a to i pro spřažené numerické úlohy (konsolidace, termo-mechanická analýza atd.). Reprezentativní hodnoty vlastností zeminy musí zohledňovat všechny tyto situace na základě odvozených hodnot prezentovaných v GM. Hlavním problémem je tedy výběr parametrů základové půdy pro určení reprezentativních hodnot GDM. Určení některých parametrů a doporučení týkající se napětí i pevnosti poskytuje Eurokód 1997-2.

5. KROKY PŘI TVORBĚ NUMERICKÉHO MODELU

Níže je uveden přehled kroků pro tvorbu numerického modelu v souladu s novou generací Eurokódu 7:

- Definování geotechnického problému, konkrétních návrhových situací, fází výstavby, požadavků na posouzení (mezní stavy, mechanismus porušení apod.)
- Odvození výpočetního modelu FEM z GDM. Model FEM reprezentuje zjednodušené znázornění vrstev a geometrie při zachování vlastnosti ovlivňujících stabilitu a deformaci. Podmínky podzemní vody v modelu odrážejí rozhodující návrhové situace. Určení velikosti modelované oblasti a hraničních podmínek. Při 2D analýze výběr reprezentativního profilu.

- Výběr materiálového modelu a typu úlohy. Materiálový model má být vybrán v souladu s typem daného materiálu, napjatostním stavem a požadovanou přesností (např. Mohr-Coulombův model, HS model, Cam clay, Hoek Brown …). Typ úlohy buď 2D či 3D a způsob řešení – osově symetrická úloha, deformační či napjatostní analýza.
- Určení reprezentativní hodnoty vlastností zemin se zohledněním jejich proměnlivosti, posuzovaného objemu. vlivu oblasti ovlivnění či způsobu porušení)
- Výběr způsobu aplikace dílčích součinitelů (input factoring, output factoring ...). Numerický model musí jasně ukazovat, které parametry jsou upraveny dílčími součiniteli a proč.
- Modelování fází výstavby a vlivu času. Má být modelován realistický postup výstavby zohledňující postupnou aktivaci/deaktivaci, konsolidace a creep (pokud jsou relevantní), změny podzemní vody.
- Provedení ověření ULS a SLS. Před provedením FEM analýzy musí být definovány mezní hodnoty.
- Provedení citlivostní analýzy a ověření spolehlivosti modelu. Výslovně doporučeno v EC7.
- Pokud je požadováno, pak numerický model může být použit jako základ prognózy pro monitoring
- Vypracování dokumentace pro zprávu o geotechnickém návrhu (Geotechnical design report, GDR). Zpráva by měla obsahovat: popis a předpoklady numerického modelu, odvození parametrů, způsob ověření modelu, výsledky a kontrolu jejich věrohodnosti, omezení modelu.



Obrázek 1: Kroky při tvorbě numerického modelu

6. ZÁVĚR

Druhá generace Eurokódu 7 poskytuje projektantům pravidla použití numerických metod pro ověřování ULS a SLS v geotechnickém návrhu založená na použití dílčích součinitelů, což je ohromný posun v porovnání s první generací. Tato pravidla vycházejí ze současných postupů, které používají projektanti v praxi a umožňují využití nelineárních materiálových modelů jak pro zeminu, tak i a podpůrné prvky. Umožňuje standardně provést analýzu na základě vlastností redukovaných od začátku (input faktoring) s dílčími součiniteli ze sady VC3 (EN 1990: 2023) a sady M2 (EN 1997-1: 2024) či na základě aplikace dílčích součinitelů na účinky působení při následném zpracování výsledků (output faktoring) s dílčími součiniteli ze sady VC4 (EN 1990: 2023) a sady M1 (EN 1997-1: 2024). Nové Eurokódy umožňují též ověření obou mezních stavů pomocí numerického modelu obsahujícího více než jednu geotechnickou

konstrukci (komplexní či kontinuální metody). Při modelování komplexních úloh však není často zřejmé, který z výše uvedených přístupů je kritický, je nutné provádět kontrolu oběma přístupy, jak uvádí např. Lees (2019).

I když se z výše uvedeného textu může zdát, že volba použití dílčích součinitelů je pro zaručení vypovídající hodnoty numerického modelu stěžejní, je zde řada dalších významných faktorů ovlivňujících bezpečnost (a i ekonomiku) návrhu pomocí numerických metod. Je důležité, aby projektant pochopil rozdíl mezi predikcí chování, analýzou mezního stavu použitelnosti (SLS) a ověřením mezního stavu únosnosti (ULS). Pro ověření konstrukčních prvků by měly být návrhové síly porovnány s návrhovými únosnostmi vypočítanými pomocí jiných Eurokódů. Dalším faktorem je použití pokročilých materiálových modelů (např. Hoek-Brown, Hardening soil) a aplikace dílčích součinitelů (EC7 neposkytuje žádné konkrétní pokyny). A v neposlední řadě i tvorba samotného numerického modelu na základě podkladů v GDM a GIR (zjednodušení vrstev zeminy a geometrie, úroveň konzervatismu v předpokladech reprezentativních parametrů apod.)

Vývoj druhé generace Eurokódů vedl k významným zlepšením oproti první generaci. Nicméně z hlediska tunelů a podzemních staveb je aplikovatelná pouze na díla budovaná hloubením. Proces standardizace tunelů stále probíhá a první závěry expertní skupiny Společného výzkumného střediska (JRC) Evropské komise jsou publikovány ve dvou zprávách (JRC 2019, 2022). Ve spolupráci s JRC vydali členové CEN TC250/SC7 též soubor pokynů a další rozpracování požadavků uvedených v EC7 (JRC 2024a, 2024b, 2024c). Výše uvedené publikace spolu s pokyny uvedenými k numerickému modelování v revidovaném EC7 poskytují projektantům možnost vytvářet pomocí numerických metod ekonomičtější a bezpečnější návrhy. Používání numerických metod však vyžaduje i zkušenosti, základní pochopení principů mechaniky zemin a zdravý inženýrský úsudek.

LITERATURA

EAB (2006). Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" EAB. 4. Auflage. Berlin: Ernst, 2006.

BAUDUIN, C.; DE VOS, M. and FRANK, R. (2003). ULS and SLS design of embedded walls according to Eurocode 7. In: Proc XIII ECSMGE Vol. 2. Prague: ČGtS/GtS, pp. 41 - 46. ISBN 80-86769-00-3.

BRINKGREVE, B.J. and POST, M. (2015). Geotechnical Ultimate Limit State Design using Finite Elements. In: Geotechnical Safety and Risk V. ISBN 978-1-61499-580-7 DOI 10.3233/978-1-61499-580-7-461.

BARTÁK, J. and PRUŠKA, J. (2015). Numerical Models of Tunnels and Eurocode7. In: ITA WTC 2015. Zagreb: HUBITG, ISBN 978-953-55728-5-5.

COLOMBET, G. (2007).Et al. Compatibilité des recommandations AFTES relatives aux revêtements des tunnels en béton avec les Eurocodes: Recommandations du Groupe de Travail n° 29. Tunnels et ouvrages souterrains. pp. 378 - 390. ISSN ISSN: 0399-0834.

CSN EN 1997-0 ED.3 (2024). Eurocode Basis of structural and geotechnical design,CAS, Prague

ČSN EN 1997-1 ED.2 (2025). Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules, CAS, Prague

ČSN EN 1997-2 ED.2 (2025). Eurocode 7: Geotechnical design –Part 2: Ground properties, CAS, Prague,

FRANK, R.; BAUDUIN, C.; KAVVADAS, M.; KREBS, O.; ORR, T. (2004). Designers' guide to EN 1997-1: Eurocode 7: Geotechnical design – General rules. London: Thomas Telford.

GARIN, H; BALDWIN, M; REIFFSTECK, P; MADE, K. J. and WUDTKE, R. (2024). Assembling the ground model and the derived values – Guidelines for the application of the 2nd generation of Eurocode 7 – Geotechnical design. Online. Publications Office of the European Union. https://doi.org/10.2760/6390378. [cit. 2026-01-21].

JRC (2024a). Assembling the ground model and the derived values – Guidelines for the application of the 2nd generation of Eurocode 7 – Geotechnical design, Publications Office of the European Union, 2024, https://data.europa.eu/doi/10.2760/6390378

JRC (2024b). Implementation of design during execution and service life, Hard, D.(editor), Publications Office of the European Union, 2024, https://data.europa.eu/doi/10.2760/8383117

JRC (2024c). Reliability-based verification of limit states for geotechnical structures, Publications Office of the European Union, 2024, https://publications.jrc.ec.europa.eu/repository/handle/JRC139408

JRC (2022). Prospects for designing tunnels and other underground structures in the context of the Eurocodes. Publications Office of the European Union, 2022 https://publications.jrc.ec.europa.eu/repository/handle/JRC130784

JRC (2019). Standardisation needs for the design of underground structures. Publications Office of the European Union, 2019. https://publications.jrc.ec.europa.eu/repository/handle/JRC115352

KATSIGIANNIS, G.; SCHWEIGER, H.F.; SIMPSON, B.; FERREIRA, P. and FUENTES, R. (2025). Eurocode 7 and new design challenges using numerical methods with different soil models. In: XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 13-17 Sep 2015. Edinburgh. ICE Publishing. pp. 4277-4282.

LEES, A.S. (2019). Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1997-1:202x Numerical methods. Online. In: Proc. 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 2019. Reykjavik, Iceland. https://www.issmge.org/publications/publication/tomorrows-geotechnical-toolbox-en-1997-1202x-numerical-methods. [cit. 2026-01-21].

SIMPSON, B. (2007). Approaches to ULS design – The merits of Design Approach 1 in Eurocode 7. In: First International Symposium on Geotechnical Safety & Risk, Oct. 18–19 2007. Shanghai, Tongji University.

SIMPSON, B. and JUNAIDEEN, S.M. (2013). Use of numerical analysis with Eurocode 7. In: Int. Conf. Advances in Geotechnical Infrastructure. Geotechnical Society of Singapore (GeoSS).. Singapore: Geotechnical Society of Singapore (GeoSS). Research Publishing.

SCHWEIGER, H.F. (2010). Numerical analysis of deep excavations and tunnels in accordance with EC7 design approaches. In: IInt. Conference Geotechnical Challenges in Megacities, 7.–10.6. 2010 Vol. 1. Moscow: Geotechnical Society of Singapore (GeoSS). Research Publishing, pp. 206–217.

SCHWEIGER, H.F.; MARCHER, T. and NASEKHIAN, A. (2010). Nonlinear FE-analysis of tunnel excavation - comparison of EC7 design approaches. Geomechanics and Tunnelling. 2010, Vol. 3(1). pp. 61 - 67. ISSN 1865-7362

Doc. Dr. Ing. Jan Pruška

CTU in Prague, FCE, Department of Geotechnics, Prague, Czech Republic

Jan.Pruska@cvut.cz

VÝPOČET BETONOVÝCH TUNELOVÝCH OSTĚNÍ, INTERAKČNÍ DIAGRAM, PEVNOST A MODUL DEFORMACE BETONU.

J. Zlámal
POHL cz, a.s., Roztoky, Česká republika

ABSTRAKT: Výpočty tunelových ostění je možné provádět mnoha způsoby. Výpočet nejlépe vystihující skutečnou napjatost a deformaci ostění je vždy známý až po zahájení výstavby a monitorování systému ostění/horninový masiv. Projekt každé stavby má splňovat dvě základní protikladné podmínky. Stavba musí být hospodárná a současně spolehlivá. Během zatěžování prochází konstrukce spojitě stavy napjatosti a přetvoření, které umíme vyjádřit matematicky na základě znalostí stavební mechaniky. Spolehlivost stavební konstrukce je definována třemi subsystémy: Nosná konstrukce tunelu, zatížení působící na konstrukci, prostředí obklopující konstrukci, jehož přetvárné charakteristiky jsou reprezentované v homogenním izotropním prostředí modulem pružnosti ***E***, Poissonovým součinitelem ***v*** a smykovým modulem ***G***. Výběr správné výpočetní metody je nezbytný pro zjištění přesných nákladů na stavební práce.

1. ÚVOD

Statický výpočet stanoví únosnost konstrukce tunelu při spolupůsobení prostředí obklopující jeho konstrukci. Cílem porovnání naprosto odlišných výpočetních systémů je stanovit rozdíly ve výstupech, při zachování stejných vstupních parametrů pro nosnou konstrukci, zatížení a prostředí obklopující konstrukci. Porovnáme výpočetní systémy tunelových ostění, které nejsou časově náročné a jsou běžně dostupné technické veřejnosti. Pro testování byl zvolen traťový tunel metra ve tvaru kružnice o vnitřním průměru 5,2m, s ostěním z lisovaného betonu. Tento geometrický tvar umožňuje poměrně jednoduše matematicky definovat kontaktní úlohu „hornina-ostění". Stanovení mezní únosnosti ostění a následně mezní deformace v prvních 28 dnech je možné pouze se znalostí nárůstu pevnosti a modulu deformace betonu v těchto dnech. Data pevnosti betonu a modulu deformace byla sebrána za velmi dlouhé období. Pro pevnost stříkaných betonů jsou proloženy dvě regresní křivky, pro modul deformace je proložena jedna regresní křivka.

2. FUNKCE ZATÍŽENÍ A ÚNOSNOSTI TUNELOVÉHO OSTĚNÍ p_L, p_U

Výpočet statických veličin tunelového ostění metodou konečných prvků (MKP) je založen na předpokladu rovnováhy a kompatibility deformací ve společných uzlech prvků. Vztah mezi vektory deformací a silami v uzlech prvků, je určen maticí tuhosti prvků.

$$\{X\} = [k]\,\{u\} \qquad [1]$$

kde $\{X\}$ je vektor sil $\{u\}$ je vektor deformací $[k]$ je matice tuhosti prvků

Výpočtem MKP získáme napjatost a deformace horninového masivu a ostění tunelu a také zatížení tunelového ostění p_{Li} na styku horniny s tunelovým ostěním. Betonové tunelové ostění a okolní hornina mají rheologické vlastnosti a zatížení je tedy funkcí času (Zapletal, A.; Bucek, M. a Barták 1992)

$$p_L = f\{\rho_{B(t)}, \rho_{R(t)}, \gamma, r, R) \qquad [2]$$

kde $\rho_{B(t)}$ jsou rheologické vlastnosti betonu,

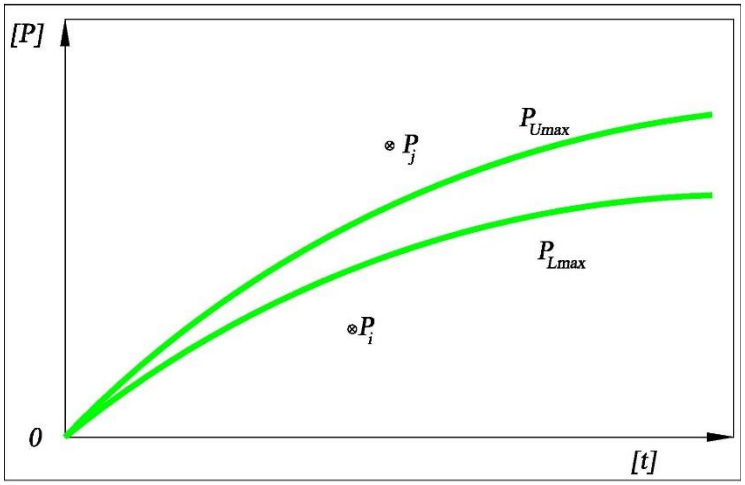
$\rho_{R(t)}$ jsou rheologické vlastnosti horniny

γ je objemová tíha horniny

r je poloměr kruhového výrubu

R je poloměr obklopujícího horninového prstence

Pro konkrétní tunelové ostění existuje mezní zatížení tunelového ostění $p_{Lmax(t)}$ a mezní únosnost tunelového ostění $p_{Umax(t)}$, která je obvykle dosažena pouze v jednom bodě ostění. Zjednodušeně tuto závislost můžeme zakreslit do následujícího grafu.



Obrázek 1. Mezní únosnost a mezní zatížení tunelového ostění

Důsledkem nejednoznačnosti funkce únosnosti je nejednoznačnost funkce mezního přetvoření. Deformace, které v jednom případě způsobí destrukci ostění, v jiném případě vyvolají napjatost, která pevnost betonu ani zdaleka nevyčerpává. Za těchto okolností je zapotřebí stanovit kritéria, podle kterých – nehledě na mnohoznačnost – by bylo možno bezpečně posoudit stav přetvoření.

Pro libovolný bod tunelového ostění i vypočteme MKP statické veličiny M_i, N_i, T_i, které odpovídají zatížení $p_{Li(t)}$ tedy

$$p_{Li(t)} = f(M_i, N_i, T_i) \qquad [3a]$$

Mezní únosnost tunelového ostění je závislá na rozměru příčného řezu, stupni vyztužení průřezu, kvalitě betonu a výztuže a současně na veličinách M_{Ui}, N_{Ui}, T_{Ui}

$$p_{Umax\ (t)} = f(A_{bi}, A_{si}, R_b, R_s) = f(M_{Ui}, N_{Ui}, T_{Ui}) \quad [3b]$$

kde A_{bi} je plocha účinného betonu

A_{si} je plocha účinné výztuže

R_b je pevnost betonu

R_s je pevnost výztuže

Porovnáním hodnot zatížení $p_{Li(t)}$ a únosnosti $p_{Umax(t)}$ pak vyhodnotíme únosnost tunelového ostění. Je-li zatížení $p_{Li(t)}$ menší než $p_{Umax(t)}$

$$p_{Li(t)} < p_{Umax(t)} \qquad [4]$$

pak konstatujeme, že ostění tunelu vyhoví na mezním stavu únosnosti.

Je-li zatížení $p_{Li(t)}$ větší než $p_{Umax(t)}$

$$p_{Li(t)} > p_{Umax(t)} \qquad [5]$$

pak konstatujeme, že je překročena mez pevnosti a konstrukce na mezním stavu únosnosti nevyhoví.

Kritické místo únosnosti ostění tunelu stanovíme vypočtením hodnot si na celém obvodu ostění. Tam kde hodnota si je menší než $s = 1$ konstrukce na mezi únosnosti nevyhoví.

Obecně je tento vztah vyjádřen rovnicí

$$\frac{p_{Umax(t)}}{p_{Li(t)}} = s \qquad [6]$$

Toto posouzení je ale obvykle nutné doplnit o posouzení na mezní stav použitelnosti (deformace) a mezní stav trhlin.

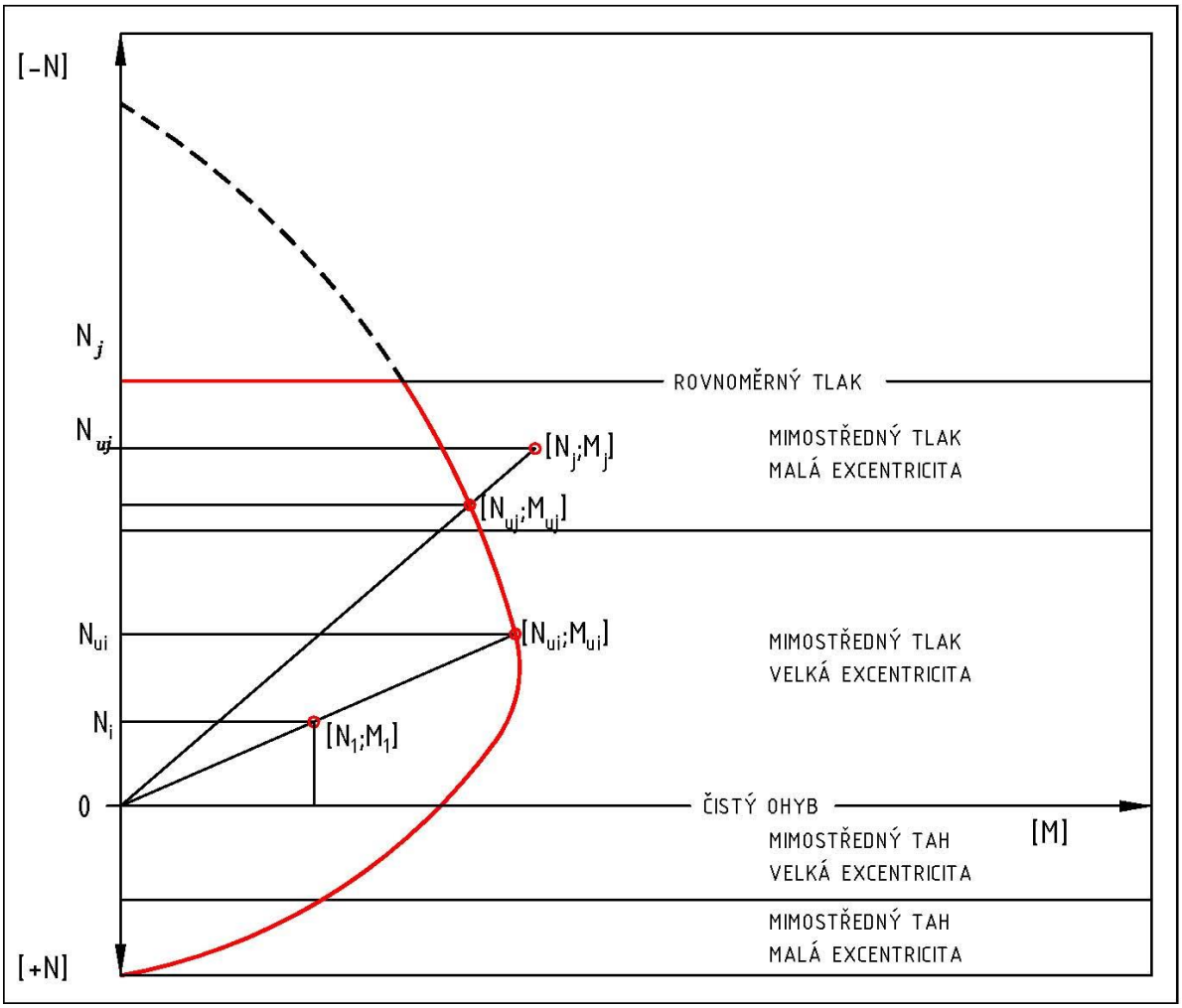
3. VYHODNOCENÍ ÚNOSNOSTI TUNELOVÉHO OSTĚNÍ INTERAKČNÍM DIAGRAMEM

Vyhodnocení únosnosti betonových tunelových ostění je provedeno Interakčním diagramem. Při předpokladu plného využití únosnosti betonu a výztuže na mezi porušení průřezu, vypočteme pro normálovou sílu N_u odpovídající hodnotu ohybového momentu M_u. Zobrazením hodnot N_u a M_u v grafu získáme čáru meze porušení průřezu, kterou nazýváme "Interakčním diagramem meze porušení průřezu". Tato čára odpovídá teoretickému plnému využití únosnosti betonu a oceli (Zapletal, A.; Bucek, M. a Barták 1992).

Pro každý konkrétní bod ostění tunelu jsou MKP vypočteny hodnoty M_i, N_i, T_i a jim na Interakčním diagramu odpovídají hodnoty M_{ui}, N_{ui}. Posouzení bezpečnosti navržené konstrukce podle rovnice [5] použijeme-li Interakční diagram pak zapíšeme do rovnic.

$$\frac{N_{ui}}{N_i} = s_i\,, \quad \frac{N_{uj}}{N_j} = s_j \qquad [7]$$

Velikosti hodnot s_i a s_j určují bezpečnost ostění a pokud se hodnoty s_i, s_j výrazně liší od $s = 1$ doporučuje se původní návrh ostění upravit a výpočet provést znovu.



Obrázek 2. Interakční diagram

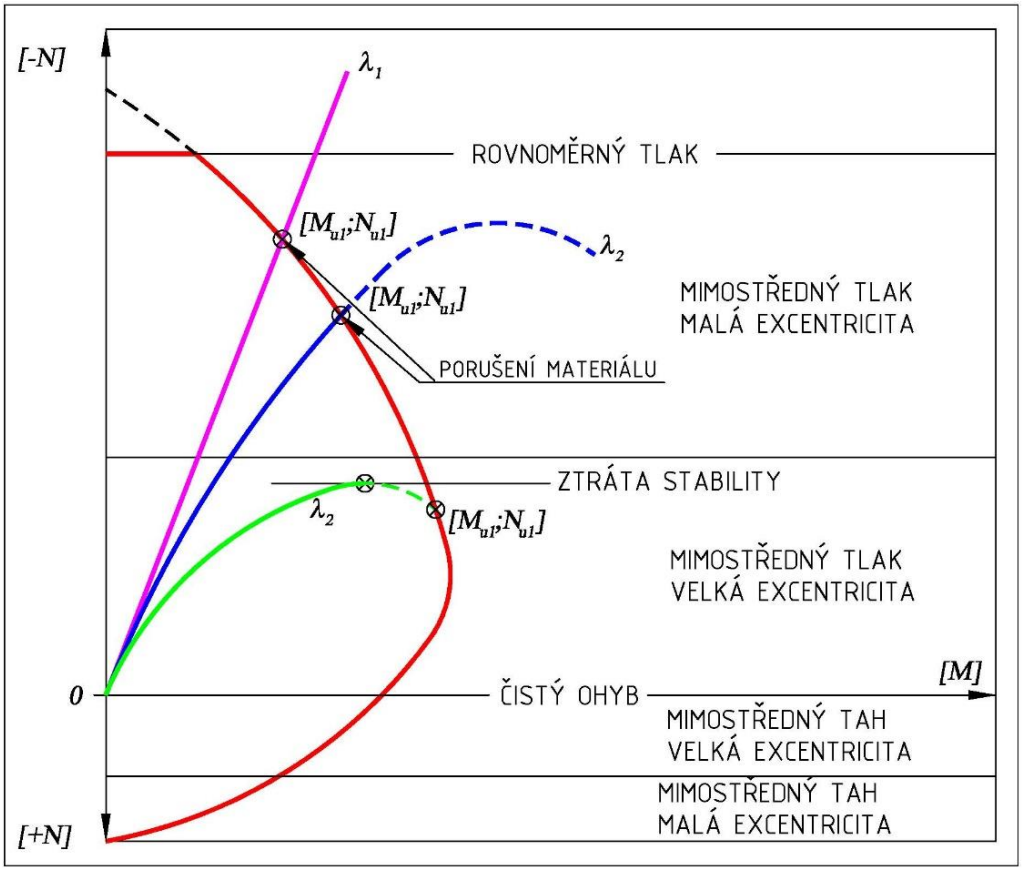
$$\lambda = \frac{l_e}{i} \qquad [8]$$

Při návrhu vyztužených železobetonových průřezů je nutné navrhnout polohu a plochu výztuže tak, aby bylo zajištěno její plné využití (přetvoření na mezi porušení průřezu). Tato podmínka určuje, jaké procento plochy výztuže musí být dostatečně vzdáleno od neutrální osy průřezu. Obvyklou ekonomickou podmínkou pak je, aby ve střední části průřezu (0,5h) bylo max. 25% veškeré plochy výztuže. Při vyhodnocení únosnosti tunelového ostění je nutné zvláštní pozornost věnovat betonovému ostění v technologii členěného výrubu, které není opřeno do horninového masivu. Ostění umístěné volně v profilu klasifikujeme podle štíhlosti na tlusté, středně štíhlé, a velmi štíhlé hodnocené koeficientem λ.

Kde l_e je účinná délka prutu

i je poloměr setrvačnosti betonového průřezu

Tlusté pruty	λ <20
Středně štíhlé pruty	λ <150
Velmi štíhlé pruty	λ >150



Obrázek 3. Vliv štíhlosti prutu na mez únosnosti

U tlustých a středně štíhlých prutů se jedná o pevnostní problém únosnosti, zatímco u prutů velmi štíhlých o stabilitní problém únosnosti.

4. POPIS VÝPOČETNÍCH SYSTÉMŮ

4.1 ANALYTICKÝ VÝPOČETNÍ SYSTÉM

Vzájemné spolupůsobení ostění kruhového profilu a horninového masivu je modelováno jako plný kontakt ostění na poloměru R_1 s okolním pružným prostředím (Bulyčev 1982). Výpočet normálového a smykového napětí (p,q) na kontaktu ostění se zeminou určíme z okrajových podmínek posunutí bodů zapsaných do rovnic

$$u_k = u(\gamma H) - u_0 = \alpha \times u(\gamma H) = u(\alpha^* \times \gamma H);$$

$$v_k = v(\gamma H) - v_0 = \alpha \times v(\gamma H) = v(\alpha^* \times \gamma H); \qquad [9]$$

kde u_0; v_0 jsou radiální a tangenciální počáteční posunutí bodů obvodu ostění před zabudováním ostění, $u(\gamma H)$; $v(\gamma H)$ jsou posunutí bodů horninového masivu na kontaktu s ostěním a u_k; v_k jsou posunutí bodů vnějšího obvodu ostění na kontaktu horninou. Koeficient α^* vyjadřuje nárůst deformací horninového masivu mezi ražbou a vložením plně aktivovaného ostění (zahrnuje reologické vlastnosti ostění a horniny, vliv kotvení apod.) Hloubka uložení tunelu je značena H a objemová tíha zemin je značena γ.

V důsledku spolupůsobení ostění s horninou vznikají na kontaktu normálové síly p a tangenciální síly q (zatížení ostění obr. 4) a přídavná napětí na obvodu výrubu

$$\sigma_r^{(1)} = \sigma_r^{(0)} - p; \; \tau_{r\theta}^{(1)} = \tau_{r\theta}^{(0)} - q\,. \qquad [10]$$

Pod vlivem těchto napětí vznikají deformace popsané v rovnici {1}. Řešení těchto rovnic předpokládá umístění kruhového tunelu v dostatečně velké hloubce a napětí v okolí výrubu jsou vypočteny pomocí rovinné úlohy teorie pružnosti v poloprostoru s uvažováním hmotnosti prostředí obklopujícího výrub. Okrajové podmínky na obvodu ostění zapíšeme ve tvaru

$$u_{II} + i v_{II} = u_k + i v_k$$

$$i \int (\sigma_r + i\tau_{r\theta})_{II}\, ds = i \int (p + iq)_k\, ds \;\; on\; L \qquad [11]$$

$$i\int_k (\sigma_r + i\tau_{r\theta})\, ds = 0 \qquad on\ L_1$$

Metodou Kolosova-Muschelišviliho vyjádříme okrajové podmínky na obvodu ostění L a L_1 při použití komplexních potenciálů $\phi(z)$ a $\psi(z)$ charakterizujících napětí v hornině a komplexních potenciálů $\phi_1(z)$ a $\psi_1(z)$ charakterizujících napětí v ostění (Muschelišvili 1966).

Budiž t bod na kružnici L a t_1 bod na kružnici L_1, pak

$$t=R_1\, e^{i\theta}\ t_1=R_o\, e^{i\theta} \qquad [12]$$

a je možné dokázat, že pro kružnici L platí

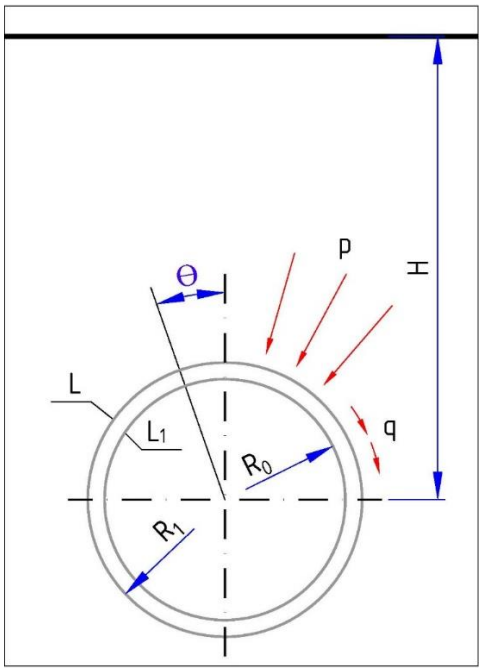
$$i\int \left(\sigma_r^{(0)} + i\tau_{r\theta}^{(0)}\right) ds = -\alpha^*\gamma\, H\left(\frac{1+\lambda}{2}\, t - \frac{1-\lambda}{2}\, \bar{t}\right) \quad [13]$$

Při použití substituce a řešením integrací dostaneme rovnice pro

$$p = po + p2\cos 2\square\square \quad q = q2\sin 2\square \qquad [14]$$

kde výrazy pro p_o, p_2 a pro q, q_2 jsou vyjádřeny pomocí zvláštních koeficientů (Bulyčev 1982). V dalším kroku určíme $\sigma_{\theta in}$ a $\sigma_{\theta ex}$ odkud pak jednoduše můžeme stanovit vnitřní síly v ostění podle rovnic

$$M = \frac{bt^2(\sigma_{\theta in}-\sigma_{\theta ex})}{12}; \qquad N = \frac{bt(\sigma_{\theta in}+\sigma_{\theta ex})}{2}; \quad [15]$$



Obrázek 4. Výpočetní schéma

5. POLYGONÁLNÍ METODA

Tato výpočetní metoda je universální, je schopna postihnout libovolný tvar konstrukce a umožňuje snadno měnit vstupní parametry výpočtu (zatížení, geotechnické parametry horninového prostředí). Výpočet nás však informuje pouze o deformacích a vnitřních silách v ostění a neříká nám nic o stavu napjatosti horninového masivu.

Výpočetní programy určené pro výpočet ostění tunelu polygonální metodou používají silovou nebo deformační metodu (Aldorf 1992). Přesný tvar ostění tunelu je ve výpočtu nahrazen polygonem. Horninový masiv je ve výpočtu modelován soustavou kyvných prutů připojených k ostění ve vrcholech polygonu. Působení horninového masivu na ostění je modelováno vnějším aktivním zatížením působícím ve vrcholu polygonu a pasivní odpor horniny je modelován Winklerovskými pružinami. Výpočet probíhá v iteračních cyklech a v prvním iteračním cyklu jsou všechny kyvné pruty modelující horninu ve funkci. Po prvním iteračním cyklu jsou tažené pruty vyloučeny a výpočet probíhá tak dlouho, dokud nejsou všechny tažené pruty vyloučeny a zároveň všechny tlačené kyvné pruty ve funkci. Kyvné pruty simulující horninu se do výpočtu zavádějí jednotkovou plochou a délkou a jejich tuhost se zadává různou hodnotou modulu pružnosti E. Charakteristiku pružných opěr můžeme zapsat ve tvaru

$$\overline{K_i} = K^{(\sigma)} \frac{l_i + l_{i+1}}{2} b \qquad [16]$$

kde $K^{(\sigma)}$ koeficient pružného odporu horniny závisí nejen na geotechnických parametrech horniny, ale rovněž na tvaru konstrukce a stanovujeme ho obvykle podle B. G. Galerkina

$$K_{(\sigma)} = \frac{E}{R(1+\nu)} \quad [17]$$

l_i je délka strany mnohoúhelníku a b je šířka prstence, která je obvykle 1m. Označme deformace a pootočení i-tého uzlu U_i, V_i, θ_i a vnitřní síly i-tého uzlu X_i, Y_i, M_i a vnější zatížení $\underline{X_i}$, $\underline{Y_i}$ pak zavedeme sloupcovou matici $\{P_i\}$ pro vnitřní výpočetní parametry a sloupcovou matici $\{\underline{P_i}\}$ pro vnější zatížení, kde

$$\{P_i\} = \begin{Bmatrix} U_i \\ V_i \\ \theta_i \\ X_i \\ Y_i \\ M_i \end{Bmatrix}; \qquad \{\underline{P_i}\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \underline{X_i} \\ \underline{Y_i} \\ 0 \end{Bmatrix}; \quad [18]$$

Zavedeme reakce opěr jako vnitřní síly pro i-tý uzel a zahrnutí deformace elastických podpor vede ke změněnému koeficientu $[K_i]$, který ovlivňuje výpočetní parametry. V obecném případě může být zatížení přiloženo k libovolnému uzlu (uzly mají zvláštní číslování, které označujeme j). Potom maticový zápis rovnice pro výpočetní parametry pro uzel n při známých okrajových podmínkách má následující tvar

$$\{P_n\} = \prod_{i=n+1}^{1} [K_i] \{P_o\} + \sum_{j=1}^{n} \prod_{i=n+1}^{j+1} [K_i] \{\underline{P_i}\}; \quad [19]$$

Kde $\{P_o\}$ je sloupcová matice počátečních výpočetních parametrů (Muschelišvili 1966).

6. METODA KONEČNÝCH PRVKŮ

Metoda konečných prvků je přibližná numerická metoda, která na rozdíl od přesných metod založených na řešení diferenciálních rovnic rovnováhy a kompatibility deformací, kde je vyžadováno splnění podmínek rovnováhy a spojitosti materiálu v každém bodu deformovaného tělesa, zaměňuje vyšetřovanou nekonečnou oblast za konečnou, rozdělenou do konečného počtu prvků, kde styk prvků je uskutečněn pouze v uzlových bodech (Bulyčev 1982). Podmínky rovnováhy a spojitosti deformací jsou u MKP dodrženy pouze ve společných uzlech prvků. Vztah mezi vektory deformací a silami v uzlech prvků, je určen maticí tuhosti prvků. Pro konkrétní příklad se nejprve vytvoří matice tuhosti prvků, potom matice tuhosti celého systému konečných prvků a sestavuje se soustava lineárních rovnic (RIBTEC 1996) ve tvaru

$$\{X\} = [k]\{u\} \qquad [20]$$

kde $\{X\}$ a $\{u\}$ jsou vektory sil a deformací působící v uzlech sítě konečných prvků

$[k]$ je matice tuhosti prvků řádu 2M, která je sestavena ze členů

$$K_{ij} = \sum_{r=1}^{N} k_{ij}^{(r)} \qquad [21]$$

kde $k_{ij}^{(r)}$ je prvek matice tuhosti r-tého prvku; charakterizující vliv j-té jednotkové deformace do i-tého členu uzlových sil. M je počet uzlů a N je počet prvků v systému. Výpočtem MKP získáme napjatost a deformace horninového masivu a ostění tunelu a také zatížení tunelového ostění p_{Li} na styku horniny s tunelovým ostěním.

6.1 VÝSLEDKY VÝPOČTŮ A VYHODNOCENÍ ÚNOSNOSTI OSTĚNÍ

Pro porovnání výpočtů použijeme kruhové ostění tunelu umístěné v písčito-hlinité zemině přirozené vlhkosti o hmotnosti γ = 18,5kNm^{-3}, Poisonovo číslo ν = 0,32, koeficient pružného odporu zeminy k_o=70MNm^{-3}, koeficient bočního tlaku λ = 0,7 a hloubku tunelu H=10m. Ostění tunelu je z monolitického betonu C25/30 a je symetricky vyztuženo při obou površích 4ϕ8mm/m´ z oceli 10425. Vnitřní průměr ostění je d=5,2m, vnější průměr ostění je D=5,92m, modul deformace betonu je E_b=2,9 10^{4}MPa. Pro výpočet polygonální metodou je uvažováno svislé rovnoměrné vnější aktivní zatížení q_x= 143kPa a vodorovné rovnoměrné zatížení q_y=90kPa.

7. ANALYTICKÝ VÝPOČETNÍ SYSTÉM (AVS)

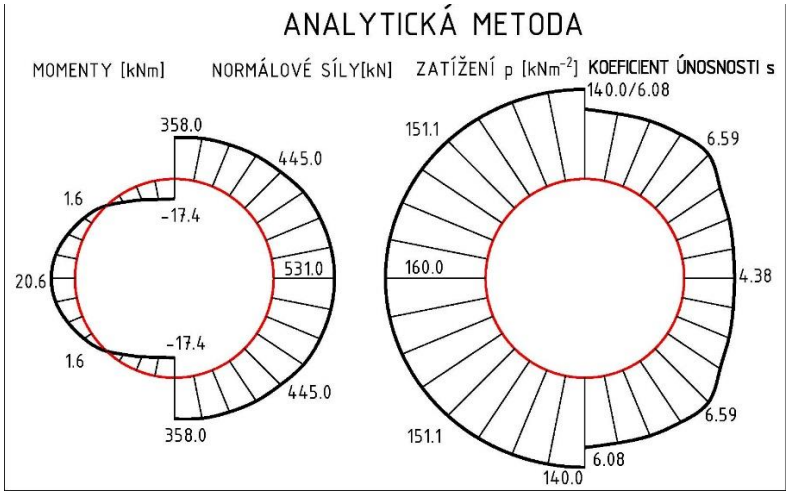
Výpočetní schéma ostění tunelu je modelováno jako dvouvrstvý prstenec, hodnota koeficientu α^* je s ohledem na mělké založení tunelu uvažována maximální (na straně bezpečnosti) α^* = 1. Modul pružnosti stanovíme z rovnice [16] a pro analytický výpočetní systém byl stanoven E_o= 273,5MPa.

$$K_{(o)} = \frac{E_o}{r_1(1+\nu)} \qquad [22]$$

Po příslušných výpočtech obdržíme tyto hodnoty vnitřních sil

Úhel θ	*Vnitřní síly AVS*	
	Moment (kNm)	*Normálová síla (kN)*
0	*-17,4*	*358*
π/4	*1,6*	*445*
π /2	*20,6*	*531*
π 3/4	*1,6*	*445*
π	*-17,4*	*358*

Průběh momentů, normálových sil, zatížení a koeficient únosnosti je zakreslen do obrázku (Zlámal 2010)

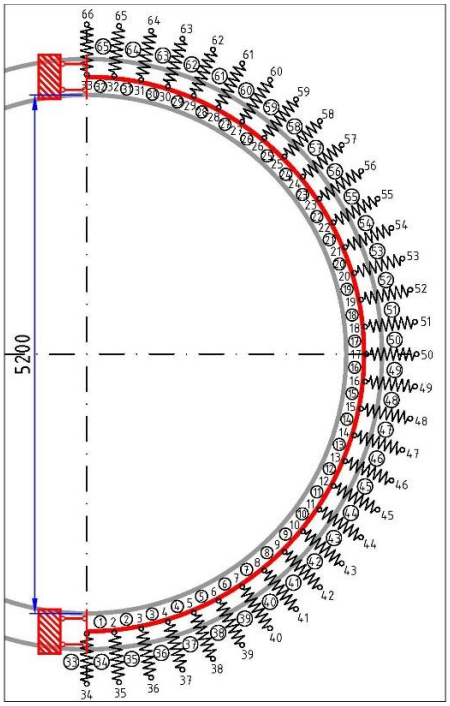


Obrázek 5. Vypočtené statické veličiny v modelu pro Analytickou metodu

8. POLYGONÁLNÍ METODA

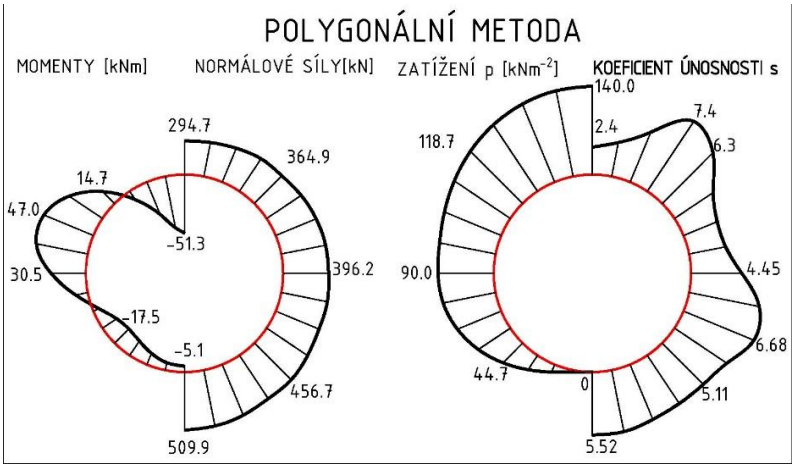
Střednice kružnice byla nahrazena polygonem o 32 stranách. V tlačených pružinách modelujících horninový masiv připojených k vrcholům polygonu vzniká pasivní odpor a s taženými pružinami se ve výpočtu nepočítá. Po několika iteračních cyklech byly vyřazeny tažené pružiny v horní části ostění a nalezeny tyto hodnoty vnitřních sil (Zlámal 2010). Po příslušných výpočtech obdržíme tyto hodnoty vnitřních sil

Úhel θ	Vnitřní síly PM	
	Moment (kNm)	Normálová síla (kN)
0	-51,3	294,7
π/4	14,7	364,9
π /2	30,5	396,2
π 3/4	-17,5	456,7
π	-5,1	509,9



Obrázek 6. Statické schema

V obecné deformační metodě (Aldorf 1992) je spojitá střednice nahrazena polygonem a spolupůsobení ostění s horninou je modelováno soustavou kyvných prutů. Průběh momentů, normálových sil, zatížení a koeficient únosnosti je zakreslen do obrázku.



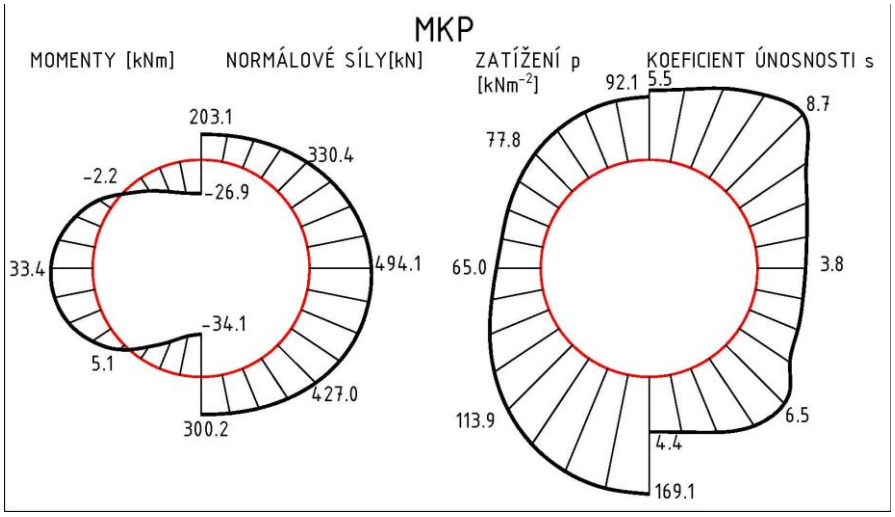
Obrázek 7. Vypočtené statické veličiny v modelu pro Polygonální metodu

9. METODA KONEČNÝCH PRVKŮ

Modelování úlohy MKP bylo provedeno s cílem co nejvíce napodobit okrajové podmínky porovnávaných výpočetních systémů. Výpočet byl proveden s předpokladem lineárních deformací horniny. Síť konečných prvků má 400 prvků a 1262 uzlů a rozměr 60 x 49m. Na styku ostění s horninou byla síť prvků zahuštěna. Po příslušných výpočtech obdržíme tyto hodnoty vnitřních sil (RIBTEC 1996).

Úhel θ	Vnitřní síly MKP	
	Moment (kNm)	Normálová síla (kN)
0	-26,9	203,1
π/4	-2,2	330,4
π /2	33,4	494,1
π 3/4	5,1	427,0
π	-34,1	300,2

Průběh momentů, normálových sil, zatížení a koeficient únosnosti je zakreslen do obrázku



Obrázek 8. Vypočtené statické veličiny v Metodě konečných prvků

10. POROVNÁNÍ ÚNOSNOSTI OSTĚNÍ

Koeficient únosnosti ostění *s* popisuje rezervy v únosnosti ostění a rovněž ukazuje místo, kde bude nejdříve dosaženo meze únosnosti. Poloha kritického místa v ostění je různá, zatímco v polygonální metodě je kritické místo ve vrcholu klenby, v analytické metodě a v metodě konečných prvků je kritické místo ve vodorovném průměru tunelu. Podle rovnice {18} konstatujeme, že kritické místo ostění je tam, kde hodnota koeficientu s je nejmenší. V analytické metodě je minimální koeficient únosnosti s_A=4,38, v polygonální metodě je minimální koeficient únosnosti s_P=2,4 a v metodě konečných prvků je minimální koeficient únosnosti s_K=3,8. Hodnoty koeficientu kritické únosnosti jsou pro jednotlivé výpočetní metody odlišné, poměrně velký rozdíl koeficientů únosnosti je s velkou pravděpodobností způsoben především rozdílnou metodikou výpočtu systému ostění/horninový masiv. Přestože výpočet analytickou metodou byl proveden s maximální možnou bezpečností, koeficient nárůstu deformací α^* (Aldorf 1992) mezi provedením výrubu a vložením ostění, byl použit hodnotou $\alpha^* = 1$, ukazuje se, že horninový masiv a ostění nejvíce spolupůsobí v analytické výpočetní metodě a nejméně v polygonální výpočetní metodě.

11. PEVNOST A MODUL DEFORMACE BETONU

Stanovení mezní únosnosti ostění a následně mezní deformace v prvních 28 dnech je možné pouze se znalostí nárůstu pevnosti a modulu deformace betonu v těchto dnech. Data sebraná za velmi dlouhé období jsou uvedena v obr. 9 a 10. Pro pevnost stříkaných betonů jsou proloženy dvě regresní křivky, nárůst do 6 až 360 minut (0,0041-0,25 dní) je výrazně jiný než v období 360 až 40320 minut (0,25-28 dní). Pro období 6 až 360 minut je proložena regresní křivka o rovnici (Zlámal 2010)

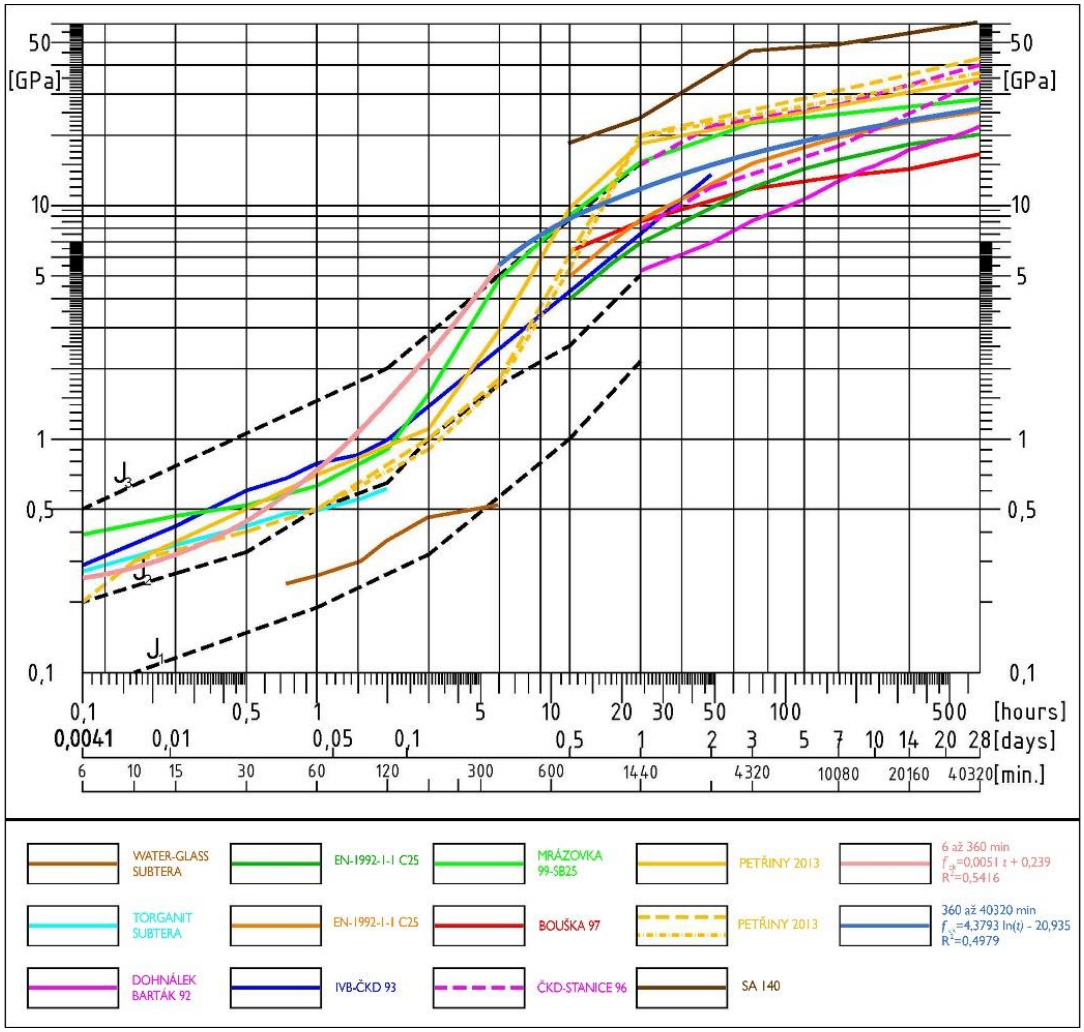
$$f_{ck} = 0{,}0051x + 0{,}2389$$
$$R^2 = 0{,}5416$$

Pro období 360 až 40320 minut je proložena regresní křivka o rovnici

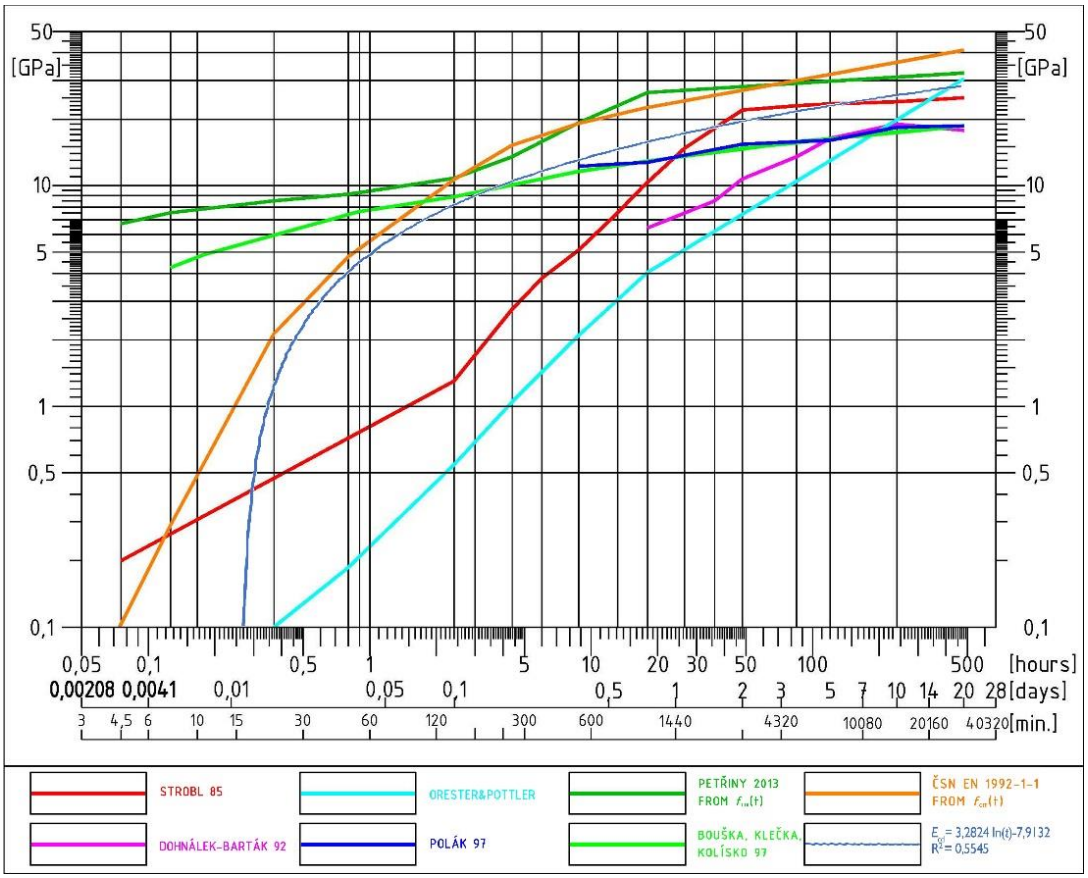
$$f_{ck} = 4{,}3793\ ln(x) - 20{,}935$$
$$R^2 = 0{,}4979$$

Pro modul deformace je proložena proložena regresní křivka o rovnici

$$E_{cd} = 3{,}2824\ ln(x) - 7{,}9132$$
$$R^2 = 0{,}5545$$



Obrázek 9. Naměřené pevnosti stříkaných betonů a regresní křivka



Obrázek 10 Naměřené moduly deformace a regresní křivka (ZLÁMA 2010, ZLÁMAL 2007)

12. ZÁVĚR

Pro návrh tunelového ostění používáme vždy výpočetní metodu, která je bezpečná a ekonomická, s ohledem na rozsah a důležitost úkolu. Cílem porovnání různých výpočetních metod bylo stanovit rozdíly ve statických veličinách a výpočtové únosnosti kruhového tunelového ostění a určit rezervy vzniklé použitím různých výpočetních systémů. Universální a jednoduchá polygonální výpočtová metoda je pro uvedený příklad 1,82krát bezpečnější než analytická výpočetní metoda a 1,58krát bezpečnější než výpočetní metoda konečných prvků. Po vyhodnocení výsledků výpočetních metod můžeme konstatovat, že pro jednoduché statické výpočty jsou výsledky z polygonální metody bezpečné za předpokladu, že tuto výpočetní metodu doplníme některými výpočty, např. posouzením celíku, horninového pilíře nebo poklesové kotliny. V případech kdy je nutné znát chování horninového masivu použijeme výpočetní metodu konečných prvků, která je 1,15krát bezpečnější, než analytická metoda. Pro jednoduché výpočty tunelových ostění je použití polygonální výpočetní metody plně vyhovující.

Literatura

- ALDORF, J. *The influence of time-dependant deformation properties of concrete on load and loading capacity of support of underground working*. Rotterdam: A. A. Balkema, 1992. ISBN 90 5410 039 7.
- ALDORF, J. *Mechanika podzemních konstrukcí*. Ostrava: VŠB – Technická universita Ostrava, 1999. ISBN 80-7078-695-7.
- BARTÁK, J. a PRUŠKA, J. *Podzemní stavby*. Skriptum. Praha: ČVUT, 2011. ISBN 978-80-01-04789-7
- BULYČEV, N. S. *Mechanika podzemnych sooruženij*. Moskva: Nedra, 1982.
- DROZD, K. O přetvárných charakteristikách zemin a skalních hornin. *Geotechnika*. 2001, roč. 2001, č. 2, s. 3-6. ISSN 1211913X.
- MUSCHELISVILI, N. I. *Nekotorye osnovnye zadaci matematiceskoj teorii uprugosti*. Moscow: Nauka, 1966.
- RIBTEC. *Tunnel*. CD, Program. Stuttgart: RIB Bausoftware GmbH, 1996.
- ZAPLETAL, A.; BUCEK, M. a BARTÁK, J. *Komentář ke směrnici pro navrhování ostění budovaných NATM*. Směrnice. Praha: Metrostav & ČVUT, 1992.
- ZLÁMAL, J. *Vyhodnocení únosnosti tunelového ostění*. Praha: ITA/AITES cz, 2010. ISBN 978-80-254-7054-1.
- ZLÁMAL, J. *Analysis of the ultimate states of the underground tunnel lining*. Leiden: Taylor & Francis/Balkema, 2007. ISBN 978-0-415-40807-3.

Ing. Jaromír Zlámal
POHL cz, a.s., Roztoky, Česká republika
zlamal@pohl.cz

Sekce 6
Vybavení, bezpečnost provozu a údržba

Předsedající: Robert Galler, Petr Kučera, Miroslav Novák

Ústní prezentace

VÝVOJ PRINCIPŮ (SEBE)ZÁCHRANY OSOB PŘI POŽÁRECH V DOPRAVNÍCH PROSTORÁCH TUNELOVÉHO KOMPLEXU BLANKA
L. Rákosník, A. Votrubová, J. Soural & V. Vránová

MODERNIZACE TECHNOLOGICKÉ ČÁSTI TUNELŮ D8 – PANENSKÁ, LIBOUCHEC
V. Strejček, M. Robek & D. Svoboda

NOVÉ VZOROVÉ LISTY SVĚTLÝCH TUNELOVÝCH PRŮŘEZŮ ŽELEZNIČNÍCH TUNELŮ
M. Hnilička

Postery

PRVÉ INFORMÁCIE O PROJEKTE APVV: EXPERIMENTÁLNE SKÚMANIE A POČÍTAČOVÉ MODELOVANIE PRÚDENIA VZDUCHU PRI POŽIARI V CESTNOM TUNELI
P. Danišovič

VÝVOJ PRINCIPŮ (SEBE)ZÁCHRANY OSOB PŘI POŽÁRECH V DOPRAVNÍCH PROSTORÁCH TUNELOVÉHO KOMPLEXU BLANKA

L. Rákosník & A. Votrubová & J. Soural & V. Vránová
Satra, spol. s r.o., Prague, Czech Republic

ABSTRAKT: Tunely pozemních komunikací se oproti povrchovým komunikacím vyznačují dalšími specifickými nebezpečími vyplývajícími z uzavřeného příčného profilu konstrukce. Z pohledu bezpečnosti osob je tedy nutné řešit požární bezpečnost. Předpisová základna ČR řešící požární bezpečnost osob v prvních okamžicích po vzniku požáru přistupuje k tunelům PK primárně jako k nevýrobním objektům (Česká agentura pro standardizaci 2023). Tzn. řeší primárně bezpečnost pěších osob a nezohledňuje aspekty vlastního silničního provozu, natož možnosti telematického řízení dopravy v závislosti na aktuální dopravní situaci. Předpisy vztahující se přímo k projektování a vybavení připravovaných nebo již provozovaných tunelů PK (Česká agentura pro standardizaci 2013, MD ČR 2025, MD ČR 2024) stanovují požadavky na umístění jednotlivých konstrukčních/technologických/telematických prvků a princip organizačního zabezpečení zásahu, ale už povětšinou neřeší požadavky na vzájemnou interakci v prostoru a čase při vzniku mimořádné události. Na základě podrobného rozboru průběhu závažnějších mimořádných událostí vzniklých za dobu více než deseti let provozu TK Blanka prošel vývojem i pohled na principy sebezáchrany a záchrany osob v komplexu. Článek přibližuje postupnou implementaci podpůrných opatření, zahrnujících implementaci nových technologických zařízení a úpravu principů součinnosti a řízení jednotlivých technologických prvků a celků a řízení silničního provozu i s ohledem na BESIP.

1. ÚVOD

Tunelový komplex Blanka byl na konferenci představen v řadě předchozích ročníků. Cílem tohoto článku je popsat, jak reálné zkušenosti vedly k úpravám principů (sebe)záchrany a implementaci dynamických evakuačních sekvencí vybraných technologických celků zohledňujících možné dopravní situace při vzniku požáru vozidla v TKB. Tyto sekvence se kromě plnění primárního účelu – podpory evakuace osob a zásahu Hasičského záchranného sboru (HZS) - snaží zohlednit bezpečnost silničního provozu (BESIP) v úsecích tunelového komplexu, které nejsou přímo ohroženy požárem.

Uživatele komunikace v tunelu je potřeba ochránit před účinky požáru, především před toxickými zplodinami. Samozřejmě platí, že čím méně osob se nachází v oblasti požáru, tím méně jich je ohrožených. Proto je obecnou snahou omezit počet osob poblíž požáru, a ty osoby, které se již v oblasti požáru nacházejí, informovat a umožnit jim únik do bezpečných prostor. Za tímto účelem se do tunelů instaluje řada technologických, bezpečnostních a telematických zařízení pro detekci mimořádných událostí a pro aktivaci adekvátních reakcí na tyto události.

Z hlediska řízení dopravy je po zjištění požáru prvotním úkolem zabránit příjezdu dalších vozidel do ohrožené oblasti v tunelové troubě s touto událostí (zasažená tunelová trouba). Po detekci požáru a vyhlášení požárního poplachu v řídicím systému tunelu a v návazných technologiích jsou vozidla z pohledu směru jízdy před požárem zastavována aktivací světelných signálů S 1a a S 8a. Vozidla za požárem se nechávají volně nebo i přednostně (prioritizace směru z tunelu s kolizními povrchovými dopravními proudy) odjet. Pokud je tunel tvořen dvěma tunelovými troubami, dochází i k uzavření požárem nezasažené tunelové trouby (zásahová tunelová trouba), tzn. zavře se okamžitě vjezd a postupnou vyklizovací sekvencí se aktivují v dalších řezech světelné signály S 1a a S 8a. Zásahová trouba slouží jako požárně bezpečný prostor pro osoby unikající ze zasažené tunelové trouby přes tunelové propojky, a zároveň z ní opačným směrem zasahují jednotky HZS (MV–GŘ HZS ČR). Z hlediska řízení technologií v tunelu je snahou upozornit osoby/uživatele tunelu zachycené v tunelu na hrozící nebezpečí a poskytnout jim podmínky pro sebezáchranu do příjezdu jednotek HZS. To představuje především

aktivaci hlášení místního rozhlasu, nouzového únikového osvětlení, požárního větrání, zařízení pro provozní informace. Popis a hodnocení účinnosti jednotlivých informačních prostředků, reakcí a chování uživatelů by vydaly na několik dalších článků. Jak vyplývá z výše uvedeného, evakuační proces lze tedy rozdělit na dvě hlavní fáze podle toho, zda již jednotky HZS dorazily do tunelu (záchrana osob a likvidace požáru), nebo dosud ještě nedorazily (sebezáchrana uživatelů).

Při aktivaci požárního poplachu v řídicím systému TKB, ať už na základě detekce liniovým teplotním hlásičem, nebo manuální aktivací dispečerem technologie, se aktivují následující provozní celky technologické vybavenosti:

- řízení dopravy,
- nouzové únikové osvětlení,
- hlavní osvětlení tunelu,
- vzduchotechnika,
- místní rozhlas,
- anténní zařízení,
- vodní hospodářství.

Jak si ukážeme dále, jedna věc je splnění požadavků předpisů ve smyslu požadavků na rozmístění a zapojení jednotlivých technologických provozních celků. Druhá věc je implementace logiky jejich aktivace a funkce tak, aby v řešené situaci byly co nejvíce přínosné pro všechny zúčastněné aktéry.

2. TUNELOVÝ KOMPLEX BLANKA – VÝCHOZÍ BEZPEČNOSTNÍ KONCEPCE

TKB jakožto městský tunel byl od začátku projektován tak, aby v něm s ohledem na předpokládatelné dopravní situace a hustotu provozu v denních špičkách mohly být alespoň částečně připouštěny kongesce bez výrazného navýšení rizik z hlediska požární bezpečnosti, což vyžaduje efektivní systém řízení a regulování dopravy i evakuaci pěších. Centrálním mozkem tunelu je řídicí systém tunelu, který propojuje všechny detektory a návazně reagující zařízení v technologii a dopravě. Do řízení dopravy po vyhlášení požárního poplachu byly implementovány příslušné scénáře automatického uzavření všech vjezdů do komplexu, uzavírání a vyklizování jednotlivých dopravních úseků (Brusnice, Dejvice, Bubeneč) v kombinaci odpovídající poloze požáru. Tzn. při vyklizování je v křižovatkách, do kterých ústí výjezdy z tunelu, světelnou signalizací preferován výjezd z tunelu, tak, aby byl tunel co nejdřív vyklizen. Cílem vyklízení v požárem zasažené tunelové troubě je omezit počet vozidel v úsecích za požárem, kam se může přirozeně šířit nebo být nuceně požárním větráním směrován kouř. Cílem vyklízení v tunelové troubě bez požáru, tzn. zásahové, je snahou vyklidit z tunelu vozidla, která by při setrvání v tunelu mohla překážet přijíždějícím jednotkám HZS, resp. ohrozit svým pohybem pěší osoby, kterým se již podařilo tunelovými propojkami projít z trouby s požárem do opačné trouby.

Funkce po aktivaci požárního režimu v řízení dopravy probíhala následovně:

- okamžitě se uzavírají všechny vjezdy z povrchové sítě do obou jízdních pásů/tunelových trub ve všech čtyřech MÚK (závory Z1 + S 13);
- v dopravním úseku s požárem (od odpojení výjezdové rampy předchozího dopravního úseku po následující odpojení) je od vjezdů až po řez pruhové signalizace příslušný místu detekce požáru okamžitě pozastaven provoz na každém takovém řezu;
- ve dopravních prostorách v zasažené tunelové troubě, které se z hlediska směru jízdy nacházejí již za požárem, se vozidla nechají volně vyjet libovolným výjezdem;
- na jízdním pásu bez požáru se uzavírá dopravní úsek protilehlý k zasaženému úseku;
- v nezasažených dopravních úsecích, které se ve směru jízdy nacházejí již za protilehlým úsekem k úseku s požárem, se ponechají všechny směry jízdy otevřené;
- postupně se aktivují vyklizovací sekvence v uzavíraných úsecích, které postupují konstantní rychlostí odpovídající cca polovině nejvyšší povolené rychlosti.

V řízení technologické vybavenosti po aktivaci požárního režimu reagovaly vybrané technologické celky následujícím automatizovaným způsobem:

- nouzové únikové osvětlení se okamžitě rozsvítí v obou tunelových troubách v celé délce obou tunelových trub komplexu;
- hlavní osvětlení tunelu se okamžitě rozsvítí v obou tunelových troubách na maximum,

- Stropní osvětlení vstupů do záchranných cest/propojek v obou tunelových troubách se vypne, kromě nasvětlení propojky, která je řídicím systémem na základě polohy požáru navržena jako nejvhodnější pro zásah HZS;
- požární větrání se aktivuje podle scénáře příslušného danému detekčnímu úseku požáru;
- místní rozhlas (reproduktory umístěny v obou troubách u vstupů do propojek, a dále v propojkách) se okamžitě aktivuje zároveň v obou troubách a v propojkách; v požárem zasažené tunelové troubě a v propojkách vyzývá k opuštění tunelové trouby spojovací chodbou; v nezasažené troubě vyzývá k opuštění tunelu ve/proti směru jízdy, podle toho, který portál je v daném místě blíže; hlášení (pouze v češtině) se cyklicky opakují;
- automatický vstup do FM vysílání rozhlasových stanic, jejichž frekvence jsou v komplexu šířeny. Po jednom přehrání zprávy o u zavření TKB opět naváže vysílání předchozí naladěné stanice.

Z uvedeného je zřejmé, že k aktivaci návazných reakcí bezpečnostních zařízení bylo přistupováno stejně jako u budov; vše je aktivováno okamžitě a ve všech prostorách, což je v případě budov v pořádku. V kontextu uvažování stavu aktuální dopravní situace a podmínek BESIP v 5,5 km dlouhém tunelovém komplexu s připojovacími a odbočovacími pruhy to ale vyvolává řadu otázek a pochybností o důsledcích aktivace pro projíždějící řidiče. Uživatelé tunelu se v jednotlivých úsecích komplexu nacházejí v odlišných situacích. Zatímco v oblasti bezprostředně u požáru je taková reakce adekvátní, v opačné tunelové troubě, kde probíhá standardní silniční provoz a uživatelé nejsou požárem bezprostředně ohroženi, již tolik ne. Diskutabilní rovněž jsou únikové vzdálenosti v řádech vyšších stovek metrů.

Pro úplnou představu uveďme následující příklad: vzhledem k nastavené logice scénářů vyklizování tunelu může např. dojít k situaci, kdy vozidlu, které vjelo do požárem nezasažené trouby komplexu těsně před uzavřením vjezdu požární sekvencí, je umožněn průjezd v celé délce komplexu, tzn. 5,5 km. Tuto vzdálenost vozidlo projede při nejvyšší povolené rychlosti 70 km/h za cca 5 minut, při 50 km/h dokonce za cca 7 minut (a to neuvažujeme možnosti kongescí). Po celou tuto dobu na řidiče takového vozidla svítí svítidla nouzového osvětlení, umístěná cca 1 m nad vozovkou s roztečí cca 12 m, s parametry svítivosti dimenzovanými především na viditelnost při zakouření celého příčného profilu tunelové trouby… Nemluvě o automatizovaných hlášeních místního rozhlasu, která rovněž narušují pozornost řidičů (řidiči mohou zpomalovat ve snaze zachytit a porozumět hlášení a vytvářet kolizní situace). Před zprovozněním TKB byly tyto možné důsledky okamžité aktivace požární sekvence pro BESIP diskutovány se zainteresovanými stranami, nicméně byla dána přednost jednoduchému splnění požadavků požárně-bezpečnostních předpisů dle dosavadních zvyklostí.



Obrázek 1: Aktivace nouzového únikového osvětlení

3. ANALYZOVANÉ MIMOŘÁDNÉ UDÁLOSTI V TKB (2015–2025)

Za více než desetileté období provozu TKB byla zaznamenána řada mimořádných událostí různé závažnosti (požáry OA/TNV, zakouření bez plamenného hoření, dopravní nehody se sekundárním rizikem), které otestovaly původní koncepci a poskytly možnost vyhodnocení původně nastavených principů a parametrů (Tabulka 1). Tyto vybrané události byly nad rámec standardních požadavků podrobněji prověřeny projekčním týmem. Pro vyhodnocení byly využity kamerové záznamy, záznamy komunikace jednotlivých složek, případně účastníků provozu, a záznamů reakcí a stavů jednotlivých technologických celků v řídicím systému.

Tabulka 1: Seznam analyzovaných událostí s aktivací požárního režimu v TKB

Datum	Tunel	Hořící objekt/ Zdroj kouře	Prvotní detekce	Aktivace požárního režimu	Poznámka
14. 5. 2019	TKB (BUB)	Osobní vozidlo	Detektor kouře	Manuálně DT (obrazovka EPS)	Pouze porucha turbodmychadla – bez následného požáru.
5. 8. 2019	TKB (BUB)	Osobní vozidlo	Video-detekce inkrim. vozidla (ztráta viditelnosti)	Poloautomaticky DT (potvrzení detekce kouře)	Pouze porucha turbodmychadla – bez následného požáru.
9. 10. 2019	TKB (DEJ)	Osobní vozidlo	Video-detekce inkrim. vozidla (pomalu jedoucí vozidlo)	Manuálně DT (obrazovka EPS)	
14. 11. 2019	TKB (DEJ)	Osobní vozidlo	Video-detekce inkriminovaného vozidla (stoj. voz.)	Automaticky	Automatický signál EPS přišel cca 3 a půl minuty od zastavení vozidla.
16. 1. 2020	TKB (BUB)	Osobní vozidlo	Video-detekce inkriminovaného vozidla (stoj. voz.)	Automaticky	Automatický signál EPS přišel cca 2 a půl minuty od zastavení vozidla.
19. 2. 2020	TKB (BRU)	Těžké náklad. vozidlo	Video-detekce inkriminovaného vozidla (stoj. voz.)	Manuálně DT (obrazovka EPS)	Pouze porucha turbodmychadla – bez následného požáru.
25. 5. 2020	TKB (BRU)	Těžké náklad. vozidlo	Video-detekce (jiného zastaveného vozidla v místě)	Automaticky	Automatický signál EPS přišel více než 10 minut po zastavení hořícího vozidla, cca 6 a půl minuty po detekování kouře video-detekcí.
2. 8. 2020	TKB (BRU)	Osobní vozidlo	Požáru předcházelo řešení nehody vozidel	Automaticky	Požáru předcházelo řešení nehody. Automatický signál EPS přišel cca 2 a půl minuty od prvních plamenů.

Datum	Tunel	Hořící objekt/ Zdroj kouře	Prvotní detekce	Aktivace požárního režimu	Poznámka
20. 12. 2020	TKB (BUB)	Osobní vozidlo	Video-detekce inkriminovaného vozidla (stoj. voz.)	Automaticky	Předcházelo řešení jiné události. Automatický signál EPS přišel cca 3 minuty nehodě vozidla.
21. 11. 2023	TKB (BUB)	Osobní vozidlo	Video-detekce inkriminovaného vozidla (stoj. voz.)	Manuálně DT (obrazovka EPS)	Automatický signál EPS přišel téměř 5 minut po zastavení hořícího vozidla.

První indicie o důsledcích původního nastavení technologických celků poskytlo prověřovací cvičení složek IZS v roce 2016. Jak vyplývá z legislativy (Česká republika 2001), prověřovací cvičení není předem ohlašováno zúčastněným organizacím a tunel není před cvičením předem dopravně uzavírán. I když bylo cvičení provedeno v nočních hodinách, došlo aktivací požární sekvence v tunelovém komplexu a okamžitým pozastavením provozu v dopravním úseku se simulovaným požárem k zachycení řady vozidel (vč. zahraničních účastníků). To umožnilo sledovat i autentické reakce osob z řad motoristické veřejnosti; kromě jiného tak měly obsluhy tunelů možnost procvičit si znalosti angličtiny při komunikaci přes SOS kabiny v tunelu. Kladným poznatkem ze cvičení z hlediska evakuace byl fakt, že srozumitelnost hlášení místního rozhlasu byla dostatečná, protože řada osob z vozidel z úseku se simulovaným požárem uposlechla automatizovaných výzev místního rozhlasu k evakuaci. Dle požadavku opustily zasaženou tunelovou troubu, tunelovou propojkou prošly do nezasažené tunelové trouby a dle pokynů rozhlasu se vydaly k portálům tunelového komplexu. Jelikož se místo simulovaného požáru nacházelo ve 3 km dlouhém Bubenečském tunelu, absolvovaly osoby v tom nejnepříznivějším případě cca 1,5 km dlouhou cestu na portály. Dohledání osob a jejich dopravení zpět k vozidlům zabralo značnou část doby celého cvičení. S ohledem na tuto přímou zkušenost s pochodem vyvstaly opět otázky, zda princip navádění až k portálům tunelu je z pohledu požární bezpečnosti osob nezbytný.

K prvnímu skutečnému požáru vozidla došlo až v říjnu 2019, tzn. více jak 4 roky po zahájení zkušebního provozu, cca týden před jeho ukončením. Poté během 15 měsíců následovalo 5 požárů. Další požár s odstupem téměř 3 let. Už z výčtu datumů vzniku jednotlivých událostí je patrné, že klasický pravděpodobnostní přístup k hodnocení rizik na statistické bázi není pro posouzení úrovně bezpečnosti tunelu zcela účelný. Obecně je vhodnější se zaměřit na analýzy jednotlivých scénářů událostí, protože, jak potvrdila praxe, ďábel se skrývá v detailu. Co událost, to nějakým způsobem unikátní podmínky, vývoj a způsob řešení situace jak z pohledu uživatelů tunelu, tak z pohledu obsluh tunelových dispečinků nebo zasahujících jednotek IZS.

4. POZNATKY Z ANALÝZ A IDENTIFIKACE PROBLÉMŮ PŮVODNÍHO SYSTÉMU

Jak ukázal rozbor událostí, sebezáchrana a reakce osob v prvních okamžicích po aktivaci požárního poplachu může mít mnoho podob; od ignorování světelné signalizace přes setrvání ve vozidle na místě nebo přes pěší evakuaci po otáčení vozidel a odjezd z tunelu v protisměru (**Error! Reference source not found.**, Obrázek 4, Obrázek 5, **Error! Reference source not found.**). Roli v mnoha ohledech hraje i poloha zúčastněných vůči požáru, a přímá viditelnost hrozícího nebezpečí. V případě viditelnosti nebezpečí reagují osoby rychleji. Délka evakuační trasy byla již diskutována výše, a při událostech se ukázalo, že evakuace na volné prostranství není nezbytná. Naopak, následné dohledávání evakuovaných osob se ukázalo jako časově a organizačně náročné.

Respektování světelných signálů řidiči je další samostatná oblast k řešení. Obecně i přes signalizaci mají motoristé u místa požáru snahu z tunelu do určité doby odjet bez ohledu na stav světelné signalizace. Tato doba je odvislá od stupně rozvoje požáru, a především produkce kouře; pokud již není na další cestu

skrz kouř vidět, tak řidiči zastavují a dál neprojíždí. Pokud již situaci vyhodnotí tak, že projíždět je nebezpečné, zastavují svá vozidla v dostatečné vzdálenosti od hořícího vozidla, tzn. minimálně 10 m. V některých případech řidiči před požárem couvali zpět, aby se dostali, co nejdále od hořícího vozidla. Byly ale zaznamenány i případy, kdy řidiči, kteří chtěli pomoci posádce hořícího vozidla, zastavili po směru jízdy za hořícím vozidlem. Tento postup je vhodný při poruše nebo nehodě vozidla, kdy je pomáhající před dopravním proudem ochráněn vozidlem s řešeným problémem, ale ne při požáru, kdy se pomáhající vystavuje rozvíjejícímu kouři, který povětšinou vlivem pístového efektu nebo vzduchotechniky postupuje jeho směrem.

Vyklizování dopravy z tunelových úseků do povrchových křižovatek v denních hodinách, vzhledem k již tak hustému provozu na přilehlých křižovatkách, je značně problematické. Původní nastavení vyklizovacích sekvencí na konstantní rychlost postupu vyklízení se ukázalo jako nevhodné, neboť sekvence „předbíhaly“ vozidla popojíždějící na výjezdových rampách, po doběhu sekvence skončila preference výjezdu a vyklizování se tak ještě více zpomalilo.

Záměr označit nejvhodnější zásahovou propojku pro přijíždějící jednotky HZS se ukázal jako správný. Technické provedení v podobě nasvícení svítidly na stropě nad vstupem do tunelové propojky k tomuto účelu však zcela nepostačovalo. V záplavě všech okolních svítidel aktivovaných v době příjezdu HZS na maximum se tato identifikační svítidla ztrácela. Bylo zřejmé, že pokud má být splněn účel, tak bude potřeba tento systém upravit.



Obrázek 2: Při uzavření návazného úseku řidiči místo vyjetí po rampě čekají na znovuotevření původního směru



Obrázek 3: Reakce uživatelů v oblasti poblíž požáru – ukázka č. 1



Obrázek 4: Reakce uživatelů v oblasti poblíž požáru – ukázka č. 2



Obrázek 5: Reakce uživatelů v oblastech dále od požáru – ukázka č. 1



Obrázek 6: Reakce uživatelů v oblastech dále od požáru – ukázka č. 2

5. PŘEHODNOCENÍ PRINCIPŮ SEBEZÁCHRANY, TVORBA DYNAMICKÝCH EVAKUAČNÍCH SEKVENCÍ

Výše uvedené poznatky prokázaly, že stávající univerzální, staticky nastavené postupy a způsob aktivace požárních sekvencí nepostihují rozmanitost scénářů vývoje dopravní situace a události samotné (místo, intenzita a směr šíření kouře, stav dopravy). Bylo zřejmé, že je potřeba systém (sebe)záchrany udělat robustnější, intuitivní pro uživatele, bez geneze dalších rizikových situací.

Poznatky z dosavadního šetření významných mimořádných událostí byly předvedeny zástupcům obsluh tunelů (operátoři dopravy PČR, dispečeři technologie Technické správy komunikací hl. m. Prahy, a.s.) a HZS hl. m. Prahy na společné schůzce v červnu 2020. Zároveň byl ze strany projektantů předložen návrh opatření pro zlepšení jak podmínek sebezáchrany, tak vedení zásahu HZS. Jako první byl upraven systém identifikace zásahové propojky pro HZS, kdy ke každému vstupu do propojky byl doplněn zábleskový maják. Projektanti dále vypracovali logiku tzv. **dynamických evakuačních sekvencí**, které:

- částečně přizpůsobují reakce tunelových systémů aktuální dopravní situaci v jednotlivých tunelových úsecích a směřují reakce především do míst, kde je jich nejvíc potřeba,
- rozlišují zasaženou a zásahovou tunelovou troubu a upravují režimy požárně bezpečnostních zařízení i dopravy diferencovaně;
- se snaží co nejvíc přizpůsobit intuitivnímu vnímání a srozumitelnosti pro motoristickou veřejnost.

Principy evakuace osob byly upraveny následovně:

- Osoby ze zasaženého tubusu jsou směrovány do zásahového (evakuačního) tubusu, resp. v případě úseků mezi portálem a první/poslední záchrannou cestou na volné prostranství před portály.
- Osoby, které se dostanou do zásahového tubusu, jsou vyzývány k setrvání na místě do příjezdu záchranných složek.

Za účelem podpory rozhodování evakuovaných osob o správné cestě k evakuaci byla volba správného únikového východu podpořena instalací dynamických pruhových svítidel zelené barvy, umístěných ve výšce cca 0,5 až 2 m na vnější straně svislých okrajů stěn vstupů do záchranných cest v tunelové troubě (Obrázek 7). Tato svítidla se stala součástí systému nouzového únikového osvětlení a byla napojena na řídící systém tunelu. Ve standardním stavu tak je každý vstup osvětlen kontinuálně svítícími svítidly. Funkčnost osvětlení v okamžiku vyhlášení požárního poplachu v tunelu je následující:

- v zasažené tunelové troubě v úseku s aktivovaným pozastavením provozu (od místa požáru zpět ke vjezdům do úseku) přejdou osvětlení vstupů do svícení střídavého s frekvencí 1 Hz.
- Ve zbytku dopravního úseku s místem vyhlášení požáru přejde osvětlení příslušného vstupu do svícení střídavého s frekvencí 1 Hz až po uplynutí doby odpovídající rychlosti postupu vyklizovací sekvence – pro případ, že by v úseku za požárem byla např. kongesce (vlastní dopravní vyklizovací sekvence ale v tomto úseku aktivována nebude – pro umožnění výjezdu).
- V ostatních dopravních úsecích zasažené tunelové trouby přejde osvětlení příslušného vstupu do svícení střídavého s frekvencí 1 Hz souběžně s postupem dopravní vyklizovací sekvence.
- V zásahovém (evakuačním) tubusu přejde osvětlení vstupu do propojky vyhodnocené řídícím systémem jako zásahové pro HZS do svícení střídavého s frekvencí 2 Hz. Ostatní osvětlení vstupů v zásahovém tubusu zůstanou stabilně svítit stejně jako ve standardním stavu.

Funkce technologické vybavenosti tunelového komplexu se uvedeným principům evakuace přizpůsobila následujícím způsobem:

- Obecně se předpokládá, že po vyhlášení požáru v dopravním prostoru tunelu prostřednictvím řídícího systému TKB (ať už po automatické detekci nebo po aktivaci dispečerem technologie) budou osoby z vozidel v zasažené tunelové troubě zachycených v úseku s aktivovaným pozastavením provozu (od místa události zpět ke vjezdům do úseku) vyzývány k opuštění vozidel a následně dále směrovány primárně hlášením místního rozhlasu nebo textem na zařízení pro provozní informace, které byly aktivovány v okamžiku vyhlášení požárního poplachu. Hlášení a informace jsou v zasažené troubě okamžitě podávány pouze v uvedeném úseku. V ostatních dopravních úsecích bude hlášení u jednotlivých záchranných cest aktivováno souběžně s postupem dopravní vyklizovací sekvence. Ve zbytku dopravního úseku s požárem (bez pozastavení provozu, za požárem) bude hlášení místního rozhlasu aktivováno rychlostí vyklizovací sekvence – pro případ, že by v úseku za požárem byla např. kongesce (vlastní dopravní vyklizovací sekvence ale v tomto úseku aktivována nebude – pro umožnění výjezdu).
- Hlášení místního rozhlasu v uvedeném úseku směřuje osoby k nejbližší záchranné cestě/propojce, resp. v případě úseků mezi portálem a první/poslední záchrannou cestou na volné prostranství před portály (resp. předpokládá se toto chování vzhledem k intenzitě hlasitosti hlášení).
- Pokud je mezi zasaženým tubusem a zásahovým (evakuačním) tubusem záchranná cesta, směřuje místní rozhlas v záchranné cestě osoby do druhé tunelové trouby. Hlášení v záchranné cestě se zapne až po vstupu osoby ze zasaženého tubusu do záchranné cesty na základě signálu PZTS.
- V zásahovém (evakuačním) tubusu se hlášení u příslušné záchranné cesty zapne s vyklizovací sekvencí; v případě, že dojde ke vstupu osoby ze zasaženého tubusu nebo záchranné cesty dřív než před sepnutím sekvencí, bude hlášení zapnuto na základě signálu PZTS.
- Hlášení místního rozhlasu byla upravena a doplněna o anglickou a německou verzi.

K dosud poslední úpravě došlo v systému řízení dopravy – byla změněna logika vyklizovacích sekvencí. V současnosti sekvence již nepostupují konstantní rychlostí, ale postup je odvislý od informací z video-detekce – sekvence postupuje do dalšího kroku jen poté, kdy video-detekce potvrdí, že následující sekce je bez detekované události. Tato úprava poskytuje v povrchové světelně řízené křižovatce, do které se vyklizuje, delší preferenci vozidlům vyjíždějícím z tunelu, takže dojde k rychlejšímu vyklizení tunelu. Na druhou stranu má tato úprava negativní dopad v tom, že klade vyšší nároky na operátory dopravy při sledování celkové situace v komplexu.

Jak je vidět z tohoto výčtu, došlo v technologické vybavenosti a jednotlivých logických návaznostech při řešení mimořádné události s požárem k významným úpravám. Bohužel se zástupce HZS nepodařilo přesvědčit k provedení všech navrhovaných úprav, a u aktivace nouzového únikového osvětlení se zůstává u původního řešení s okamžitou aktivací v celé délce tunelových trub.



Obrázek 7: Ukázka instalace dynamických pruhových svítidel zelené barvy v TKB

6. ZÁVĚR

Doporučená opatření, která vzešla z analýzy mimořádných událostí, byla povětšinou v technologické vybavenosti tunelového komplexu postupně implementována. Nastavení sekvencí a vazeb PBZ se opakovaně nanečisto ověřuje při předepsaných koordinačních funkčních zkouškách požárně bezpečnostních zařízení (Ministerstvo vnitra 2001). Možnosti pro ověření účinnosti sekvencí v praxi se naštěstí vyskytují zřídka (k požáru po provedení části úprav došlo jen v listopadu 2023, z hlediska sledovaných aspektů vše proběhlo bez větších problémů). Optikou předchozích zkušeností lze z pohledu požární bezpečnosti přechod od původního, statického nastavení evakuačních postupů k dynamickým evakuačním sekvencím v TKB považovat za výrazný kvalitativní posun.

Z pohledu silniční bezpečnosti se situace zlepšila pouze částečně, neboť požadavek na okamžitou aktivaci nouzového únikového osvětlení v celé délce v tunelových troubách ze strany HZS přetrvává. Cílem autorů je se do budoucna této problematice dále věnovat a shromáždit dostatek podkladů pro cílenou implementaci dynamiky i u hlavního a nouzového únikového osvětlení.

Použití upravených principů sebezáchrany se předpokládá i při plánované rekonstrukci Strahovského tunelu a při návrhu nových tunelových staveb na Městském okruhu v Praze. Pro naplnění cílů Vize Nula i v tunelech pozemních komunikací však lze jen doufat, že s rozvojem C-ITS v kombinaci s autonomními vozidly postupně potřeba pěší evakuace osob z tunelu zcela zmizí.

LITERATURA

Česká agentura pro standardizaci (2023). ČSN 73 0802 ed. 2: *Požární bezpečnost staveb – Nevýrobní objekty*. Praha: ČAS.

Česká agentura pro standardizaci (2013). ČSN 73 7507: *Projektování tunelů pozemních komunikací*. Praha: ČAS.

Ministerstvo dopravy ČR (2025). TP 98 *Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací*. Praha: MD ČR.

Ministerstvo dopravy ČR (2024). TP 154 *Provoz, správa a údržba tunelů pozemních komunikací*. Praha: MD ČR.

MV–GŘ HZS ČR (2017). *Bojový řád jednotek požární ochrany – taktické postupy zásahu*. Metodický list S.08: Zásah v silničním tunelu. Praha: MV–GŘ HZS ČR.

Česká republika (2001). *Vyhláška č. 246/2001 Sb., o požární prevenci, ve znění pozdějších předpisů*.

Česká republika (2000). *Zákon č. 239/2000 Sb., o integrovaném záchranném systému, ve znění pozdějších předpisů*.
Ministerstvo dopravy ČR (2010). *TP 229 Bezpečnost v tunelech pozemních komunikací*. Praha: MD ČR.

Ing. Lukáš Rákosník
Pracoviště: SATRA, spol. s r. o.
E-mail adresa: lukas.rakosnik@satra.cz

Ing. Ada Votrubová
Pracoviště: SATRA, spol. s r. o.
E-mail adresa: **ada.votrubova@satra.cz**

Ing. Jan Soural
Pracoviště: SATRA, spol. s r. o.
E-mail adresa: jan.soural@satra.cz

Bc. Veronika Vránová
Pracoviště: SATRA, spol. s r. o.
E-mail adresa: veronika.vranova@satra.cz

MODERNIZACE TECHNOLOGICKÉHO VYBAVENÍ TUNELŮ D8 – PANENSKÁ A LIBOUCHEC

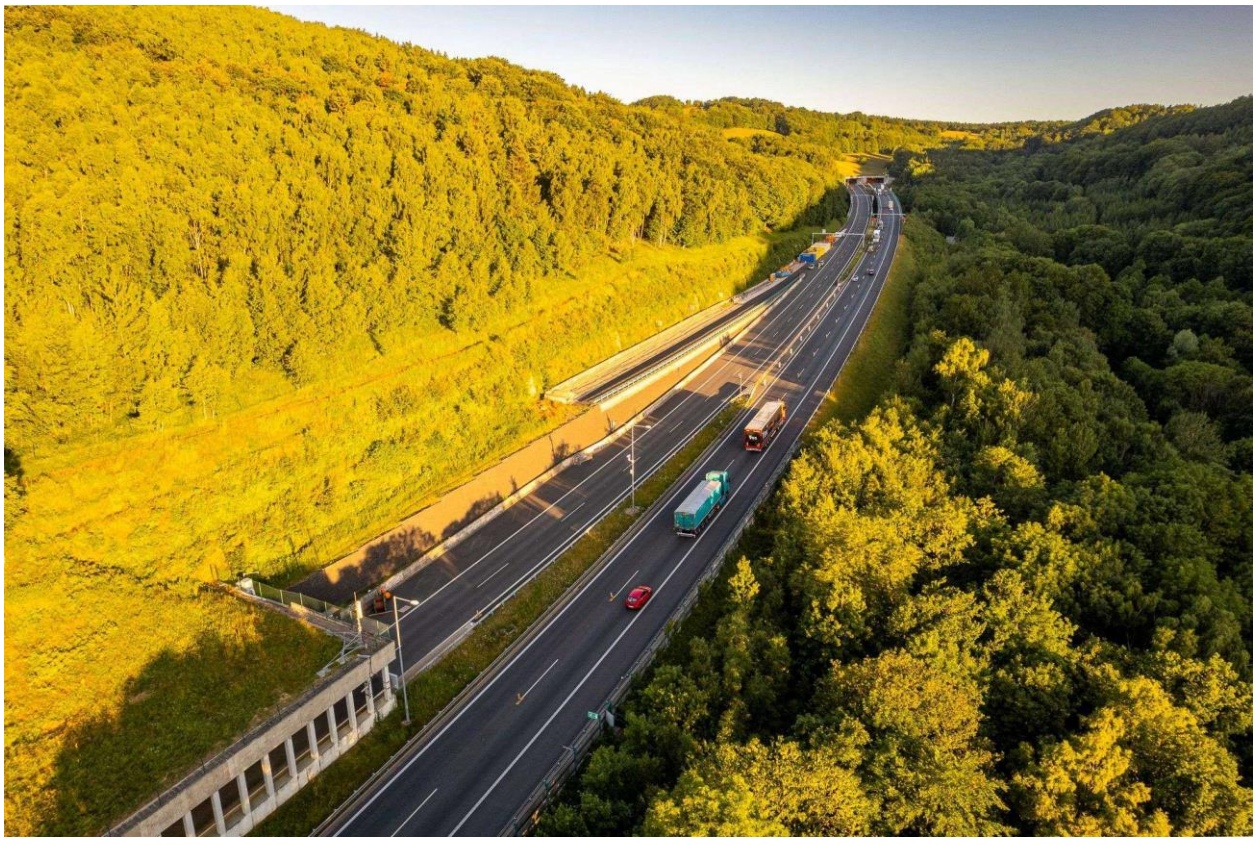
Vít Strejček
Subterra, a.s., Divize 4, Praha
Michal Robek, DiS. a Ing. David Svoboda
Subterra, a.s., Divize 4, Praha

ABSTRAKT: Dálnice D8 představuje klíčové spojení České republiky se Saskem a potažmo celou severní Evropou. Jejími kritickými body jsou tunely **Panenská** (nejdelší dálniční tunel v ČR s délkou 2160 m) a **Libouchec** (520 m). Vzhledem k tomu, že tyto stavby jsou v provozu od roku 2006, dospělo jejich technologické vybavení na hranici životnosti.

Komplexní rekonstrukce, která proběhla v loňském roce (2025), nebyla jen o "výměně žárovek". Šlo o totální upgrade "mozku a nervové soustavy" těchto staveb. Tím je myšleno, že šlo o celkovou rekonstrukci technologického vybavení, včetně řídícího systému technologie a dopravy a hlavních částí technologického vybavení, kterými jsou osvětlení a větrání tunelů.

1. ÚVODNÍ SLOVO A POPIS HLAVNÍCH DŮVODŮ REKONSTRUKCE

Dálnice D8, procházející Krušnými horami, patří k nejmalebnějším, ale také nejnáročnějším úsekům české dálniční sítě. Klíčovou součástí tohoto koridoru jsou dva významné dálniční tunely – Panenská a Libouchec. Oba byly uvedeny do provozu v roce 2006, a po téměř dvaceti letech intenzivního provozu prošly, v roce 2025, zásadní modernizací technologického vybavení.



Obrázek 1: Dálnice D 8 prochází Krušnými horami. Úsek mezi tunely Libouchec a Panenská

1.1 HLAVNÍ DŮVODY REKONSTRUKCE

Technologické systémy, instalované před dvaceti lety, dosáhly konce své životnosti. Mnohé prvky již nebyly opravitelné – chyběly náhradní díly, původní technologie nesplňovaly současné bezpečnostní standardy a evropské normy (zejména směrnici EU 2004/54/ES a následné aktualizace). Bez modernizace by hrozilo postupné vyřazování systémů z provozu a nutnost trvalého omezení rychlosti nebo dokonce uzavírky jednoho tubusu. Hlavními důvody rekonstrukce byly zejména:

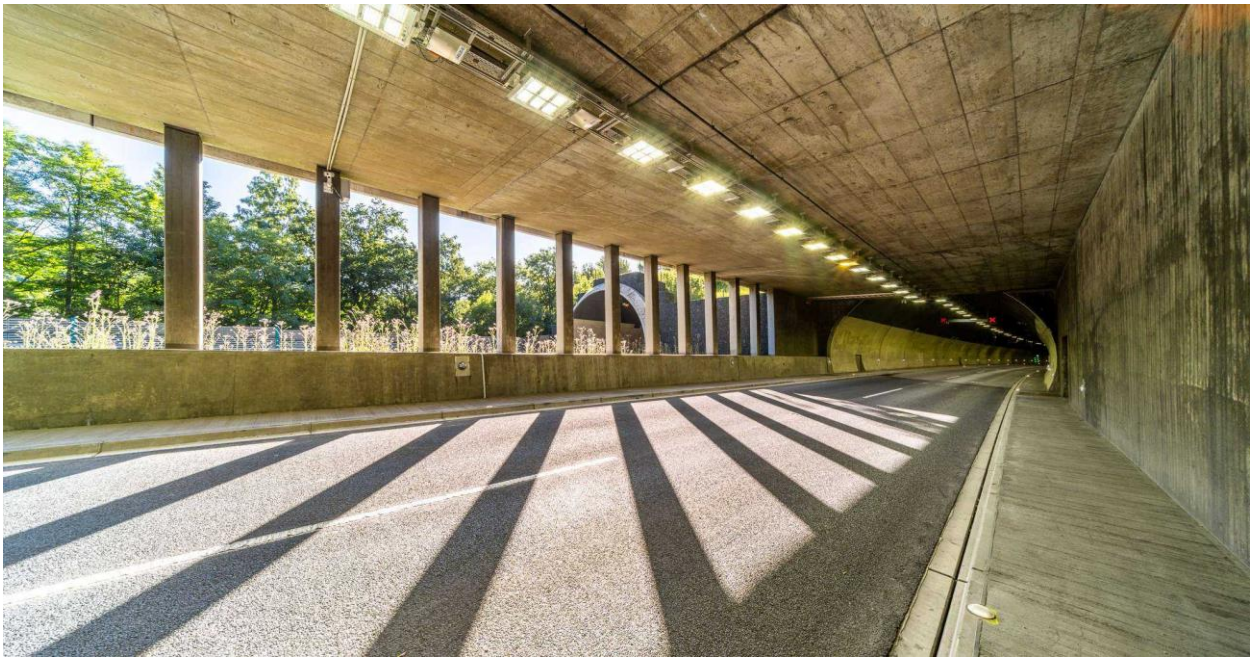
- Konec životnosti většiny technologií (u technologického vybavení je životnost 15–20 let)
- Nemožnost sehnat náhradní díly k původním systémům
- Potřeba splnit aktuální požadavky na požární bezpečnost, detekci a evakuaci
- Možnost navýšení povolené rychlosti z 80 na 100 km/h

1.2 ROZSAH REKONSTRUKCE

Rekonstrukce, kterou zadalo Ředitelství silnic a dálnic (ŘSD), zahrnovala komplexní obnovu téměř všech technologických subsystémů. Mezi nejdůležitější patřily:

- Osvětlení – kompletní výměna za moderní LED technologie s dynamickým řízením intenzity a nouzovým režimem
- Požární signalizace a detekce – nové lineární teplotní sensory, multisenzorové detektory kouře a tepla, moderní kamerový systém s detekcí požáru
- Vzduchotechnika a odvětrávání – výměna proudových ventilátorů, aktualizace řídicí logiky
- Provozní a dopravní značení – nové proměnné dopravní značky (LED matice), informační panely, akustické a optické hlásiče
- Datové sítě a řídicí systém – přechod na moderní optické sítě, nový řídicí systém tunelů
- Kamerový systém a dohled – vyšší rozlišení, lepší noční vidění, integrace s centrálním dispečinkem ŘSD (Ředitelství silnic a dálnic s. p.)
- Elektrorozvody a záložní zdroje – posílení a modernizace UPS a dieselagregátů

Součástí prací byla také sanace některých stavebních prvků (odvodnění, izolace, lokální opravy ostění).



Obrázek 2: Silniční galerie tunelu Libouchec s moderním LED osvětlením

2. ROZSAH PRACÍ DODÁVANÝ NAŠÍ SPOLEČNOSTÍ

Hlavním dodavatelem prací byla společnost SPEL a METROSTAV TBR. Naše společnost SUBTERRA se výraznou měrou podílela na celkovém rozsahu prací. Dodávali jsme kompletně osvětlení, vzduchotechniku a úpravy energetických soustav, silových rozvodů, včetně výměny hlavních jistících prvků.

3. OSVĚTLENÍ A SILNOPROUDÉ ROZVODY

3.1 OSVĚTLENÍ TYPU LED A ADAPTIVNÍ ŘÍZENÍ

To je změna, kterou řidič pocítí nejvíce. Rozmístění svítidel je dáno světelně-technickým výpočtem.

- Vjezdová adaptace: U vjezdu do tunelů je intenzita světla nejvyšší, aby si oko řidiče stihlo přivyknout přechodu z ostrého slunce do tmy (potlačení efektu „černé díry“). Mimo tato adaptační pásma jsou v tunelu svítidla průjezdního osvětlení, která svítí trvale.
- Luminanční čidla (jasoměry): Před portály jsou instalována čidla, která měří venkovní jas a podle toho v milisekundách upravují výkon LED panelů uvnitř.

Prováděli jsme kompletní rekonstrukci tunelového osvětlení. Jsou použity moderní LED svítidla s vysokou účinností. Tělesa tunelového osvětlení jsou od známé evropské firmy PHILIPS. Jsou vyrobeny v celonerezovém provedení dle technické dokumentace a požadavků na kvalitu technologického vybavení ve správě ředitelství silnic a dálnic, včetně uchycovacích systémů. Svítidla jsou v konektorovém zapojení tak, aby prostá eventuální výměna vadného svítidla kus za kus byla co nejrychlejší, a tunel nemusel být dlouho odstaven z provozu.

V úseku akomodačního osvětlení (vjezdová adaptace) jsme instalovali nové celonerezové nosné úložné konstrukce s požární odolností tak, aby splňovaly platné české normy a vyhlášky pro bezpečnost a požární odolnost.

Pro kabeláž byly použity požární i nepožární kabely od výrobce PRAKAB, které se nám osvědčily. V dnešní době už výrobce vyrábí kabely v provedení plus. To znamená, že kabely jsou nově odolné i do vlhkého prostředí a mají specifikaci až do stupně AD 7, což znamená, že kabely mohou být položené i venku a nic se jim nestane (nedegradují).



Obrázek 3: Dokončené nové LED osvětlení ve vjezdovém adaptačním pásmu

3.2 NOUZOVÉ OSVĚTLENÍ

Pro nouzové osvětlení tunelů jsme použili v praxi osvědčený typ svítidla nouzového únikového osvětlení od výrobce ARTECHNIK Praha, který splňuje platné TP 98 – Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací z roku 2004. Dnes používáme celoskleněný typ svítidla bez hliníkových částí s nerezovým krycím plechem. Svítidlo má poziční modrou LED diodu a při požáru se rozsvítí po stranách a dole bílé LED diody, které docílí požadavek osvětlenosti chráněné únikové cesty 2 lx.



Obrázek 4: Svítidlo nouzového osvětlení s poziční modrou LED diodou

3.3 VODÍCÍ OSVĚTLENÍ

Při rekonstrukci tunelů byl využit indukční systém SMARTSTUD vodícího osvětlení. Samozřejmě splňuje technické podmínky TP 217 - Zvýrazňující optické prvky na pozemních komunikacích. Tento indukční systém byl instalován z důvodů snadné výměny svítidla, při náhodném poničení, např. po najetí vozidla.



Obrázek 5: Indukční vodící osvětlení – detail svítidla



Obrázek 6: Tunelová trouba s indukčním vodícím osvětlením

3.4 VÝMĚNA JISTÍCÍCH PRVKŮ

Při rekonstrukci technologického vybavení tunelů Panenská a Libouchec na dálnici D8 došlo k výměně velkého množství jistících prvků v rámci modernizace elektroinstalací, napájecích a bezpečnostních systémů. Došlo též k výměně výkonových jistících prvků páteřní energetiky. Byly použity deony ve výsuvném provedení od výrobce ABB. Deony jsou jističe dimenzované na větší proudy, obvykle 630 A a více. Deony, někdy nazývané jako výkonové jističe, patří mezi nejdůležitější prvky distribučního rozvodu. Jsou určené pro průmyslové a náročné aplikace, kde je kladen velký důraz na spolehlivost použitého jistícího prvku.



Obrázek 7: Výkonové jističe (deony) ve výsuvném provedení

3.5 VÝMĚNA ZÁLOŽNÍCH ZDROJŮ

Na základě ne úplně dobrých zkušeností s rotačními UPS (třeba v tunelu Klimkovice), jsme tady na tunelu Libouchec osadili modulární n+1 bateriové UPS. Dnes už jsou v provedení s Li-Ion bateriemi, které nepožadují klimatizované prostředí, a jejich životnost je více jak 12 let.



Obrázek 8: Nová UPS s Li-Ion bateriemi

4. REKONSTRUKCE VZDUCHOTECHNIKY

Hlavními prvky rekonstrukce vzduchotechniky byly:

- **Oprava a sjednocení vzduchotechniky únikových cest**: Došlo k unifikaci systémů větrání s požárními uzávěry, což zajišťuje lepší koordinaci v případě nouze. Tato integrace umožňuje rychlejší reakci na incidenty, jako je například požár, kde se vzduchotechnika podílí na odvodu kouře a udržení čistého vzduchu v únikových trasách.
- **Výměna ventilátorů a instalace senzorů**: Byly vyměněny všechny proudové ventilátory za nové modely vybavené senzory pro měření vibrací, teploty ložisek a otáček. To umožňuje kontinuální monitorování v reálném čase, což pomáhá předcházet poruchám a zvyšuje spolehlivost systému.
- **Integrace s dalšími systémy**: Vzduchotechnika byla propojena s modernizovaným řídícím systémem, elektronikou, kamerovými systémy, senzory a dispečinkem. V rámci testů byly provedeny simulace požáru pomocí kouře, při kterých se ověřila rychlá aktivace ventilace, uzavření požárních uzávěrů a spuštění alarmů. Tyto testy potvrdily, že systém reaguje okamžitě a efektivně, což zlepšuje bezpečnost pro řidiče i záchranné složky.

4.1 HLAVNÍ VĚTRÁNÍ

Původní proudové ventilátory byly nahrazeny novými proudovými ventilátory, které jsou osazeny na klenbě tunelu. Ventilátory jsou instalovány v párech a slouží pro běžné provozní větrání, tak pro požární větrání tunelu.



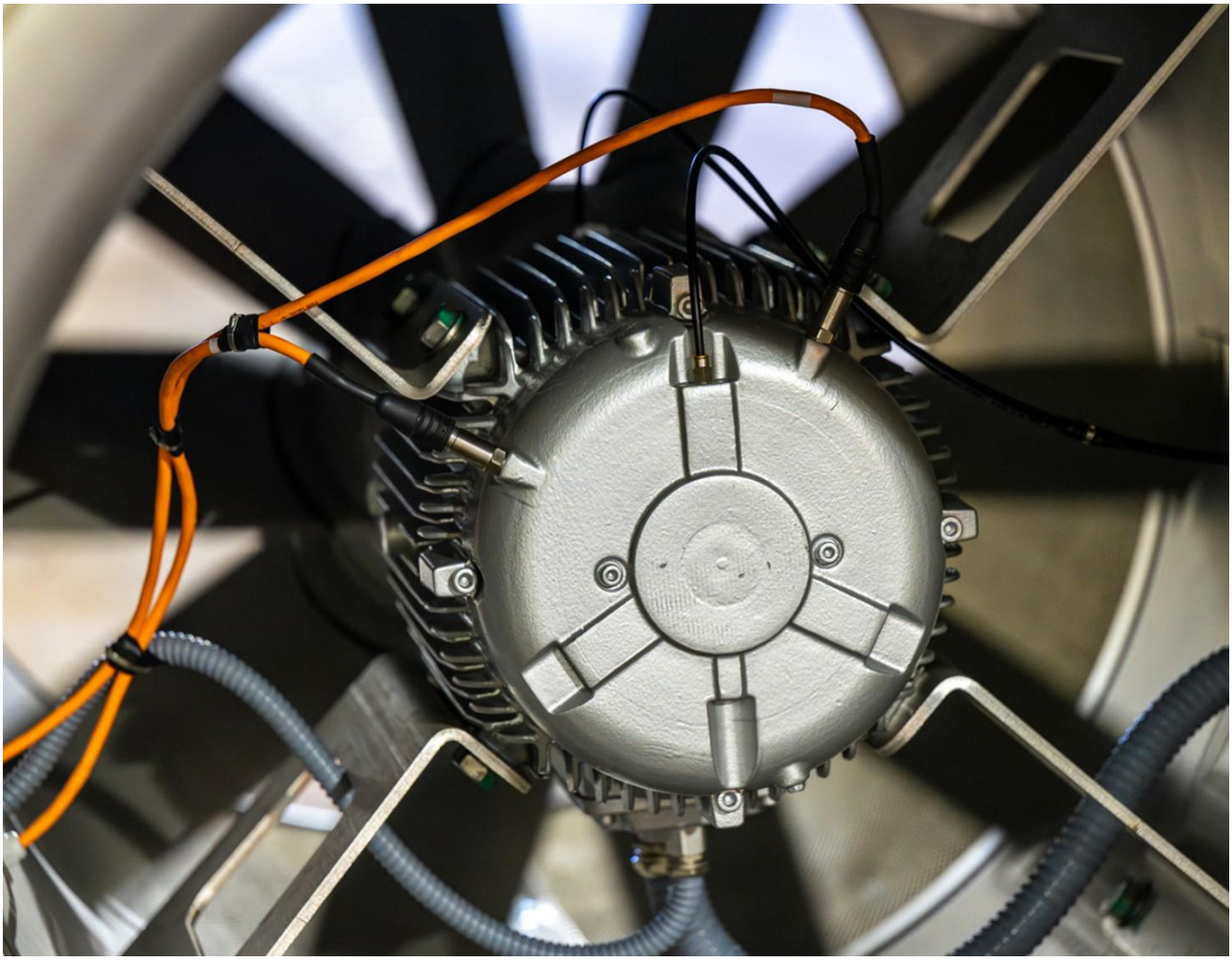
Obrázek 9: Stav původních proudových ventilátorů po téměř 19 letech provozu

Každý ventilátor je osazen příslušným soft-startérem, který snižuje náběhové proudy a výkon větrání je řešen připínáním a odepínáním jednotlivých ventilátorů. Větrání zajišťuje jak větrání při běžném provozním stavu, tak i požární větrání pro případ, že v tunelu vznikne požár. Přívod čerstvého vzduchu je řešen přisáváním vzduchu z portálů tunelů.

Pokud v tunelu vznikne požár, tak požární větrání má zajistit, aby v tunelu vznikl kontinuální tah vzduchu o rychlosti 3 m/s tak, aby se kouř z tunelu stratifikoval ve vrchní části klenby. Nad vozovkou vznikne nezakouřený prostor, a mohou se tak evakuovat lidé.

Výkon požárního větrání je navržen pro požár, který má tepelný výkon 30 MW. Pro tyto tunely byly vybrány ventilátory španělského výrobce firmy ZITRON. Tato firma je renovovaným výrobcem, který každý rok dodává, jenom do Evropy stovky takovýchto ventilátorů. Jedná se o ventilátor, který je v celonerezovém provedení, a to dokonce včetně celého oběžného kola a lopatek.

Ventilátory jsou osazeny senzorikou. Je zde senzor teploty motorů, teploty ložisek, senzor otáček, a odtrhové čidlo. Každý ventilátor je osazen také predikcí poruch. Před objednáním ventilátorů, včetně senzoriky, bylo potřeba detailně projít veškeré vazby senzorů na řídící systém tak, aby vše komunikovalo v každém provozním režimu.



Obrázek 10: Elektromotor proudového ventilátoru ZITRON včetně senzoriky



Obrázek 11: Nově osazené proudové ventilátory ZITRON

4.2 VĚTRÁNÍ ÚNIKOVÝCH CEST (TUNELOVÝCH PROPOJEK)

Tunelové propojky slouží pro únik osob z tunelové trouby v případě požáru. V případě požáru je z prostoru tunelové trouby přes větrací mřížku a otevřenou požární klapku, ventilátorem nasáván větrací vzduch dovnitř do propojky. Větrací vzduch je nasáván z nezasažené tunelové trouby.



Obrázek 12: Stav zařízení pro větrání tunelových propojek po téměř 19 letech provozu

V případě požáru musí být zajištěn přetlak v tunelové propojce 50 Pa vůči zasažené tunelové troubě. Pokud budou únikové dveře v případě požáru otevřeny ze zasažené tunelové trouby, musí jimi proudit vzduch proti směru úniku osob, tak aby se nemohl dostat kouř ze zasažené tunelové trouby dovnitř do propojky.



Obrázek 13: Nově osazené zařízení pro větrání tunelových propojek

4.3 REKONSTRUKCE CHLAZENÍ PROVOZNĚ TECHNICKÉHO OBJEKTU

Součástí rekonstrukce byla i výměna chlazení na provozně technických objektech (PTO). Původní zařízení bylo již v nevyhovujícím technickém stavu. Je zde osazeno zařízení typu SPLIT.



Obrázek 14: Nově osazené chlazení PTO

5. ZÁVĚR

Tunely Panenská a Libouchec se po rekonstrukci patří k nejmodernějším tunelům ve střední Evropě. Nová technologie umožní lepší predikci údržby a rychlejší reakci na krizové situace, což v konečném důsledku znamená méně uzavírek a vyšší bezpečnost pro každého, kdo míří směrem na Drážďany a naopak.

Po ukončení rekonstrukce (8. října 2025) byly tunely uvedeny do plného provozu s povolenou rychlostí 100 km/h (dříve 80 km/h) a výrazně vyšší spolehlivostí všech bezpečnostních systémů

6. PODĚKOVÁNÍ

Závěrem příspěvku chci poděkovat kolegům, kteří se na jeho přípravě rovněž podíleli. V neposlední řadě je třeba poděkovat i našemu investorovi, jímž byla společnost firem SPEL a METROSTAV TBR, která nám dala důvěru při náročné rekonstrukci obou tunelů.

Vít Strejček
SUBTERRA a.s., Koželužská 2246/5, 180 00 Praha 8 - Libeň
vstrejcek@subterra.cz

Michal Robek, DiS
SUBTERRA a.s., Koželužská 2246/5, 180 00 Praha 8 - Libeň
mrobek@subterra.cz

Ing. David Svoboda
SUBTERRA a.s., Koželužská 2246/5, 180 00 Praha 8 - Libeň
dsvoboda@subterra.cz

Nové Vzorové listy světlých tunelových průřezů železničních tunelů

Michal Hnilička

Mott MacDonald CZ, spol. s r.o., Prague, Czech Republic

ABSTRAKT: Příspěvek se zabývá novým předpisem Vzorové listy světlých tunelových průřezů zpracovaným pro Správu železnic. Vzorové listy řeší příčné řezy tunelových staveb, jak na konvenčních, tak na vysokorychlostních tratích až do rychlosti 350 km/h. Předpis se zabývá jednokolejnými a dvoukolejnými tunelovými stavbami a zahrnuje řezy pro konvenčně ražené tunely, pro tunely prováděné pomocí mechanizované ražby (TBM) a pro rámové hloubené konstrukce. Po dokončení nahradí vzorové listy Světlý tunelový průřez jednokolejného a dvoukolejného tunelu, které byly vydány v letech 2010–2011. V příspěvku jsou uvedeny základní vstupní parametry pro uvedené příčné řezy tunelů, a především provedené aerodynamické posouzení, které má při vyšších rychlostech zásadní vliv na velikost příčného profilu tunelu.

1. ÚVOD

Rozsáhlá příprava modernizací stávajících konvenčních tratí a především intenzivní plánování vysokorychlostních tratí po celém území vede v podmínkách České republiky k návrhu velkého množství tunelových staveb. Z tohoto důvodu zadala Správa železnic v roce 2024 zpracování aktualizace stávajících Vzorových listů světlých tunelových průřezů, které má vést ke zjednodušení a sjednocení návrhu tunelových staveb. Jedním z hlavních požadavků bylo provedení aerodynamického posouzení navržených příčných řezů, které se při vyšších rychlostech ukazuje jako zásadní parametr.

2. REŠERŠE ZAHRANIČNÍCH PŘEDPISŮ

První částí zadání aktualizace vzorových listů bylo zpracování rešerše obdobných zahraničních předpisů. V rámci této práce byly vyhledávány předpisy u správců železniční infrastruktury v Anglii, Polsku a Francii, ale dle dostupných informací nemají tito správci vypracovány žádnou obdobu vzorových listů. Naopak se podařilo získat předpisy zabývající se návrhem tunelových staveb ze Španělska, Rakouska, Švýcarska a Německa.

2.1 ŠPANĚLSKO

Španělský předpis pro železniční tunely Norma ADIF PLATAFORMA NAP 2-3-1.0 Túneles předepisuje základní požadavky na železniční tunely od příčného profilu, přes základní požadavky k výstavbě, konkrétním geologickým problémům a požární bezpečnosti (únikové cesty, záchranná místa, vodovod apod.) až po nejčastěji používané vzorové příčné řezy tunelů s tím, že předpokládá jejich adaptaci dle podmínek konkrétní stavby. Projektant z těchto řezů vychází a je povinen před zahájením dalších prací předložit kompletní příčný řez s vysvětlením odchylek k posouzení.

2.2 NĚMECKO

Předpis německých drah *Richtlinie 853 Eisenbahntunnel planen, bauen und instand halten* (Plánování, výstavba a údržba železničních tunelů) je velmi rozsáhlý dokument, který řeší tunelové stavby na železniční síti do rychlosti 300 km/h. Předpis obsahuje vzorové příčné řezy tunelů s tím, že jejich použití je závazné. V případě nutnosti jejich adaptace dle podmínek konkrétní stavby je projektant povinen před zahájením dalších prací předložit kompletní příčný řez s důvodovou zprávou ke schválení.

2.3 ŠVÝCARSKO

Ve Švýcarsku platí pro tunelové stavby norma *SIA 197/1:2003 Projektierung Tunnel – Bahntunnel* (Projektování tunelů – Železniční tunely). Norma neobsahuje žádné vzorové příčné řezy železničních tunelů a požadavky na velikost profilu řeší obecnými pokyny a odkazem na mezinárodní předpis UIC Code 779-11 *Determination of railway tunnel cross-sectional areas on the basis of aerodynamic*

considerations (Stanovení světlé plochy příčných řezů železničních tunelů na základě aerodynamického posouzení).

2.4 RAKOUSKO

Předpis rakouských drah *Richtlinien für das Entwerfen von Bahnanlagen Hochleistungsstrecken* (Směrnice pro navrhování vysoce výkonných železničních systémů) řeší kompletní návrh železničních tratí, které mají zvláštní význam pro efektivní mezinárodní nebo místní dopravu. Platnost je omezena na konstrukční rychlost 200 km/h (maximální provozní rychlost 250 km/h). Dodatek 3 tohoto předpisu obsahuje 16 výkresových příloh vzorových příčných řezů jak raženého, tak hloubeného tunelu.

2.5 VÝSTUPY

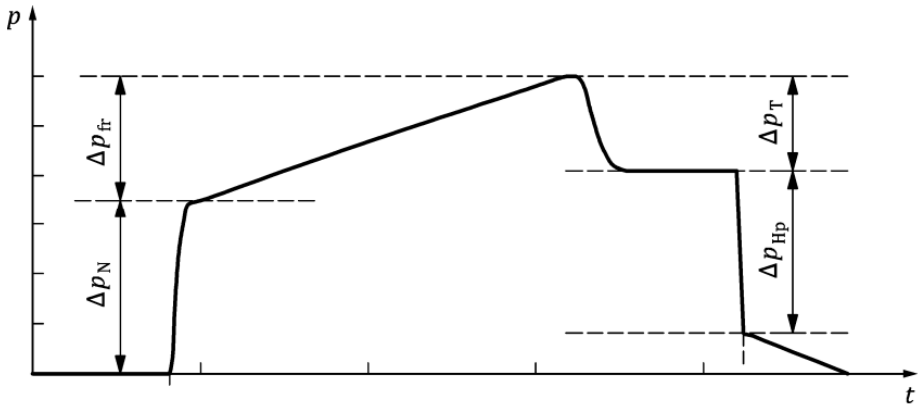
Z rešerše těchto předpisů vyplynulo, že obdobný komplexní předpis jako jsou vzorové listy je z dostupných dat zpracovaný částečně v Rakousku a především v Německu, odkud bylo zpracování stávajících vzorových listů inspirováno. Zároveň je evidentní, že je ve všech státech kladen důraz na vliv aerodynamických efektů a je nutné se s nimi při návrhu tunelových staveb podrobně zabývat.

3. AERODYNAMICKÉ POSOUZENÍ

3.1 AERODYNAMICKÉ EFEKTY

V rámci rešerše zahraničních předpisů, ale také u realizovaných tunelových staveb u nás i v zahraničí se projevuje nutnost posouzení aerodynamických účinků průjezdu vlakové soupravy tunelem. Je potřeba ověřit vliv na projíždějící soupravu, na vybavení tunelu (např. dveře do únikových cest) a především na samotné cestující.

V závislosti na rychlosti, příčném řezu a délce soupravy a délce a světlém řezu tunelu dochází v průběhu jízdy soupravy tunelem ke změnám tlaku vzduchu. Pro konkrétní místo v tunelu platí, viz Obrázek 1: Nejprve dochází k prudkému nárůstu tlaku způsobenému vjezdem čela soupravy do tunelu (Δp_N), dále pokračuje pozvolný nárůst tlaku vlivem jízdy celé soupravy (Δp_{fr}), vjezdem konce vlaku do tunelu dojde k ostrému poklesu (Δp_T) a v okamžiku kdy čelo vlaku projede místem měření dojde k ostrému poklesu tlaku (Δp_{Hp}).



Obrázek 1: Změny tlaku v konkrétním místě tunelu (ČSN EN 14067-5).

Tyto změny tlaku se následně šíří směrem od soupravy k portálům tunelu, jako vlny se vrací zpět a dochází k jejich skládání (zesilování a zeslabování). Ve dvoukolejném tunelu jsou tyto změny vyvolány dvěma protijedoucími soupravami, takže je nutné postupně vyšetřovat všechny vzájemné polohy souprav v tunelu v závislosti na čase jejich vjezdu. Pro každý případ se pak musí posoudit skládání jimi vyvolaných vln.

3.2 TLAKOTĚSNOST SOUPRAV

Projevy změny tlaku uvnitř soupravy závisí na tlakotěsnosti dané soupravy. Tlakotěsnost udává, za jaký čas se vnější změna tlaku projeví uvnitř soupravy. U netlakotěsné soupravy se tlakové změny ve vnějším

prostředí soupravy projevují prakticky ihned ve vnitřním prostoru soupravy, u tlakotěsné soupravy pak dochází ke zpoždění v závislosti na míře utěsnění vlaku a tím ke snížení výrazných krátkodobých výkyvů tlaku.

3.3 VLIV NA CESTUJÍCÍ

Vliv na cestující při průjezdu tunelem je posuzován v rámci hodnocení změny tlaku v čase. Základním parametrem je zdravotní kritérium pro maximální kolísání tlaku způsobené průjezdem vlaku jedoucím v tunelu maximální povolenou rychlostí, které je dáno *Nařízením komise (EU) o technických specifikacích pro interoperabilitu subsystému infrastruktura železničního systému v Evropské unii* (TSI INF). Změna tlaku nesmí během doby průjezdu vlaku tunelem přesáhnout hodnotu 10 kPa.

Dále se posuzují tzv. kritéria komfortu pro cestující, která nejsou předpisy striktně požadována a jejich specifikace je na správci infrastruktury.

3.4 MIKROTLAKOVÉ VLNY

Dalším aerodynamickým efektem průjezdu soupravy tunelem jsou mikro-tlakové vlny. Jedná se o kompresní vlnu, která vzniká, když čelo vlaku vjede do tunelu, a šíří se tunelem rychlostí zvuku. U druhého portálu dojde k vyrovnání tlaku, ale menší část této vlny vychází z tunelu a šíří se od portálu v podobě impulsní mikro-tlakové vlny. Mikro-tlaková vlna působí jako aerodynamický (sonický) třesk, který může způsobit hlukové znečištění (dunivý hluk) a vést k drnčení konstrukcí v okolí portálu tunelu.

3.5 JÍZDNÍ ODPOR

Z pohledu energetické náročnosti jízdy tunelem je velmi důležitý jízdní odpor v tunelu, kdy při jízdě vlakové soupravy tunelem dochází, v porovnání s jízdou otevřenou krajinou, vlivem pístového efektu stísněného prostoru k nárůstu jízdního odporu. Tento vliv je vyjádřen takzvaným tunelovým faktorem a je to poměr mezi odporem v tunelu a odporem na volné trase.

4. STÁVAJÍCÍ VZOROVÉ LISTY

Stávající vzorové listy *Světlý tunelový průřez jednokolejného tunelu* byly vydány v roce 2010 a *Světlý tunelový průřez dvoukolejného tunelu* v roce 2011. Oba tyto předpisy byly zpracovány podle tehdy platné verze německého předpisu *Richtlinie 853 - Plánování, výstavba a údržba železničních tunelů.* Tento předpis obsahuje vzorové listy, ze kterých byla převzata rychlostní pásma a zároveň byly použity i obdobné rozměry světlého průřezu za účelem splnění požadavků na aerodynamické efekty při průjezdu soupravy tunelem, aby nebylo nutné zpracovávat velmi časově náročné aerodynamické výpočty.

Tabulka 1: Souhrn stávajících VL

Rychlostní interval [km/h]	**VL jednokolejného tunelu**		**VL dvoukolejného tunelu**	
	Způsob výstavby	***Plocha příčného řezu nad TK [m^2]***	***Plocha příčného řezu nad TK [m^2]***	***Osová vzdálenost kolejí [mm]***
0 - 160	Konvenční ražba	47,32	73,92	4000
	Mechanizovaná r.	50,56		
161 - 230	Konvenční ražba	52,44	78,68	4200
	Mechanizovaná r.	53,56		
231 - 300	Konvenční ražba	60,38	89,95	4500
	Mechanizovaná r.	61,20		

Kromě základního dělení na jednokolejné a dvoukolejné tunely jsou stávající vzorové listy rozdělené na tři rychlostní intervaly, ve kterých se zároveň mění i osová vzdálenost v případě dvoukolejného tunelu, viz Tabulka 1. Pro tato rychlostní pásma je vždy vypracován jeden vzorový příčný řez s kolejovým ložem a jeden s pevnou jízdní dráhou. V případě jednokolejných tunelů jsou navíc uvedeny také varianty provádění tunelu mechanizovanou ražbou (TBM).

5. ZÁKLADNÍ POŽADAVKY NA VZOROVÉ LISTY

Nové vzorové listy řeší jednokolejné a dvoukolejné tunely v rámci jednoho předpisu a obsahují příčné řezy tunelových staveb na konvenčních i vysokorychlostních tratích až do rychlosti 350 km/h. Řezy jsou rozděleny do několika rychlostních pásem a v každém pásmu jsou uvedena řešení pro konvenčně ražené tunely (s klenbou), pro hloubené tunely (rámová konstrukce) a v případě jednokolejných tunelů také pro tunely prováděné pomocí TBM. Každý vzorový příčný řez je zpracovaný jak pro kolejové lože, tak pro pevnou jízdní dráhu. Pro všechny světlé tunelové průřezy bylo provedeno aerodynamické posouzení pro splnění zdravotního kritéria 10 kPa dle TSI INF a dále byla prověřena kritéria komfortu pro cestující.

6. PARAMETRY A VÝCHOZÍ PŘEDPOKLADY PRO TVORBU VZOROVÝCH LISTŮ

6.1 DÉLKA TUNELU

V době přípravy tohoto příspěvku se předpokládá, že platnost vzorových listů bude omezena na tunely do délky 10 km. Nad tuto délku se jedná o specifické technické řešení, které vyžaduje individuální posouzení nejen z pohledu aerodynamiky. Délka tunelů byla jedním z velmi diskutovaných témat po celou dobu tvorby vzorových listů. Je totiž jedním z přímých parametrů pro výpočet tlakových změn. Nepřímo pak délka ovlivňuje celkové řešení tunelu z pohledu požární bezpečnosti (únikové cesty), větrání, trakční napájení atd.

6.2 OSOVÉ VZDÁLENOSTI

Příčné řezy dvojkolejných tunelů vycházejí z osových vzdáleností uvedených v *ČSN 73 6320 - Změna Z1 (2021) Prostorová průchodnost na dráze celostátní, dráhách regionálních a místních a vlečkách normálního rozchodu – Národní požadavky*, viz tabulka 2.

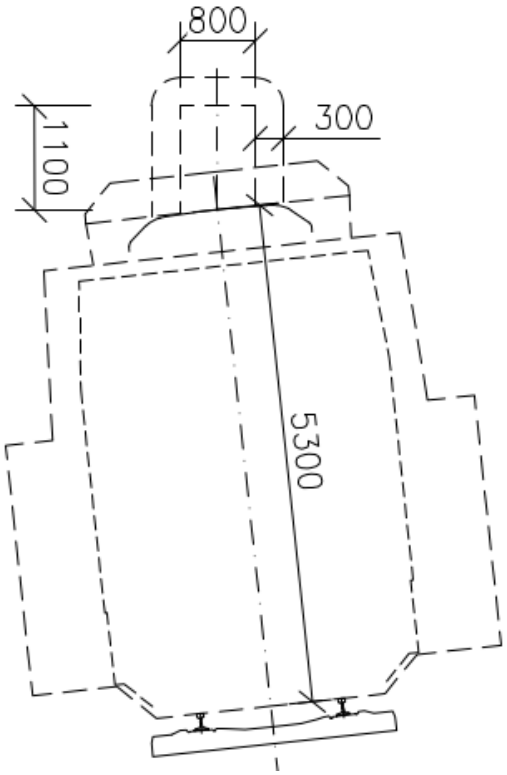
Tabulka 2: Normální osová vzdálenost kolejí dle ČSN 73 6320-Z1

Maximální povolená rychlost [km/h]	***Normální osová vzdálenost kolejí [m]***
V ≤ 200	4,00
V = 200	4,20
200 < V ≤ 360	4,50

6.3 PRŮJEZDNÝ PRŮŘEZ

Pro všechny vzorové příčné řezy je použit základní kinematický průjezdný průřez odvozený od mezinárodního referenčního profilu GC dle *ČSN 73 6320 - Změna Z1*, který se uplatňuje při novostavbách a rekonstrukcích celostátních a regionálních drah. Profil je doplněný nástavcem průjezdného průřezu pro elektrizované tratě, který byl na základě projednání s příslušným oddělením Správy železnic upraven na tyto parametry, viz Obrázek 2:

- Výška trolejového vedení je 5,3 m nad TK;
- Výška sestavy 1,1 m;
- Šířka sestavy 0,8 m;
- Izolační vzdálenost 0,3 m.



Obrázek 2: Sestava trakčního vedení

V tunelech přesahujících délku 1 km dochází k elektrickému a mechanickému dělení trakce, které vyžaduje větší prostor nad průjezdným průřezem. Vzhledem k možnému vlivu na světlý profil tunelu bylo řešení dělení trakce prověřováno pro všechny navržené profily tunelů.

6.4 VOLNÝ SCHŮDNÝ A MANIPULAČNÍ PROSTOR

Volný schůdný a manipulační prostor se dle *ČSN 73 6320 – Z1* řídí v tunelech *ČSN 73 7508*. Zde je uveden požadavek na únikovou cestu podél stojící vlakové soupravy šířky min. 1,2 m a výšky nejméně 2,2 m. Vzhledem k tomu, že *Nařízení Komise (EU) o technické specifikaci pro interoperabilitu týkající se „bezpečnosti v železničních tunelech"* (TSI SRT) požaduje volný prostor nad únikovým chodníkem min. 2,25 m, jsou všechny řezy VL zpracovány s průchozím prostorem šířky 1,2 m a výšky 2,25 m.

6.5 RYCHLOSTNÍ PÁSMA

Vzorové listy jsou opět zpracovány pro několik rychlostních pásem, ve kterých byla zároveň prováděna aerodynamická posouzení. Používaná pásma mají následující hraniční hodnoty:

- 160 km/h – Minimální řešená rychlost.
- 200 km/h – Základní limitní hodnota především pro dvojkolejné tunely určujících osovou vzdálenost kolejí dle ČSN 73 6320 - Změna Z1 (2021). Tato hranice vychází také z ČSN EN 14067-5, kde je pro rychlosti nad 200 km/h požadováno posouzení vzniku mikro-tlakové vlny v tunelu.
- 230 km/h – Jedná se hraniční hodnotu z pohledu aerodynamických charakteristik vlakových souprav.
- 250 km/h – Při této rychlosti už TSI INF požaduje řešit odlétávání štěrku železničního svršku vyvolané aerodynamickými efekty při průjezdu soupravy.
- 270 km/h – Jedná se o rychlost, při které byly problémy s odletováním štěrku železničního svršku sledovány.
- 300 km/h – Běžně užívaná hraniční hodnota.
- 350 km/h – Maximální řešená rychlost.

6.6 ŽELEZNIČNÍ SVRŠEK

Řešení železničního svršku má minimální dopad na aerodynamické výpočty. Vzorové listy tedy uvažují stejný světlý průřez pro obě varianty řešení železničního svršku - jak pro konstrukce s kolejovým ložem, tak pro konstrukce typu pevná jízdní dráha. Volba velikosti příčného řezu tunelu tak není ovlivněna řešením kolejového svršku, který se může v rámci vývoje projektu měnit.

Řešení železničního svršku má naopak výrazný vliv na vznik sonického třesku, kdy pevná jízdní dráha mikro-tlakové vlny odráží a kolejové lože je naopak pohlcuje a tím snižuje jejich efekt na portálech tunelu.

6.7 POJISTNÝ PROSTOR

Požadavek na pojistný prostor tunelu vychází z *ČSN 73 7508 Železniční tunely* (platnost normy je do rychlosti 160 km/h), kde je minimální šířka pojistného prostoru stanovena na 300 mm. Tato hodnota byla převzata do stávajících vzorových listů pro všechna rychlostní pásma i způsoby výstavby. Navíc je zde uvedeno, že jde o rezervní prostor pro dodatečné vestavění konstrukcí při opravě tunelu, pro přetvoření ostění a odchylky při výstavbě díla.

Při zpracování nových vzorových listů bylo na základě současných technologických možností rozhodnuto, že pojistný prostor pro dodatečné opravy je možné zmenšit. Zároveň bylo jasně specifikováno, jaká část pojistného prostoru je určena pro odchylky při výstavbě tunelu. Pojistný prostor byl tedy stanoven na celkovou hodnotu 150 mm a skládá se z 50 mm pro stavební tolerance, a 100 mm pro případné budoucí sanace.

Do světlého profilu tunelu, který má přímý vliv na aerodynamické výpočty, se započítává pouze prostor pro případné budoucí sanace s tím, že pokud v budoucnu dojde k zaplnění tohoto prostoru, musí být provedeno nové aerodynamické posouzení tunelu. Naopak prostor pro stavební tolerance není do aerodynamického posouzení započítáván – k jeho zaplnění může dojít již v rámci výstavby.

6.8 KRITÉRIA KOMFORTU

Pro posouzení kritéria komfortu pro cestující byly dle požadavku Správy železnic uvažovány hodnoty vyplývající z EN 14067-5, kde jsou v příloze B uvedeny následující informativní hodnoty:

- Změny tlaku pro cestujícího v netěsnícím vlaku by neměly překročit hodnoty:
  - Změny tlaku 4500 Pa za 4 s ve dvoukolejných tunelech.
  - Změny tlaku 3000 Pa za 4 s v jednokolejných tunelech.

- Změny tlaku pro cestujícího v těsnícím vlaku by neměly překročit hodnoty:
  - Změny tlaku 1000 Pa za 1 s.
  - Změny tlaku 1600 Pa za 4 s.
  - Změny tlaku 2000 Pa za 10 s.

7. VOLBA PŘÍČNÝCH ŘEZŮ

Při přípravě vzorových listů byly nejprve vytvořeny tzv. minimální profily, které byly zkonstruovány tak, aby obsahovaly samotný průjezdný průřez vozidel včetně nástavce pro elektrifikované tratě, osovou vzdálenost kolejí v případě dvoukolejného tunelu a volný schůdný a manipulační prostor.

Z důvodu zajištění prostoru pro dělení trakce musela být drobně korigována výška rámové hloubené konstrukce. V případě jednokolejného TBM došlo k minimálnímu zvětšení příčného řezu tunelu. Naopak u raženého tunelu umožňuje klenba v jednokolejném i dvoukolejném tunelu realizaci dělení trakce bez zvětšování profilu.

Tyto profily pak byly porovnány s výsledky aerodynamických výpočtů, které v souladu s příslušnou evropskou legislativou (TSI INF, ČSN EN 14067-5) prověřily především splnění zdravotního kritéria. Dále bylo posuzováno splnění požadovaných hodnot tlakového komfortu, tlakové zatížení na vozidla a na vybavení samotného tunelu při průjezdu soupravy tunelem. Výsledkem je, že pro nižší rychlosti (do

200 km/h) je dostačující minimální profil. Nad 200 km/h pak dochází ke zvětšování profilu tunelu na základě aerodynamického posouzení.

Následně proběhla optimalizace z pohledu reálného provozu, kdy v případě rychlostí do 200 km/h se předpokládá provoz netěsněných vlakových souprav, kde splnění komfortu cestujících musí zajišťovat velikost profilu tunelu. Naopak pro vyšší rychlosti by docházelo k výraznému nárůstu požadované světlé plochy profilu tunelu. Pro rychlosti od 200 km/h do 270 km/h je tak uvažováno s moderními soupravami, které tlakový komfort cestujících zajišťují právě tlakotěsností vozů.

Při vysokých rychlostech od 270 do 350 km/h z aerodynamických výpočtů vycházejí extrémně velké světlé plochy tunelů, které by z pohledu investičních nákladů byly nerealizovatelné. Zde je třeba zohlednit, že výpočty jsou zpracovány pro normovou soupravu, která má plochu příčného řezu 12 m^2. V současné době provozované vysokorychlostní soupravy mají menší plochu, a tedy při průjezdu tunelem vyvozují menší tlakové změny. Pro tyto rychlosti budou ve vzorových listech příčné řezy pouze informativně a příčný řez tunelu by měl být navržen na základě aerodynamického posouzení se zohledněním konkrétní délky tunelu, a především předpokládaných provozovaných souprav.

8. ZÁVĚR

Příprava vzorových listů světlých tunelových průřezů je velmi komplexní víceoborovou problematikou. Celý proces ukázal, jak výrazný vliv mají aerodynamické efekty v tunelu nejen na cestující ale také na vybavení tunelu a na samotné soupravy a jejich provoz. Během zpracování bylo nutné posoudit velké množství variant a vstupních parametrů, takže v době zpracování tohoto příspěvku ještě stále probíhá debata nad výslednými příčnými řezy. Výsledkem budou vzorové listy, které nejen zjednoduší přípravu železničních tunelových staveb, ale především přispějí ke snížení nákladů jak na přípravnou fázi projektu, tak především na samotnou realizaci tunelové stavby.

LITERATURA

Zákon č. 266/1994 Sb. Zákon o dráhách, 2023

ČSN 73 7508 Železniční tunely – Změna Z1, 2010

ČSN 73 6320 - Změna Z1 Prostorová průchodnost na dráze celostátní, dráhách regionálních a místních a vlečkách normálního rozchodu – Národní požadavky, 2021

ČSN 73 6360-1 Konstrukční a geometrické uspořádání koleje železničních drah a její prostorová poloha – Část 1: Projektování, 2020

ČSN 73 6360-2 Konstrukční a geometrické uspořádání koleje železničních drah a její prostorová poloha – Část 2: Stavba a přejímka, provoz a údržba, 2009

ČSN EN 14067-5 Železniční aplikace – Aerodynamika – Část 5: Požadavky a postupy posuzování pro aerodynamiku v tunelech, 2023

VL Světlý tunelový průřez dvoukolejného tunelu, SŽDC 2011

VL Světlý tunelový průřez jednokolejného tunelu, SŽDC 2010

Norma ADIF PLATAFORMA NAP 2-3-1.0 Túneles, ADIF, 1. vydání 07/2015 + M1: 06/2018

Richtlinie 853 Eisenbahntunnel planen, bauen und instand halten, DB Netz AG, 09/2018

Richtlinien für das Entwerfen von Bahnanlagen Hochleistungsstrecken, HL-AG, ÖBB, BEG 2002

SIA 197/1:2004 Projektierung Tunnel – Bahntunnel, Schweizerischer Ingenieur – und Architektenverein Postfach, 2019

UIC Code 779-11 Determination of railway tunnel cross-sectional areas on the basis of aerodynamic considerations, UIC 2005

Nařízení komise (EU) č. 1299/2014 ze dne 18. listopadu 2014 o technických specifikacích pro interoperabilitu subsystému infrastruktura železničního systému v Evropské unii, upraveno prováděcím nařízením 2023/1694.

Nařízení Komise (EU) č. 1303/2014 ze dne 18. listopadu 2014 o technické specifikaci pro interoperabilitu týkající se „bezpečnosti v železničních tunelech" železničního systému Evropské unie, upraveno prováděcím nařízením 2024/191.

Titul, jméno, příjmení autora: Ing. Michal Hnilička
Pracoviště: Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.
E-mail adresa: michal.hnilicka@mottmac.com

PRVÉ INFORMÁCIE O PROJEKTE APVV: EXPERIMENTÁLNE SKÚMANIE A POČÍTAČOVÉ MODELOVANIE PRÚDENIA VZDUCHU PRI POŽIARI V CESTNOM TUNELI

P. Danišovič
Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline, Žilina, Slovenská republika

ABSTRAKT: Príspevok sa zaoberá prvými informáciami o projekte podporenom Agentúrou na podporu výskumu a vývoja APVV-24-0429 s názvom Experimentálne skúmanie a počítačové modelovanie prúdenia vzduchu pri požiari v cestnom tuneli. Projekt sa začal riešiť na jeseň 2025. Na projekte spolupracujú riešitelia z Ústavu informatiky Slovenskej akadémie vied a Žilinskej univerzity v Žiline. Riešitelia sa budú primárne zaoberať interakciou činnosti núdzového vetrania, meteorologických faktorov a požiaru v reálnom tuneli, s cieľom vytvoriť sériu počítačových simulácií požiarov v dvoch diaľničných tuneloch. Simulácie budú overené pomocou meraní in situ. Sekundárne sa budú zaoberať aj mimoriadnymi udalosťami v tuneloch, ich evidenciou a vyhodnocovaním v rámci Slovenska. Jedným z výstupov projektu bude návrh a realizácia úprav Simulátora riadenia tunelov v súlade s aktuálnou legislatívou, ktoré posilnia jeho jedinečnosť v stredoeurópskom priestore a zlepšia jeho využívanie na výskumné a vzdelávacie účely. Veríme, že realizácia projektu umožní zintenzívniť a zefektívniť výskumnú spoluprácu riešiteľov projektu, vytvoriť silné partnerstvo riešiteľských organizácií s významnými odberateľmi výsledkov projektu a efektívne využiť modernú výskumnú infraštruktúru zúčastnených pracovísk na vytvorenie inovatívnych riešení na zvýšenie bezpečnosti cestných tunelov.

1. ÚVOD

Projekt APVV-24-0429 s názvom Experimentálne skúmanie a počítačové modelovanie prúdenia vzduchu pri požiari v cestnom tuneli (ďalej len projekt) vo svojej podstate nadväzuje na predchádzajúci projekt APVV-15-0340 s názvom Modely vzniku a šírenia požiarov na zvýšenie bezpečnosti cestných tunelov, ktorý sa úspešne riešil v rokoch 2016 až 2019. Tento predchádzajúci projekt sa zaoberal modelovaním komplexných procesov súvisiacich s požiarom pomocou CFD technológie, vytvorením série počítačových simulácií scenárov požiarov v dvoch cestných tuneloch a skúmaním vhodného spôsobu paralelizácie výpočtu simulácie s cieľom dosiahnuť podstatné zrýchlenie výpočtu bez negatívneho vplyvu na presnosť výpočtu. Ďalším cieľom bol výskum vplyvu požiarnej ventilácie na vrstvenie dymu v tunelovej rúre a vykonanie experimentov v dvoch cestných tuneloch in situ. Dôležitými výstupmi boli aj vizualizácie stratifikácie dymu pri požiari vo virtuálnom tuneli Simulátora riadenia tunelov vytvorené počítačovou simuláciou na báze CFD modelov. Významným prínosom predchádzajúceho projektu pre simuláciu požiarov v stredne dlhých cestných tuneloch boli okrem iných zistenia o úlohe variability dynamického tlaku na portáloch tunela na rýchlosť prúdenia a na šírenie dymu v tuneli. Toto zistenie sa stalo jedným zo základných cieľov pre vznik a podanie nového projektu.

2. PILIERE PROJEKTU Z PREDCHÁDZAJÚCEHO OBDOBIA

Pre zrozumiteľnejšie vysvetlenie nadväznosti a súvislostí projektov uvádzame niektoré vybrané piliere, na ktorých je založený nový projekt, ktorého dôležitou súčasťou je napr. aj Simulátor riadenia tunelov.

2.1 SIMULÁTOR RIADENIA TUNELOV

Simulátor riadenia tunelov (ďalej len simulátor) je jedným z výstupov projektu zameraného na aplikovaný výskum nových technológií na zvýšenie bezpečnosti prevádzky cestných tunelov. Konkrétne je výstupom projektu s názvom Centrum výskumu v doprave s ITMS kódom 26220220135

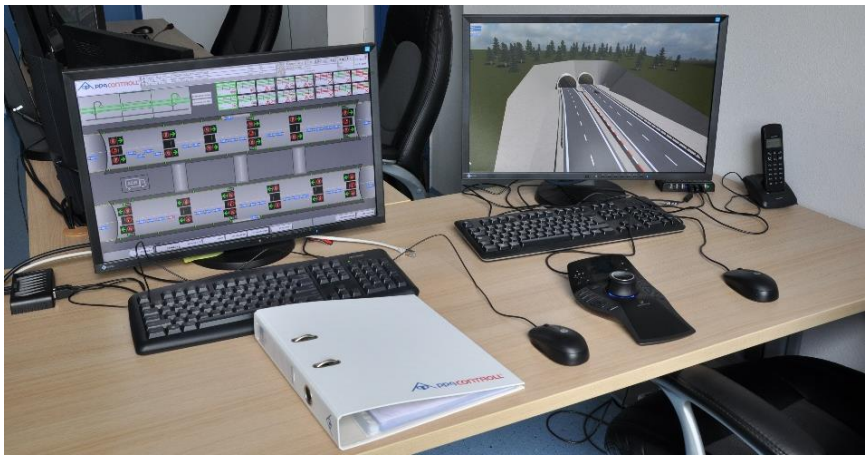
financovaného z Operačného programu Výskum a vývoj 2009 v zmysle opatrenia 2.2 Prenos poznatkov a technológií získaných výskumom a vývojom do praxe.

Simulátor (Obr. 1) predstavuje Centrálny riadiaci systém (CRS) virtuálneho dvojrúrového diaľničného tunela dĺžky 1 km doplneného o simuláciu premávky v tuneli. Na zobrazovacej stene sú umiestnené dva veľkoplošné LED panely znázorňujúce prehľad stavu najdôležitejších technologických zariadení tunela od priľahlých križovatiek. Pod nimi sa nachádzajú monitory zobrazujúce virtuálnu simuláciu dopravy v oboch tunelových rúrach. Operátor si môže zvoliť zobrazenie ľubovoľnej kamery zo všetkých 42 kamier, ktoré zabezpečujú dokonalý prehľad nad virtuálnou premávkou v tuneli.



Obrázok 1: Simulátor riadenia tunelov na Žilinskej univerzite v Žiline

Simulátor je určený pre riadenie dvoma operátormi a jeho nevyhnutnou súčasťou je aj pracovisko koordinátora simulácie (Obr. 2).



Obrázok 2: Pracovisko koordinátora simulácie

Z tejto pozície môže koordinátor iniciovať rôzne simulácie mimoriadnych udalostí (Obr. 3) v premávke tunela:

- pomaly idúce vozidlo, ktoré vytvára kolónu vozidiel v tunelovej rúre,
- zastavenie vozidla v jazdnom pruhu s možnosťou následnej dopravnej nehody a požiaru,
- zviera (pes) v tuneli s možnosťou následnej zrážky vozidla so zvieraťom,
- chodec v tuneli s možnosťou následnej zrážky chodca vozidlom,

- zastavenie vozidla s označením ADR (vozidlo prevážajúce nebezpečné veci) s možnosťou následného úniku nebezpečnej látky alebo vzniku požiaru,
- vypadnutý predmet na vozovke s možnosťou následnej zrážky s vozidlom a/alebo vznik požiaru,
- vypadnutý predmet (sud) a únik chemickej látky,
- demonštrácia ľudí v tuneli,
- hrozba teroristického útoku,
- vozidlo v protismere,
- nadrozmerné vozidlo blokujúce vjazd do tunela,
- zastavenie autobusu v jazdnom pruhu a následný nadmerný pohyb ľudí v tuneli,
- dopravná nehoda dvoch vozidiel s možnosťou následného požiaru.



Obrázok 3: Vzorové simulácie mimoriadnych udalostí vo virtuálnom tuneli simulátora

Simulačné možnosti koordinátora nie sú obmedzené len na simulovanie mimoriadnych udalostí v premávke tunela, ale umožňujú mu simulovať rôzne štandardné a neštandardné javy, zlyhania/poruchy/straty diaľkového ovládania technologického vybavenia, ktoré je možné ovplyvniť nasledujúcimi zmenami:

- fyzikálnych hodnôt (opacity/viditeľnosti, úrovne CO, jasu, teploty, rýchlosti prúdenia vzduchu) vzhľadom na aktuálne podmienky,
- intenzity premávky (sporadická, normálna, stop and go, kolóny),
- prevádzkových parametrov (deň, noc, hmla, smog),
- vývoja video-simulácie v podobe núdzových a iných volaní (z SOS kabíny, s mechanikmi údržby tunela, so zložkami integrovaného záchranného systému a inými oprávnenými osobami),
- stavu technologických zariadení v tuneli (porucha alebo iná chyba kamier, snímačov, dopravných značiek, napájania, atď.).

2.2 EXPERIMENTY IN SITU A MERACIE PRISTROJE

V rokoch 2017 až 2021 sa nám podarilo uskutočniť jedno sieťové meranie prúdenia vzduchu v tuneli Poľana počas simulovaného požiaru, tri samostatné merania smeru a rýchlosti prúdenia na portáloch tunelov Poľana, Považský Chlmec a Ovčiarsko a jedno meranie prúdenia vzduchu vo vzduchotechnickom kanáli tunela Branisko.

Najrozsiahlejším experimentom in situ bolo sieťové meranie (Obr. 4) v tuneli Poľana, v tuneli s obojsmernou premávkou dĺžky približne 900 m s pozdĺžnym systémom vetrania principiálne založenom na udržiavaní maximálnej rýchlosti (2,0 $m.s^{-1}$) prúdenia vzduchu v tuneli počas požiaru.



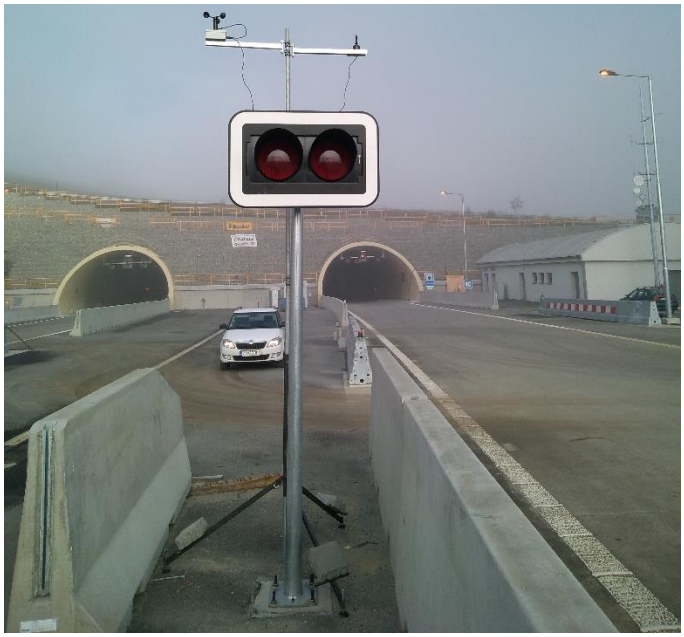
Obrázok 4: Sieťové merania prúdenia vzduchu v tuneli Poľana

Experiment bol zameraný na sledovanie/skúmanie stratifikácie dymu (studeného dymu – aerosólu, Obr. 5) a vplyvu vetrania na udržiavanie a narušenie stratifikácie. Narušenie stratifikácie dymu bolo predpokladané (na základe počítačových simulácií) v oblastiach núdzových zálivov, preto sme v týchto miestach v rámci experimentu umiestnili dva samostatné anemometre so smerovníkmi a tri optické brány zaznamenávajúce výskyt dymu v úrovni dýchacieho ústrojenstva človeka.



Obrázok 5: Experiment in situ (tunel Poľana) so studeným dymom – aerosólom

Ďalšie spomínané samostatné merania na portáloch tunelov Poľana, Považský Chlmec a Ovčiarsko boli zamerané na sledovanie vplyvu vonkajších klimatických podmienok na prúdenie vzduchu v tuneli. Preto sme počas vybraných skúšok vetrania umiestnili na vopred špecifikovaných miestach anemometer so smerovníkom (Obr. 6). Ostatné klimatické údaje zaznamenávali meteostanice príslušných tunelov.



Obrázok 6: Anemometer so smerovníkom na portáli tunela Ovčiarsko

Nemenej dôležitým bolo meranie prúdenia vzduchu vo vzduchotechnickom kanáli tunela Branisko (Obr. 7), kde sme sledovali stabilitu/pokles rýchlosti prúdenia vzduchu počas požiaru so studeným dymom v rámci taktického cvičenia pohotovostných záchranných zložiek a správcu tunela.

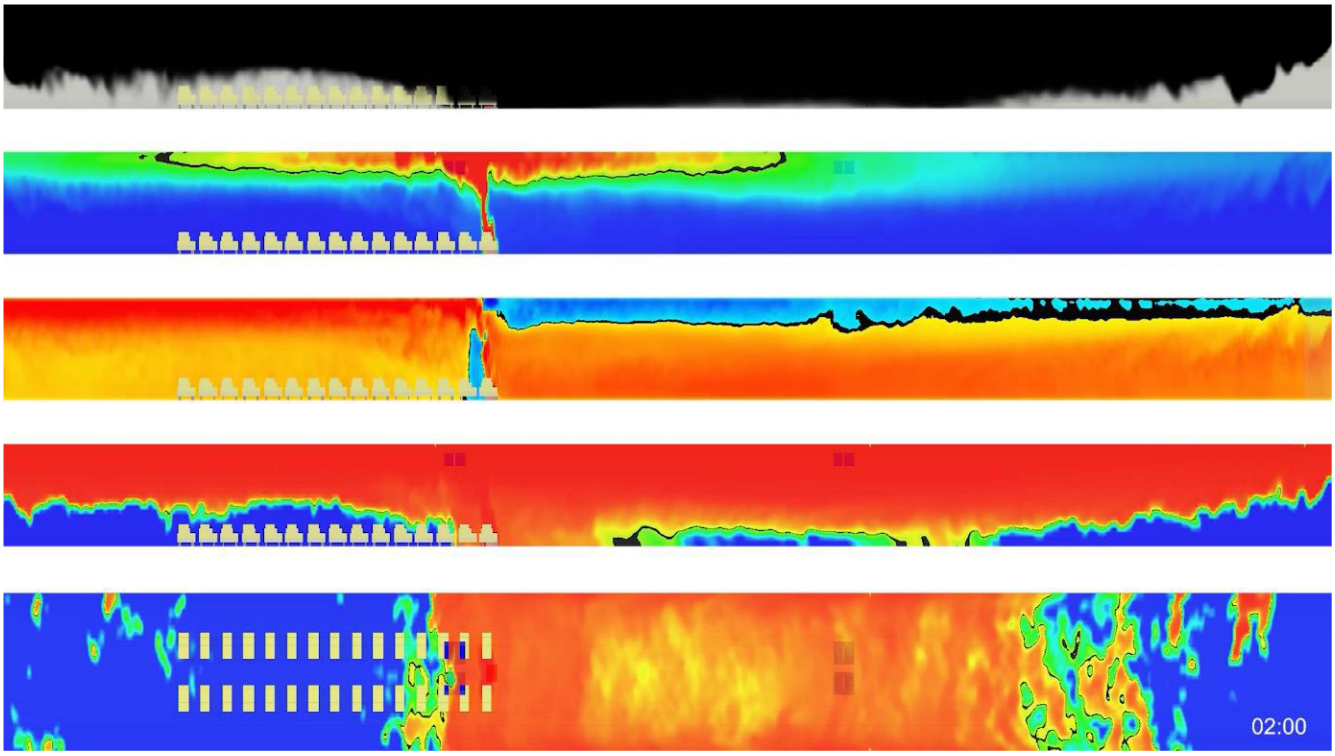


Obrázok 7: Anemometer vo vzduchotechnickom kanáli tunela Branisko

2.3 SIMULÁCIE ŠÍRENIA DYMU PRE VIRTUÁLNY TUNEL SIMULÁTORA

V rámci projektu bolo kolegami z Ústavu informatiky Slovenskej akadémie vied spracovaných šesť simulácií šírenia dymu v troch rôznych miestach tunela. Pre každé miesto boli vytvorené dve simulácie, pričom prvá bola založená na princípoch vetrania a šírenia dymu vo virtuálnom tuneli simulátora, ktorý využíva veľmi jednoduchý algoritmus prúdenia vzduchu v tuneli. Každá druhá simulácia bola založená na na nových princípoch vetrania tunelov vychádzajúcich kritickej rýchlosti prúdenia vzduchu počas požiaru v tuneli s jednosmernou premávkou. Ku každej simulácii bolo vytvorených päť vizualizácií (Obr. 8):

1. 3D vizualizácia šírenia dymu,
2. 2D vizualizácia teplotných polí,
3. 2D vizualizácia rýchlostných polí,
4. 2D vizualizácia viditeľnosti,
5. 2D vizualizácia v úrovni ľudskej hlavy.



Obrázok 8: Vizualizácie simulácie šírenia dymu pri požiari s kritickou rýchlosťou vetrania pod prvou dvojicou ventilátorov virtuálneho tunela v 120. sekunde požiaru

3. PRVÉ INFORMÁCIE O NOVOM PROJEKTE

Projekt APVV-24-0429 Experimentálne skúmanie a počítačové modelovanie prúdenia vzduchu pri požiari v cestnom tuneli je aktuálne len na začiatku. Uskutočnili sa prvé rokovania medzi riešiteľmi projektu a budúcimi odberateľmi výsledkov/výstupov projektu. Stretnutia mali charakter plánovania, špecifikácie požiadaviek, prípravy a testovania meracích prístrojov, obstarania nových potrebných meracích prístrojov. Testovanie meracích prístrojov (anemometrov a smerovníkov) sa uskutočnilo vo veternom tuneli (Obr. 9) na Katedre stavebnej mechaniky a aplikovanej matematiky Stavebnej fakulty Žilinskej univerzity v Žiline. Namerané hodnoty boli porovnávané s prenosným digitálnym anemometrom MASTECH MS6250. Výsledky testov dopadli výborne. Namerané hodnoty boli porovnateľné s presným prenosným digitálnym anemometrom.



Obrázok 9: Test anemometrov a smerovníka vo veternom tuneli

Meracie prístroje sme následne využili na experiment in situ, ktorý sa uskutočnil 1. decembra 2025 počas dymových skúšok tunela Višňové. Merali sme rýchlosť a smer prúdenia vzduchu na portáloch tunela ako potenciálneho vplyvu na rýchlosť prúdenia vzduchu v tuneli, a teda šírenia dymu. Namerané hodnoty boli odoslané na ďalšie spracovanie. Žiaľ, aktuálne ešte nemáme k dispozícii ostatné vstupné údaje z tunela a taktiež momentálne nemôžeme z dôvodu GDPR prezentovať akékoľvek údaje, výsledky a fotografie týkajúce sa tunela Višňové.

Ciele projektu sú však jasné a veríme, že sa nám ich spoločným úsilím podarí naplniť:

- realizácia experimentov in situ v dvoch diaľničných tuneloch s cieľom sledovať a monitorovať vplyv núdzového vetrania a meteorologických faktorov na rýchlosť prúdenia vzduchu a šírenie dymu v tuneli,
- vytvorenie počítačových simulácií testovaných scenárov (príprava vstupných dát, návrh paralelizácie, realizácia simulácie na HPC systéme, vyhodnotenie a vizualizácia výsledkov simulácie a ich validácia pomocou experimentálnych dát,
- úprava/rozšírenie simulátora v zmysle požiadaviek aktuálnej legislatívy,
- evidencia a vyhodnotenie mimoriadnych udalostí zo slovenských tunelov,
- vytvorenie vizualizácií scenárov požiaru a ich integrácia do simulátora.

4. ZÁVER

Vzhľadom na dlhoročné skúsenosti s experimentálnymi meraniami, počítačovou simuláciou a úspešné výsledky vzájomnej spolupráce partnerov projektu v predchádzajúcom období, je veľký predpoklad, že dosiahnutie stanovených cieľov je reálne. Očakáva sa, že výsledky projektu budú mať priaznivý vplyv nielen na riešenie závažných problémov súvisiacich s požiarmi tunelov, ale aj na prevenciu pred požiarmi a na zvýšenie pripravenosti operátorov tunelov, mechanikov údržby tunelov, hasičov a záchranárov podieľajúcich sa na záchrane životov, hodnôt a majetku počas núdzovej situácie, ako aj pre zlepšenie legislatívy.

5. POĎAKOVANIE

„Táto práca bola podporovaná Agentúrou na podporu výskumu a vývoja na základe zmluvy č. APVV-24-0429.“

Ing. Peter Danišovič, PhD.
Katedra technológie a manažmentu stavieb, Stavebná fakulta, Žilinská univerzita v Žiline
peter.danisovic@uniza.sk

Sekce 7
Rizika, smluvní vztahy a financování

Předsedající: Martin Knights, Jörg-Martin Hohberg, Martin Srb, Jaroslav Beňo

Ústní prezentace

TUNEL VIŠŇOVÉ – OD ZÁKLADNÉHO KAMEŇA PO PRVÝ PREJAZD
P. Paločko & J. Boltvan

SMARAGDOVÁ KNIHA FIDIC – CESTA KE SPRAVEDLIVÉMU ROZDĚLENÍ RIZIK PŘI REALIZACI PODZEMNÍHO DÍLA
A. Butovič

RAŽBA TUNELU HOMOLE Z POHLEDU PROJEKTANTA A ZHOTOVITELE
J. Rožek & A. Korba

GEOTECHNICAL BASELINE REPORT V ČESKÉ PRAXI
P. Makásek & J. Janků

Postery

HOSTIVICKÝ ŽELEZNIČNÍ TUNEL V OBLASTI LETIŠTĚ VÁCLAVA HAVLA: TECHNICKÉ A KOORDINAČNÍ VÝZVY PŘI NÁVRHU A PŘÍPRAVĚ STAVBY
J. Vladík & O. Zítko

TUNEL VIŠŇOVÉ – OD ZÁKLADNÉHO KAMEŇA PO PRVÝ PREJAZD

P. Paločko, J. Boltvan
Amberg Enginnering Slovakia, s.r.o. Bratislava, Slovakia

ABSTRAKT: Príspevok predkladá retrospektívnu analýzu vývoja geotechnického poznania a manažmentu rizík počas prípravy a výstavby diaľničného tunela Višňové, najdlhšieho cestného tunela na Slovensku. Práca chronologicky mapuje transformáciu inžinierskogeologického modelu masívu Lúčanskej Malej Fatry, pričom reflektuje kľúčové poznatky získané z prieskumnej štôlne, dlhodobého monitoringu a samotnej realizácie hlavných tunelových rúr.

Osobitná pozornosť je venovaná identifikácii kritických geotechnických faktorov, akými sú extrémne hydrostatické tlaky (do 3,1 MPa), tektonicky drvené mylonitové zóny a časovo závislé fenomény – najmä síranová agresivita prostredia a kinetika tvorby inkrustácií v drenážnych systémoch. Príspevok detailne analyzuje zásadné projektové adaptácie vyvolané verifikovanými dátami a zmenou európskej legislatívy, vrátane zmeny systému vetrania a úpravy prieskumnej štôlne na centrálny odvodňovací zberač.

1. ÚVOD

Diaľničný tunel Višňové predstavuje z hľadiska rozsahu, geologických podmienok a technickej náročnosti jednu z najkomplexnejších inžinierskych výziev v regióne strednej Európy. Realizácia tohto diela nie je len výsledkom štandardného projektového cyklu, ale predstavuje vyvrcholenie procesu iteratívneho spoznávania anizotropného a tektonicky silne porušeného horninového masívu Lúčanskej Malej Fatry. Každá etapa projektu – od úvodných štúdií až po finálnu implementáciu technologického vybavenia – bola determinovaná progresívnym nárastom geotechnických vedomostí a nevyhnutnosťou adaptovať technické riešenia na reálne zistené podmienky in situ.

Hlavným cieľom predkladaného príspevku je chronologická analýza evolúcie geotechnického modelu masívu a posúdenie vplyvu týchto poznatkov na prípravu projektovej dokumentácie. Príspevok sa zameriava na identifikáciu kľúčových geotechnických rizík v jednotlivých fázach prípravy a výstavby, pričom analyzuje, ako validácia dát z prieskumnej štôlne a následný dlhodobý monitoring ovplyvnili voľbu raziacich metód, konštrukciu ostenia a systém odvodnenia. Dokument sleduje metodický posun od počiatočných geotechnických neurčitostí a hypotéz, založených na nepriamych metódach prieskumu, k verifikovaným dátam získaným počas razenia a následnej diagnostiky diela.

Analýza je štruktúrovaná do logických celkov: od počiatočného inžinierskogeologického (IG) modelu, cez kľúčové hydrogeologické a tektonické zistenia z prieskumnej štôlne, až po identifikáciu časovo závislých degradačných procesov (síranová agresivita, inkrustácia). V záverečnej časti príspevok reflektuje riziká spojené s technologickou disciplínou a manažmentom kvality počas finálnej fázy výstavby. Predkladaná syntéza tak slúži ako odborná prípadová štúdia (case study), definujúca nové referenčné štandardy pre prieskum, projektovanie a realizáciu podzemných diel v komplexných geologických podmienkach Západných Karpát.

2. FÁZA I: POČIATOČNÉ HYPOTÉZY A ORIENTAČNÝ PRIESKUM (1997 – 1998)

Orientačná fáza inžinierskogeologického prieskumu (IGP) predstavovala primárny krok v procese definovania geotechnických neurčitostí masívu. Jej hlavným cieľom nebola detailná kvantifikácia parametrov, ale identifikácia kritických oblastí a stanovenie rozsahu nevyhnutného podrobného prieskumu pre dielo celoštátneho významu.

Východiskový inžinierskogeologický model, odvodený z povrchového mapovania, archívnych údajov a limitovaného súboru jadrových vrtov, definoval masív ako heterogénny celok tvorený kryštalickým jadrom s predpokladanými tektonickými líniami na kontakte s mezozoickými horninami. Hoci tento

model naznačoval vysokú mieru geotechnickej náročnosti, presná priestorové rozloženie a mechanické vlastnosti diskontinuít zostávali v dôsledku vysokého nadložia (miestami nad 500 m) neoverené.

Kľúčové geotechnické riziká boli v tejto fáze klasifikované v nasledujúcich oblastiach:

Predpoklad intenzívneho porušenia granitoidného masívu s výskytom zlomových systémov. Absentovali však exaktné údaje o orientácii, mocnosti a výplni poruchových zón, ako aj o kinematike zlomov.

Riziko bolo koncentrované najmä na tektonický kontakt kryštalinika a mezozoika, kde sa predpokladala prítomnosť oslabených zón so zníženou stabilitou výrubu.

Prognózy indikovali prítomnosť významných akumulácií podzemných vôd viazaných na puklinovo-zlomovú priepustnosť. Chýbali však kvantitatívne údaje o hydrodynamických parametroch a potenciálnom vplyve razenia na režim podzemných vôd.

Zásadným výstupom orientačného prieskumu bolo konštatovanie, že nepriame metódy a povrchový vrtný prieskum sú pri daných morfologických a geologických podmienkach nepostačujúce pre bezpečný a ekonomický návrh tunela. Na základe týchto záverov bola v trase tunela navrhnutá prieskumná štôlňa.



Obrázok 1: Poloha tunela Višňové na mape Slovenska

V dobovom kontexte (polovica 90. rokov) bola navrhnutá koncepcia jednorúrového tunela s obojsmernou premávkou, pričom prieskumná štôlňa mala po ukončení razenia slúžiť ako paralelná úniková cesta.

3. FÁZA II: ZISTENIA Z PRIESKUMNEJ ŠTÔLNE (1998 – 2002)

Realizácia prieskumnej štôlne v rokoch 1998 až 2002 predstavovala kľúčovú etapu v spoznávaní horninového masívu.

Tento krok umožnil prechod od teoretických predpokladov a interpretácií povrchového prieskumu k priamej *in situ* verifikácii horninového prostredia. Získané exaktné dáta odhalili extrémnu mieru geotechnickej komplexnosti, ktorá v mnohých aspektoch prekročila pôvodné prognózy.

Prieskumná štôlňa zásadne zmenila inžinierskogeologický model a transformovala identifikované riziká na merateľné technické parametre:

V granitoidnom jadre boli zdokumentované rozsiahle kataklastické a mylonitové zóny – pásma intenzívne drvenej a hydrotermálne premenenej horniny. Mocnosť týchto zón dosahovala lokálne až 12 metrov. Horninový masív v týchto úsekoch vykazoval vlastnosti vysoko anizotropného, prostredia s nízkou šmykovou pevnosťou.



Obrázok 2: Poloha tunela Višňové na medzi Žilinou a Martinom (zdroj podkladu: mapy.com)

Štôlňa preťala kľúčovú diskontinuitu– Kuneradský zlom. Táto zóna bola identifikovaná ako kritické geotechnické riziko, kde bola hornina transformovaná na tektonickú drvinu, ktorá pri kontakte s vodou nadobúdala charakter nesúdržnej zeminy.

Priamo boli zdokumentované úseky s nepriaznivými mechanicko-fyzikálnymi vlastnosťami, najmä gutensteinské vápence (Vgn, Vgtp) s prejavmi krasovatenia a zóny karbonatických ílovcov a kataklazitov (Iktp).

Najvýznamnejšie poznatky priniesla štôlňa v oblasti hydrogeológie. Kombinácia extrémneho tlaku vody a tektonicky rozdrveného materiálu vytvorila dokonalé podmienky pre sufóziu

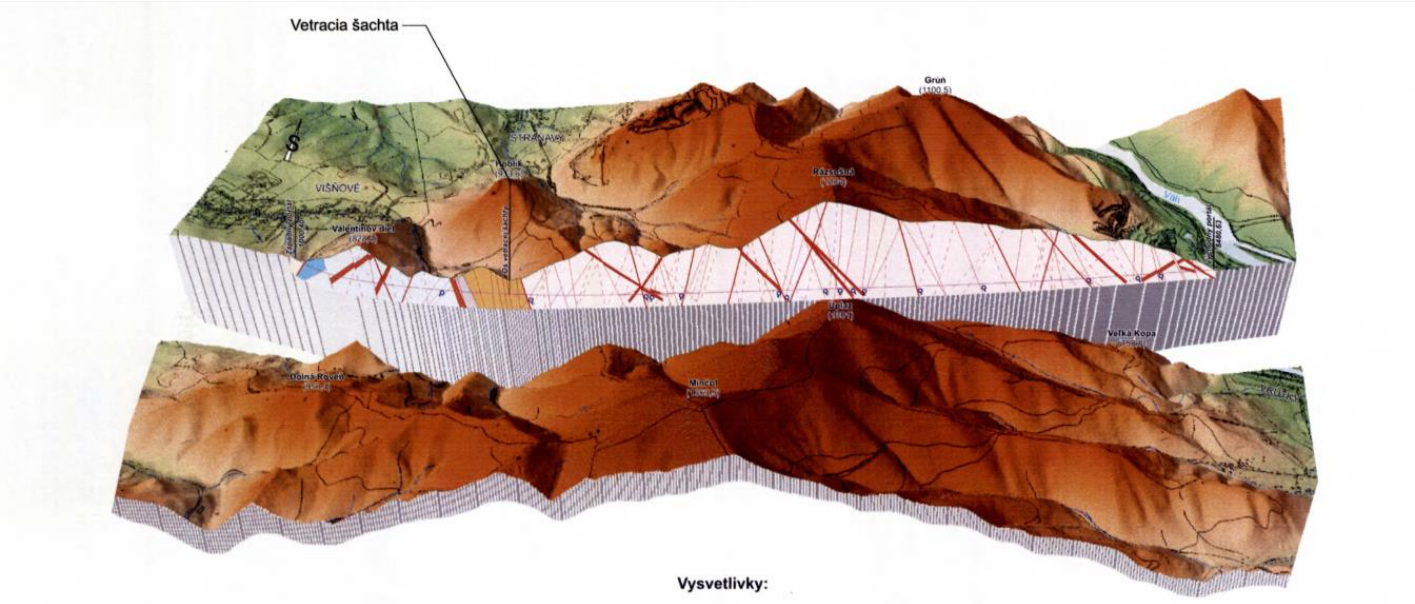
Tabuľka 1: Výber markantných hydrogeologických parametrov

Hydrogeologický Parameter	*Zistená Hodnota (1998-2002)*	*Inžiniersky a Rizikový Dopad*
Maximálny odtok z východného portálu	*> 420 l/s*	*Indikátor rizika náhleho prívalu vody; parameter pre dimenzovanie havarijného odvodnenia a čerpacích kapacít pri razení v úpadnom sklone (Matejček a Bohyník, 2006).*
Maximálne prítoky na čelbe	*80 – 160 l/s*	*Okamžité ohrozenie stability výrubu, riziko zaplavenia techniky a personálu, potreba masívnych čerpacích kapacít (Ondrášik et al., 2015)*
Hydrostatický tlak vody	*Až 3,1 MPa*	*Extrémne zaťaženie ostenia; sufózny účinok, ktorý vyplavoval tektonickú drvinu, vytváral kaverny a viedol k závalom.(Ondrášik et al., 2015)*
Stabilizovaný odtok z masívu	*230 – 260 l/s*	*Potvrdenie, že tunel pôsobí ako permanentný lineárny drén, čo mení hydrogeologický režim a znižuje hladinu podzemnej vody v regióne.f (Bohyník et al., 2018)*

Náhle prívaly vody, strata stability v mylonitových zónach a extrémny tlak vody sa stali dominantnými faktormi, ktoré museli byť zohľadnené v každom ďalšom kroku projektovania .

4. FÁZA III: PRÍRAVA PROJEKTU NA ZÁKLADE NOVÝCH ZISTENÍ (2002 – 2007)

Obdobie po prerazení prieskumnej štôlne bolo venované vypracovaniu technických riešení. V tejto fáze sa stretli dva kľúčové vplyvy: inžinierska nevyhnutnosť reagovať na odhalené riziká a adaptácia projektu na novú európsku legislatívu - smernicu 2004/54/ES o minimálnych bezpečnostných požiadavkách na tunely v transeurópskej cestnej sieti.



Obrázok 3: 3D model masívu tunela Višňové s geologicko-tektonickou stavbou (Matejček a Bohyník, 2006)

Najvýznamnejšie projektové zmeny, ktoré boli priamou reakciou na zistenia z prieskumnej štôlne, možno zhrnúť nasledovne:

Prechod na dvojrúrový variant: Pôvodný koncept jednej tunelovej rúry, kde prieskumná štôlňa mala slúžiť ako úniková cesta (podobne ako Branisko), bol definitívne opustený. Dôvodom neboli len nové dopravné prognózy, ale aj prijatie spomínanej európskej smernice, ktorá zásadne sprísnila bezpečnostné požiadavky na dlhé cestné tunely.

Modifikácia konštrukcie ostenia: Vysoké horninové a hydrostatické tlaky zistené v kryštaliniku si vynútili zväčšenie hrúbky sekundárneho železobetónového ostenia. Pôvodne navrhovaná hrúbka 300 mm bola v rámci aktualizácie projektu zvýšená na 350 mm, aby sa zabezpečila dostatočná statická únosnosť a dlhodobá životnosť konštrukcie.

Technické riešenia prijaté v tomto období vytvorili nevyhnutný základ pre zvládnutie počas neskoršej výstavby.

5. FÁZA IV. DLHODOBÝ MONITORING A ČASOVO ZÁVISLÉ RIZIKÁ (2002 – 2014)

Obdobie po roku 2002 prinieslo situáciu, že dokončená prieskumná štôlňa začala slúžiť na dlhodobé monitorovanie podzemného diela aj horninového masívu. Táto fáza dlhodobého monitoringu umožnila sledovať správanie masívu dlhodobo a odhaliť nové, časovo závislé riziká, ktoré nebolo možné identifikovať počas krátkodobého procesu razenia.

Význam týchto zistení spočíval v potvrdení, že o životnom cykle tunela je nevyhnutné uvažovať nielen z hľadiska okamžitej stability pri výstavbe, ale aj z hľadiska dlhodobej trvácnosti materiálov a funkčnosti prevádzkových systémov.

Tabuľka 2: Vybrané riziká identifikované dlhodobým pozorovaním

Identifikované Riziko	*Popis a technický dopad*
Síranová agresivita	*V úseku staničenia 1 250 – 1 800 m (mezozoikum) sa potvrdila prítomnosť sadrovca a anhydritu, ktorých výluhy spôsobili viditeľnú degradáciu striekaného betónu primárneho ostenia. Podobné riziko (stupeň XA2) bolo identifikované aj v úseku 300 – 800 m od západného portálu. Tieto zistenia viedli k požiadavke na použitie betónov odolných voči síranom pre finálne ostenie(Geofos, 2007)*
Tvorba sintrov (Inkrustácia)	*Dlhodobé sledovanie v únikovej štôlni potvrdilo masívne vyzrážanie uhličitanu vápenatého, ktorý upchával drenážne žľaby a znižoval účinnosť odvodnenia. Analýzy ukázali, že uhličitan vápenatý sa vylúhoval primárne z betónových konštrukcií a urýchľovačov tuhnutia, nie z horniny. Toto riziko si vyžiadalo návrh drenážneho systému umožňujúceho pravidelnú údržbu a v niektorých prípadoch aj jeho úplné prebudovanie (Geofos, 2007)*
Reaktivizácia svahových pohybov	*Systematický monitoring (vrty HG-1, HG-2) potvrdil reaktivizáciu svahových deformácií nad prístupovou cestou západného portálu, ku ktorej došlo 4. 4. 2006 po extrémnom oteplení a zrážkach. Tieto dáta potvrdili vysokú citlivosť stability portálu na hydrogeologický režim a nevyhnutnosť permanentného geotechnického monitoringu a robustných stabilizačných opatrení (Matejček, 2011).*

6. FÁZA V: REALIZÁCIA A NOVÉ RIZIKÁ (2014 – 2025)

Hlavná fáza výstavby priniesla zásadný posun vo vnímaní rizík. Po dekádach podrobného prieskumu sa pozornosť zmenila. Už nešlo o zvládnutie geologickej *neistoty*, ale o zvládnutie *známych*, avšak extrémnych geologických podmienok. Dominantné riziko sa tak presunulo z oblasti zvládania *prírodného systému* do oblasti zabezpečenia kvality, technologickej disciplíny a manažmentu v náročnom prostredí.

6.1 ADAPTÁCIA RAZIACEJ METÓDY ADECO-RS

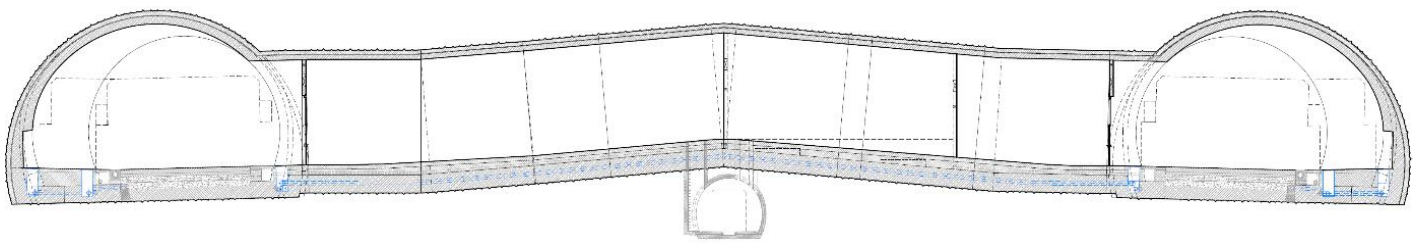
Pre podmienky v trase tunela, najmä v zónach tektonicky drvených a zvodnených mylonitov, sa presadila raziaca metóda ADECO-RS (Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils). Na rozdiel od tradičnej NRTM, ktorá sa zameriava na riadenie deformácií za čelbou výrubu, kľúčovým princípom ADECO-RS je aktívna stabilizácia horninového masívu v predstihu pred čelbou.

6.2 ÚPRAVA PRIESKUMNEJ ŠTÔLNE NA CENTRÁLNY ODVODŇOVACÍ PRVOK

Jedným z najvýznamnejších rozhodnutí pri dostavbe tunela bola kompletná zmena funkcie pôvodnej prieskumnej štôlne, ktorá je nakoniec využitá ako centrálny zberač podzemných vôd.

Využitím existujúcej štôlne sa eliminovala potreba budovať rozsiahle kanalizačné zberače priamo pod vozovkou v oboch tunelových rúrach. Týmto prístupom sa predchádza budúcim poruchám vozovky v miestach revíznych šachiet, ktoré sú častou príčinou porúch v iných tuneloch. Horninová voda z rubovej drenáže je bezpečne zvedená do štôlne, ktorá ju odvádza mimo dopravný priestor.

Odvodňovacia štôlňa má celkovú dĺžku 7 446,75 metra a pozostáva zo štyroch úsekov: východný a západný portálový úsek štôlne musel byť vybudovaný na novo z dôvodu zmeny trasovania na portáloch a pôvodné úseky štôlne razené metódami NRTM a tunelovací stroj – TBM.

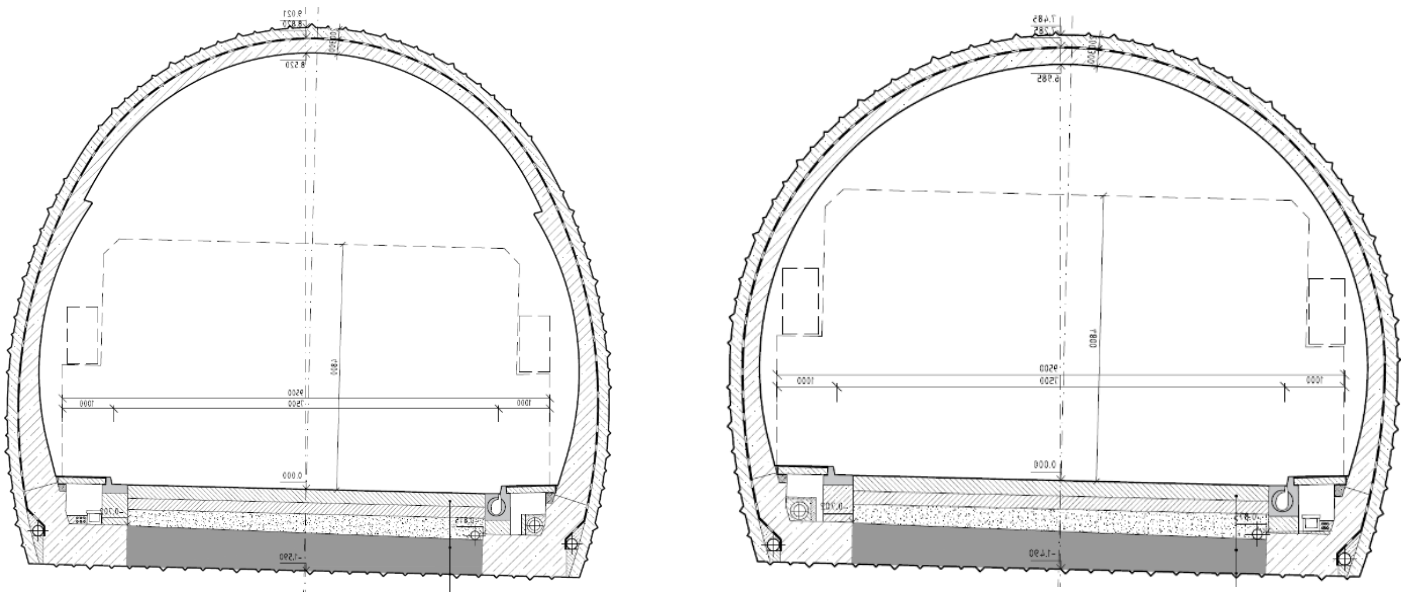


Obrázok 4. – Pozdĺžny rez priečnym prepojením č.1, odvodňovacia štôlňa je priamo pod priečnym prepojením

6.3 OPTIMALIZÁCIA TECHNICKÝCH RIEŠENÍ VO FINÁLNEJ ETAPE VÝSTAVBY

Vo finálnej fáze realizácie diela si vývoj technických noriem a zvyšujúce sa požiadavky na prevádzkovú bezpečnosť vyžiadali komplexnú optimalizáciu projektovej dokumentácie. Pre zabezpečenie plynulého napredovania prác bola vykonaná pasportizácia a diagnostika zrealizovaných častí sekundárneho ostenia, čím sa verifikovala ich statická integrita a súlad s návrhovými parametrami.

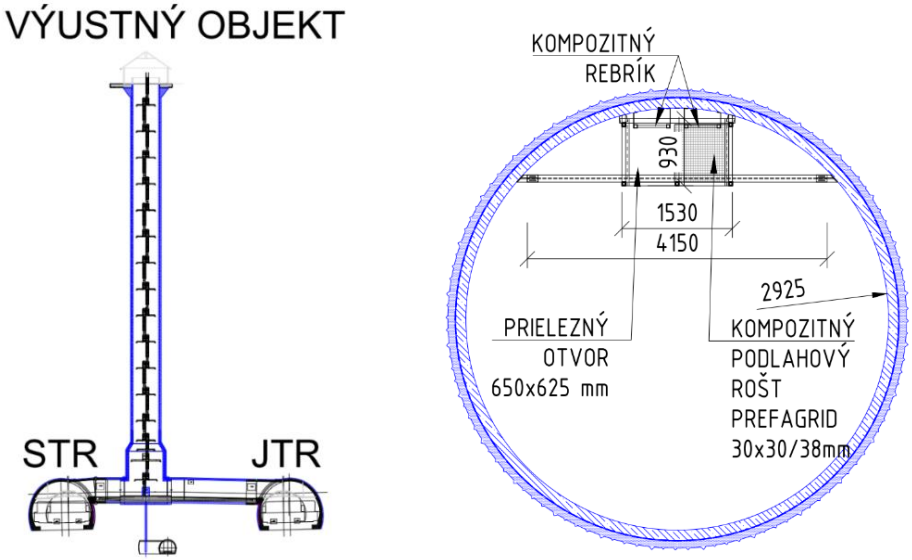
Projekčný tím následne vypracoval súbor technických úprav, ktorých cieľom bolo maximalizovať využitie dovtedy zrealizovaných konštrukcií a integrovať ich do nového, plne funkčného a bezpečného celku. Tieto projektové adaptácie sa zamerali predovšetkým na s ystémové zvýšenie dlhodobej udržateľnosti tunela.



Obrázok 5: Vzorový priečny rez tunela, vľavo s medzistropom, vpravo bez medzistropu

6.3.1 Zmena koncepcie vetrania a finalizácia profilu tunelových rúr

Strategickým rozhodnutím, ktoré ovplyvnilo viacero aspektov projektu, bola definitívna zmena systému vetrania z pôvodne plánovaného polopriečneho na finálne riešenie s pozdĺžnym vetraním. Tento prístup je realizovaný pomocou prúdových ventilátorov rozmiestnených v klenbe tunela.



Obrázok 6: Vľavo priečny rez tunelom a vetracou šachtou, vpravo pôdorys vetracej šachty

Priamym dôsledkom tejto zmeny bola strata potreby budovať po celej dĺžke tunela medzistrop, ktorý mal pôvodne slúžiť ako oddelený vzduchotechnický kanál. Napriek tomu, že medzistrop nebol

realizovaný, fyzická príprava na jeho osadenie (vystužené ozuby v ostení) zostala v časti tunela (od bloku J399 v južnej rúre a S400 v severnej rúre) zachovaná, čo predstavuje trvalú konštrukčnú charakteristiku zdedenú z pôvodného projektu. Medzistrop bol nakoniec vybudovaný iba v špecifickom mieste – v núdzovom zálive č. 3 v oboch tunelových rúrach, a to z dôvodu napojenia vetracích kanálov vedúcich z už existujúcej vetracej šachty.

6.3.2 Nové funkčné využitie vetracej šachty

Vetracia šachta, takmer dobudovaná v čase prevzatia stavby, stratila v dôsledku zmeny koncepcie vetrania svoju pôvodnú funkciu. Namiesto jej demolácie bolo prijaté rozhodnutie adaptovať ju na nové účely.

7. ZÁVER A SKÚSENOSTI Z PROJEKTU TUNELA VIŠŇOVÉ

Chronologická púť spoznávania masívu Višňové predstavuje zaujímavý príklad evolúcie riadenia rizík v modernom tunelárstve. Projekt prešiel cestou od všeobecnej geologickej neistoty, cez identifikáciu konkrétnych a merateľných hydrogeologických hrozieb, následné odhalenie časovo závislých procesov degradácie materiálov, až po zásadné úpravy v procese výstavby.

Z tejto komplexnej prípadovej štúdie vyplývajú tri kľúčové skúsenosti, ktoré majú nadčasovú platnosť pre akýkoľvek budúci veľký podzemný projekt:

Projekt jednoznačne potvrdil, že v zložitých geologických podmienkach môžu byť povrchové metódy prieskumu nedostatočné. Bez priamych dát z prieskumnej štôlne by realizácia hlavných tunelových rúr mohla byť vysoko riziková.

Geotechnické riziko nie je statický parameter definovaný na začiatku projektu. Projekt Višňové ukázal, že riziko, respektíve jeho poznanie sa vyvíja v čase. Význam dlhodobého monitoringu sa preukázal pri odhalení časovo závislých fenoménov, ako sú síranová agresivita na betón a inkrustácia (upchávanie) drenážnych systémov, ktoré sú kľúčové pre dlhodobú životnosť a prevádzkyschopnosť diela.

Najdôležitejším záverom je, že v komplexnom podzemnom diele je kvalita a precíznosť stavebnej realizácie rovnako kritickým faktorom ako samotné zvládnutie geologických podmienok. zlyhanie v kontrole kvality môže úplne negovať všetky poznatky a bezpečnosť získanú náročným a nákladným prieskumom.

Tunel Višňové tak zostáva nielen kľúčovou dopravnou stavbou pre Slovensko, ale predovšetkým mementom a referenčnou prípadovou štúdiou pre budúce generácie geotechnických inžinierov a tunelárov. Jeho odkazom je, že najhlbšie poznanie horniny je bezcenné bez rovnako hlbokej zodpovednosti pri jej pretváraní.

LITERATURA

AMBERG ENGINEERING SLOVAKIA, s.r.o. *Dokumentácia skutočnej realizácie stavby. 2024–2025*.

BOHYNÍK, J.; COPLÁK, M.; MALÍK, P.; ŠVASTA, J. *Určenie infiltračnej oblasti a dopadov razenia tunela Višňové na podzemné vody. In Proceedings, Tunely a podzemné stavby 2018; Žilina, 2018*.

GEOFOS s. r. o. Diaľnica D1 Višňové – Dubná Skala: *Inžinierskogeologická časť – Záverečná správa. Žilina: GEOFOS s. r. o., 2007. Geofond, ev. č. 361-1/2006.*

MATEJČEK, A.; BOHYNÍK, J. *Význam realizácie prieskumnej štôlne pre tunel Višňové (The Importance of the Exploration Gallery Driven for the Višňové Tunnel). Tunel 2006, (4).*

MATEJČEK, A. *Základná geotechnická správa tunela Višňové. 2011.*

ONDRÁŠIK, R.; MATEJČEK, A.; DURMEKOVÁ, T. *Experience from Investigation of Tectonically Extremely Deteriorated Rock Mass for the Highway Tunnel Višňové, Slovakia. In Proceedings, Engineering Geology for Society and Territory - Volume 6; Springer: Cham, 2015.*

Ing. Peter Paločko, PhD.

Amberg Engineering Slovakia s.r.o. , Bratislava, Slovakia

ppalocko at amberg. sk

Ing. Ján Boltvan
Amberg Engineering Slovakia s.r.o. , Bratislava, Slovakia
jboltvan at amberg. Sk

Smaragdová kniha FIDIC – cesta ke spravedlivému rozdělení rizik při realizaci podzemního díla

doc. Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.

SATRA, spol. s r.o., Katedra geotechniky FSv ČVUT v Praze, Czech Republic

ABSTRAKT: Smaragdová kniha FIDIC patří mezi nejnovější způsoby smluvních podmínek pro podzemní stavby (2019). Aktuálně představuje největší pokrok při (spravedlivém) rozdělování rizik mezi Objednatele a Zhotovitele při způsobu výstavby metodou Design & Build. Jedním z jeho stěžejních dokumentů je Geotechnical Baseline Report (GBR), který obsahuje definici základových podmínek v místě díla a specifikaci klíčových kritérií pro rozdělení rizik. Článek popisuje postup při aplikaci vybraných ustanovení smaragdové knihy FIDIC v konkrétních podmínkách tunelu Homole na dálnici D35 (poprvé v České republice), představuje doposud neznámé přílohy smluvních dokumentů, specifikuje důvody výběru jednotlivých klíčových kritérií a jejich hodnot a shrnuje první zkušenosti z aplikace těchto smluvních podmínek při realizaci.

1. ÚVOD

Tento článek nabízí aktuální pohled na výstavbu podzemního díla s implementací vybraných prvků Smaragdové knihy FIDIC, a to na příkladu ražeb tunelu Homole na dálnici D35. Nepřímo navazuje na odbornou diskusi otevřenou textem „Smaragdová kniha a Zlaté zásady FIDIC“ autorů Ing. Michala Uhrina a JUDr. Lukáše Klee, Ph.D., LL.M., MBA, publikovaným v časopise Stavebnictví 8/2024 a vlastní článek autora „První zkušenosti s vybranými prvky smaragdové knihy FIDIC při realizaci tunelu Homole na D35“ publikovaným v časopise Stavebnictví 12/2025. Pozornost je věnována základním technickým parametrům stavby, popisu vybraných prvků Smaragdové knihy, které byly použity a hodnocení průběhu realizace z hlediska geotechnických podmínek i smluvních vztahů. Důraz je kladen na nastavení a význam Geotechnical Baseline Reportu (GBR), který je jedním ze zásadních dokumentů Smaragdové knihy a přímo ovlivňuje rozdělení rizik mezi objednatele a zhotovitele.



Obrázek 1: Situace stavby

2. TUNEL HOMOLE – ZÁKLADNÍ INFORMACE O PROJEKTU

2.1 GEOMETRIE A PROSTOROVÉ USPOŘÁDÁNÍ

Tunel Homole je navržen jako dvojice samostatných jednosměrných tunelových trub kategorie T 9,5, z nichž každá má šířku přibližně 12,1 m. Obě tunelové trouby odděluje zhruba 17 metrů široký horninový pilíř, který zajišťuje dostatečnou stabilitu a minimalizuje vzájemné ovlivnění výrubu.

Výška nadloží v ražených částech je proměnlivá – nad pravou tunelovou troubou dosahuje přibližně 8,5 až 19 m, nad levou 8,7 až 24 m. V místě podchodu silnice I/17, která v současnosti plní funkci tranzitního tahu budoucí rychlostní komunikace D35, klesá nadloží na pouhých cca 13,5 m, což odpovídá prakticky šířce samotného výrubu. Tunel podchází tuto komunikaci v relativně ostrém úhlu okolo 30°, což zvyšuje nároky na stabilizační opatření během výstavby.

2.2 PRIMÁRNÍ OSTĚNÍ A TECHNOLOGIE RAŽBY

V ražených úsecích je použito primární ostění ze stříkaného betonu C 20/25 – X0, s nárůstem pevnosti dle křivky J2. Ostění je vyztuženo s ocelovými rámy a svařovanými sítěmi z oceli B 500B, přičemž tloušťka ostění se pohybuje od 200 do 300 mm v závislosti na technologické třídě NRTM (Nová rakouská tunelovací metoda).

Ražba probíhá horizontálně členěným výrubem s postupem jednotlivých záběrů o délce 1,0 až 1,75 m.

V místech s nejnižším nadložím nebo v nestabilním horninovém prostředí se využívá ochranný deštník z mikropilot, doplněný o injektáže na bázi cementu nebo organických pryskyřic.



Obrázek 2: Zajišťování stavební jámy na západním portále

2.3 BEZPEČNOSTNÍ A PROVOZNÍ PROPOJENÍ

Obě tunelové trouby jsou navzájem propojeny jedinou raženou tunelovou propojkou, která slouží k evakuaci osob a k přístupu zásahových jednotek. U obou portálů jsou navrženy sdružené obslužné a zásahové plochy, využitelné pro činnost integrovaného záchranného systému, Policie ČR i provozovatele tunelu.

2.4 HYDROIZOLACE, DRENÁŽE A PROVOZNÍ VÝKLENKY

Hydroizolační systém je řešen jako deštníková izolace s patní drenáží, vedenou po obou stranách tunelových trub. Drenážní systém je přístupný prostřednictvím revizních výklenků maximálně každých 50 m. V souladu s běžnými evropskými bezpečnostními standardy jsou v tunelu osazeny:

- kombinované revizní šachty a výklenky se SOS kabinami (na pravé straně ve směru jízdy),
- požární hydranty umístěné ve každém druhém výklenku na levé straně.

2.5 ODVODNĚNÍ

Odvodnění vozovky zajišťují štěrbinové obrubníky, které odvádějí vodu do sběrné jímky situované u západního portálu. Tato jímka slouží zároveň jako záchytný prostor při mimořádné události — v případě úniku nebezpečných látek nedochází k jejich vniknutí do veřejné dešťové kanalizace, což je požadavek běžný u moderních dálničních tunelů. Pro omezení šíření požáru při eventuálním výronu hořlavin jsou štěrbinové žlaby vybaveny protipožárními zpětnými klapkami v intervalech do 60 m, což odpovídá standardnímu evropskému řešení tunelových staveb.

3. ZMĚNY TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

Uchazeči v rámci zadávacího řízení měli možnost, při zpracování svých nabídek, v objednatelem povoleném rozsahu, měnit technické řešení. Výchozím dokumentem byl tzv. Referenční projekt (RP), který představovala dokumentace pro stavební povolení (DSP). Nabídku podalo celkem 5 subjektů, většina z nich změny oproti RP navrhla v podstatě pouze u ražeb, ostatní části stavby zůstaly beze změn a účastníci předložili a ocenili řešení dle RP. V souladu se smluvními podmínkami a Požadavky objednatele (součást zadávací dokumentace) zhotovitel v rámci zpracování realizačních dokumentací stavby (RDS) předložil a realizuje dílo s následujícími podstatnějšími změnami:

- Upravena geometrie příčného řezu (užší, vyšší).
- Vypuštěna 2. tunelová propojka (TP). Bezpečnostní řešení pro tunel Homole připouští pouze jednu TP, ovšem vychází do nejnevhodnějších geotechnických podmínek v blízkosti provozované komunikace I/17. Z tohoto důvodu byly součástí DSP 2 samostatné TP. Tato změna byla projednána s dotčenými orgány státní správy a stavebním úřadem a je řešena jako změna stavby před dokončením.
- Vypuštěna sanační opatření z povrchu terénu. V RP a nabídce zhotovitele bylo v úseku s nejkomplikovanějšími geotechnickými podmínkami, kde budou při ražbě kaloty tunelu zastiženy zvodnělé pokryvné útvary (kombinace jílovitých a štěrkovitých zemin), uvažováno s realizací tryskových injektáží z povrchu terénu. Technické řešení dle RDS s nimi neuvažuje, je navržena realizace masivních mikropilotových deštníků v kombinaci s deštníky ze svorníků IBO a systematického zlepšování horninového, resp. zeminového prostředí pomocí cementových a chemických injektáží. Vše v kombinaci s masivním zajišťováním jednotlivých čeleb.
- V technologické třídě 3 je navržena v rámci primárního ostění pouze 1 ocelová svařovaná síť u vnějšího povrchu.
- Hloubená část LTT u východního portálu, která je vedena souběžně s raženou částí PTT je nahrazena konstrukcí „želva“ (ražba pod ochranou předem zrealizované betonové konstrukce, připomínající krunýř želvy).

4. AKTUÁLNÍ STAV PRACÍ

Stavba dálnice D35 v úseku Ostrov – Vysoké Mýto byla zahájena dne 6.5.2024 (povrchové úseky). Zhotovitelem stavby tunelu Homole je konsorcium společností EUROVIA CS, a.s., TuCoN, a.s. (od 1.9.2024 Marti a.s.) a EUROVIA SK, a.s. Nabídková cena prací je 1,754 mld. Kč bez DPH, což je o téměř 200 mil. Kč (cca 10%) méně, než předpokládal kontrolní propočet, zpracovaný v DSP (pro stavbu nebyla zpracována projektová dokumentace v podrobnosti pro provedení stavby). Navržená doba realizace dle předpokládaných geologických a hydrogeologických podmínek byla zhotovitelem navržena v souladu se zadávací dokumentací stavby 960 kalendářních dní. Ražba tunelu – levé tunelové trouby (LTT) započala dne 22.11.2024, tedy krátce před svátkem sv. Barborky, patronky všech horníků. Ražba pravé tunelové trouby (PTT) pak započala dne 13.12.2024. Ražba LTT byla dokončena dne 2.9.2025, PTT dne 10.11.2025. Od 3.Q.2025 intenzivně probíhají práce na instalaci izolací a betonáži definitivního ostění.



Obrázek 3: Rozpojování horniny v LTT

5. ZADÁNÍ DESIGN & BUILD

Jak již bylo uvedeno, zadání proběhlo a realizace probíhá metodou Design-Build s využitím tzv. Žluté knihy FIDIC, která obsahuje vybrané prvky Smaragdové knihy FIDIC. Ta byla zpracována Mezinárodní federací konzultačních inženýrů (FIDIC) spolu s Mezinárodní tunelářskou asociací (ITA-AITES) v roce 2019. Jedná se o první použití tohoto způsobu zadání v České republice. Potenciální geotechnická rizika se v tomto případě rovnoměrněji (a tedy spravedlivěji) rozdělují mezi objednatele a zhotovitele. Rozdělení určuje zejména samostatný smluvní dokument, který je nazýván „Geotechnical Baseline Report“ (GBR). Tento způsob zadání také ovlivňuje dílčí ustanovení Smluvních podmínek.

Zásadním rozdílem oproti Žluté knize FIDIC je skutečnost, že vybrané části stavby (v tomto případě hloubení stavebních jam a ražby tunelů) nejsou určeny paušální nabídkovou cenou, ale během realizace u nich probíhá měření dle předem nastavených kritérií, která jsou součástí GBR.

Mimo tuto přílohu zadávací dokumentace, resp. její stěžejní dokument „Požadavky Objednatele“, který, mimo jiné, definuje kompletní požadavky objednatele na jednotlivé stavební objekty (samozřejmě i s odkazy na relevantní TP a TKP ŘSD), obsahovala i tyto jinak nezvyklé přílohy:

- Soupis jednotkových a položkových cen
- Směrné plány
- Harmonogram plateb
- Harmonogram dokončení

5.1 GBR

V rámci RP, resp. dílčích částí GBR je navrženo konkrétní technické řešení jednotlivých technologických tříd (TT) pro ražení. K tomuto řešení jsou nastavena jednotlivá kritéria GBR, která nebylo možné při zpracování nabídky měnit. Jedná se o:

- **k1 Počet bodů dle klasifikace QTS** (Tesař O., 1990) – je definován rozsah bodů této klasifikace pro každou TT. V případě, že dojde k jejich překročení/podkročení je to smluvní důvod pro úhradu vícenákladů, pokud touto změnou vznikají. Toto kritérium patří mezi nejvýznamnější a je určitou paralelou k zatřiďování do TT při realizaci dle červené knihy FIDIC. Jeho kvantifikace probíhá na základě vyhodnocení geologických podmínek geotechnikem objednatele v rámci geotechnického monitoringu.
- **k2 Procentuální zastoupení jednotlivých Geotypů** (Qx, Kx) v ploše dílčího výrubu – pro každou TT je definován předpokládaný interval % zastoupení jednotlivých geotypů v dílčím výrubu. Pokud bude jiné a povede k nutnosti realizace nepřepokládaných prací, jsou smluvním důvodem pro úhradu objednatelem. Má umožnit řešení mimo jiné takových případů, kdy, zejména v počvě kaloty, jsou zastiženy tvrdé horniny, které zejména časově komplikují rozpojování, a přitom v daném případě nevedou ke změně TT. Jeho kvantifikace probíhá na základě vyhodnocení geologických podmínek geotechnikem objednatele v rámci geotechnického monitoringu.
- **k3 Sklon a stav vrstev hornin** – pro každou TT je definován předpokládaný sklon a stav vrstev hornin. Pokud bude jiný a povede k nutnosti realizace nepřepokládaných víceprací, jsou smluvním důvodem pro úhradu objednatelem. Orientace sklon vrstev mají významný vliv na stabilitu čelby. Smyslem zavedení tohoto kritéria je zohlednění potenciální změny sklonu vrstev nebo existence jiného dominantního systému ploch nespojitostí v průběhu ražeb. Jeho kvantifikace probíhá na základě vyhodnocení geologických podmínek geotechnikem objednatele v rámci geotechnického monitoringu.
- **k4 Procentuální zastoupení výskytu tektonické poruchy** v ploše dílčího výrubu – pro každou TT je definováno předpokládané % zastoupení rozsahu tektonické poruchy v dílčím výrubu. Pokud bude jiné a povede k nutnosti realizace nepřepokládaných víceprací, jsou smluvním důvodem pro úhradu objednatelem. Smyslem zavedení tohoto kritéria bylo zejména zohlednění nepříznivého výskytu tektonicky poručené horniny v dílčí části výrubu, které komplikuje proces ražení a přitom v daném případě nemusí nutně vést ke změně TT. Jeho kvantifikace probíhá na základě vyhodnocení geologických podmínek geotechnikem objednatele v rámci geotechnického monitoringu.
- **k5 Tvorba nadvýlomů** – Nadvýlom je nechtěný přerub, vzniklý vlivem technologie ražby v důsledku vlastností horninového masivu jako jsou struktura, textura nebo diskontinuity (laicky řečeno hornina, která odpadne při ražení, aniž bychom to chtěli). Objednatel v tomto kritériu definuje, že zhotoviteli uhradí činnosti spojené s likvidací nezaviněného, geologického podmíněného nadvýlomu nad velikost 1 m3 na 1 běžný metr tunelu (v rámci dílčího výrubu).
- **k6 Způsob rozpojování** – je předpokládáno pouze strojní rozpojování, v případě nutnosti použití trhacích prací, jsou s tím spojené vícenáklady smluvním důvodem pro úhradu objednatelem.
- **k8 Deformace primárního ostění** – pro každou TT je definována předpokládaná max. deformace dílčí části výrubu. Pokud bude větší a povede k nutnosti realizace nepřepokládaných víceprací, jsou smluvním důvodem pro úhradu objednatelem. Jeho kvantifikace probíhá na základě výsledků měření

deformací primárního ostění tunelu, přičemž jednotlivé měřící body instaluje zhotovitel a měří objednatel.



Obrázek 4: Odlučnost horniny v LTT

V praxi to znamená, že pro každé z výše uvedených kritérií jsou definovány intervaly sledovaných hodnot. Pokud se při realizaci sledovaná veličina pohybuje uvnitř tohoto intervalu, jdou geotechnická rizika a s tím spojené náklady a časy k tíži zhotovitele, v opačném případě za objednatelem. Samozřejmě za předpokladu, že vystoupení z intervalu vůbec vede k nějakým potenciálním časovým nebo finančním nárokům.

5.2 SOUPIS JEDNOTKOVÝCH A POLOŽKOVÝCH CEN

Jedná se o celkový soupis prací, který definuje celkovou smluvní cenu díla. Je rozdělen na měřené, neměřené (paušální) a časové položky pro konstrukční celky (KC) stavby, které představují kompletní nebo rozdělené stavební objekty (SO) a provozní soubory (PS).

5.3 SMĚRNÉ PLÁNY

Dokument, který definuje rychlosti provádění zhotovitele pro objednatelem definované činnosti při realizaci stavby (ražba kaloty LTT, ražba opěří LTT apod.). Tyto rychlosti jsou součástí nabídky v rámci zadávacího řízení a přenásobením předpokládanou délkou jednotlivých TT NRTM vzniká předpokládaná délka realizace těchto (měřených) činností zhotovitele. Kromě rychlostí (např. zhotovitel za 1 pracovní den v TT 3 vyrazí 2,25 m), jsou ve směrných plánech uvedeny i potenciální zdržení, která mohou při realizaci podzemního díla nastat (přítoky podzemní vody, zdržení v rámci geotechnického monitoringu, omezení délky záběru na základě pokynu správce stavby apod.).

Během realizace se pak zaznamenávají skutečné časy a zdržení a porovnávají s nabídkou. V závislosti na skutečně zastiženém rozsahu TT NRTM se upraví i nabídková doba realizace (v případě horších podmínek prodlouží a naopak).

5.4 HARMONOGRAM DOKONČENÍ

Jedná se o souhrnný HMG, který propojuje všechny směrné plány a další stěžejní milníky stavby a definuje nový smluvní termín dokončení. Je nutné podotknout, že tento termín nemá nic společného se skutečným termínem dokončení. Jedná se o aktualizovaný termín dokončení na základě skutečně zastižených geotechnických podmínek (rozsah jednotlivých TT NRTM a zdržení) = termín, který by vyšel zhotoviteli při zpracování nabídky, kdyby znal skutečné podmínky pro ražení a všechna zdržení).

5.5 HARMONOGRAM PLATEB

Fakturace stavby probíhá ve 2 režimech:

- pro neměřené konstrukční celky (KC) platí nabídková cena dle nabídky Zhotovitele (obecný princip dle Žluté knihy FIDIC). Správce stavby potvrdí, že KC byl kompletně dokončen a odpovídá požadavkům, které jsou součástí dokumentu Požadavky Objednatele.
- Pro měřené KC dojde k vyhodnocení měření dle GBR, čímž vzniknou podklady pro následnou fakturaci

Fakturace však neprobíhá ihned po dokončení jednotlivých KC. V Harmonogramu plateb jsou všechny KC rozděleny do celkem 27 plateb. V rámci každé dílčí platby je tak fakturováno několik KC. Dokud nejsou dokončeny všechny KC pro danou platbu, není možné fakturovat. Stanovení KC v rámci dílčí platby bylo stanoveno zpracovatelem zadávací dokumentace na základě jeho předpokládaného HMG prací.

6. ZKUŠENOSTI S POUŽITÍM VYBRANÝCH PRVKŮ SMARAGDOVÉ KNIHY

6.1 SKUTEČNĚ ZASTIŽENÉ PODMÍNKY

Od počátku ražeb byly zastihovány příznivější geotechnické podmínky, než bylo předpokládáno na základě provedeného podrobného inženýrskogeologického průzkumu. Písčité prachovce a slínovce byly při ražbě kaloty od západního portálu v navětralém a zdravém stavu, hrubě lavicovitě rozpadavé, s relativně malými přítoky podzemní vody v řádech prvních desetin l/s. Tato skutečnost měla vliv zejména na:

- Dobu rozpojování, která ve svém důsledku vedla k tomu, že zhotovitel projednal a následně zahájil rozpojování pomocí trhacích prací.
- Výskyt TT 2, která na základě provedených průzkumných prací nebyla předpokládána.

I v úsecích, kde byly zastiženy velmi komplikované geotechnické podmínky a ražba probíhala v části výrubu v jílovitých zeminách byla zvolená technologie účinná. Zhotovitelem navržené technické řešení, spočívající v realizaci ochranných mikropilotových deštníků a doplňujících sanačních cementových a chemických injektáží, umožňovalo bezpečné provádění ražeb.

V rámci prováděného geotechnického monitoringu nebyly, až na 1 případ, řešeny žádné významnější komplikace

6.2 GBR

Z pohledu GBR pak došlo u některých kritérií k vystoupení z definovaných intervalů:

- **k1** – zastižení podmínek, které dle používané tunelářské klasifikace vedou k vyšším hodnotám počtu bodů QTS než 64 (o první jednotky), což vede pro danou šířku výrubu k zatřídění do TT 2. Tu nepředpokládala ani zadávací ani realizační dokumentace. Vyřešeno vytvořením nové třídy, zápisem báňského projektanta do stavebního deníku (delší záběr, rozpojování pomocí trhacích prací).
- **k2** – u některých čeleb bylo zastiženo vyšší než předpokládané procentuální zastoupení navětralých (o desítky procent) a zdravých (nepředpokládáno vůbec) hornin, které bylo právě příčinou přechodu na rozpojování pomocí trhacích prací.
- **k5** – u některých čeleb dochází, s ohledem na hrubě lavicovitou rozpadavost a nepříznivé křížení systému ploch nespojitostí, k větší tvorbě geologických, zhotovitelem nezaviněných nadvýlomů (hornina z prostoru za teoretickým výrubem podzemního díla, která sama vypadne při rozpojování). Dosavadní

průměrná hodnota u LTT je 2,5 m3, u PTT cca 4,2 m3 na 1 záběr tunelu. V GBR nastavená hraniční hodnota nadvýlomu je 1 m3/ 1 m tunelu.

- **k6** – zhotovitel oprávněně rozpojuje horninu pomocí trhacích prací, resp. kombinací strojního rozpojování a trhacích prací. V GBR předpokládáno pouze strojní rozpojování.

V případě tunelu Homole nebylo možné GBR upravovat. Bylo tak zpracováno zbytečně složité, protože muselo v maximální možné míře řešit i potenciální změny, které Zhotovitel navrhne v rámci nabídky tak, aby jeho princip fungování byl zachován (nebylo možné jej „obejít“).

Aktuálně se jeví jako výhodnější nastavit GBR pro nabídku, následně s vybraným uchazečem definovat spravedlivé znění GBR pro samotnou realizaci.

6.3 SOUPIS JEDNOTKOVÝCH A POLOŽKOVÝCH CEN

Při rozdělování měřených a neměřených částí stavby je nutné promyslet potenciální možnosti technického řešení nabídky Zhotovitele. U některých SO, u kterých se v rámci zadávací dokumentace jeví jako zbytečné měřit (např. doplňující sanační opatření), může být podle návrhu Zhotovitele měření výhodnější (spravedlivé). Dodatečné změny rozsahu měřených a neměřených částí stavby nejsou z právního hlediska přípustné.

6.4 SMĚRNÉ PLÁNY

Při realizaci nevznikly zásadní komplikace při vyhodnocování. U dalšího projektu je však nutné podrobněji vysvětlit některé položky, aby nedocházelo ke sporům mezi Objednatelem a Zhotovitelem. Příkladem může být položka „Zdržení v rámci geotechnického monitoringu zajišťovaného Objednatelem“, kdy Požadavky Objednatele předpokládaly použití pouze ve výjimečných případech, kdy dojde k výjimečnému zdržení (nutnost provádění nových zkoušek nebo měření). Zhotovitel však při zpracování nabídky uvažoval s jakýmkoliv zdržením, například při pasportizaci každé čelby geotechnikem v rámci zatřiďování do TT NRTM. V rámci řešení sporu bylo nutné konstatovat, že na základě textu, uvedeného v Požadavcích Objednatele, nelze tuto úvahu Zhotovitele při zpracování nabídky vyloučit.



Obrázek 5: Stroj pro realizaci mikropilotových deštníků

6.5 HARMONOGRAM PLATEB

V ideálním případě tuto přílohu Požadavků Objednatele nevytvářet. Samozřejmě to pak přináší častější fakturaci dle počtu KC, které předmětná stavba obsahuje, v závislosti na rozsahu stavby vyšší desítky nebo dokonce nižší stovky.

Alternativou je možnost přílohu ponechat, definovat počet plateb a uvedení KC do jednotlivých plateb nechat na Zhotoviteli v rámci zpracování nabídky. Definice objednatelem předem, na základě předpokládaného HMG zpracovatele zadávací dokumentace, vede k významným komplikacím v těch případech, kdy Zhotovitel realizuje stavbu podle jiného postupu a s jiným pořadím KC. Může se tak stát, že kvůli nedokončení jednoho KC (např. se zanedbatelnou paušální cenou) není možné fakturovat vyšší desítky mil. Kč.

7. ZÁVĚR

První zkušenosti s využitím vybraných principů Smaragdové knihy FIDIC při výstavbě tunelu Homole lze hodnotit jako jednoznačně přínosné. Tento smluvní rámec totiž lépe pracuje s geotechnickými riziky a umožňuje vyváženější rozdělení odpovědnosti mezi investorem a zhotovitelem. Průběh ražby navíc ukázal, že skutečné geologické poměry byly v některých částech příznivější, než se očekávalo, což umožnilo upravit technologii postupu, mimo jiné i rozšířit využívání trhacích prací.

Zároveň se potvrdilo, že správně nastavený Geotechnical Baseline Report (GBR) představuje klíčový nástroj pro řešení odchylek od předpokládaných geotechnických podmínek v rámci závazného smluvního vztahu. Umožňuje totiž objektivně posuzovat časové i finanční dopady reálných podmínek ražby. Za nepředvídatelné fyzické podmínky byly klasifikovány především neočekávané změny ve složení hornin, nadměrné nadvýlomy či nutnost využít odlišné metody rozpojování masivu.

Tyto poznatky potvrzují, že precizně zpracovaný a jednoznačně definovaný GBR je zásadním pilířem smluvních podmínek u projektů se zvýšeným geotechnickým rizikem. Zkušenosti z realizace tunelu Homole tak poskytují cennou zpětnou vazbu pro další projekty, u nichž se předpokládá využití Smaragdové knihy FIDIC v českém prostředí.

Zajímavé změny při zadávání tímto způsobem přinesl nový stavební zákon. Jako optimální se jeví zadávat stavby po získání územního rozhodnutí, kdy je stavba územně a přiměřeně (málo) podrobně stavba definována. To umožňuje Zhotoviteli navrhnout optimální technické řešení, které splňuje požadavky objednatele a získat pro něj příslušná povolení. Zjednodušením na povolení záměru tak vzniká otázka, v jaké fázi projektové přípravy stavby tímto způsobem zadávat a s jakými časovými, administrativními a cenovými dopady.

Titul, jméno, příjmení autora: doc. Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.
Pracoviště: SATRA spol. s r.o., Pod Pekárnami 878/2, 190 00 Praha 9
E-mail adresa: alexandr.butovic@satra.cz

RAŽBA TUNELU HOMOLE Z POHLEDU PROJEKTANTA A ZHOTOVITELE

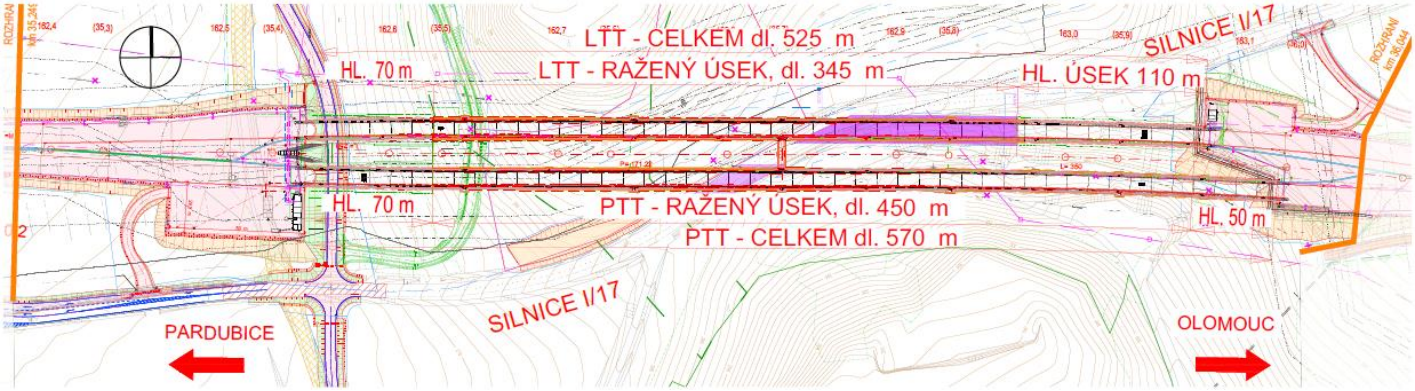
J. Rožek
AMBERG Engineering Brno, a.s., Brno, Česká republika
A. Korba
Marti a.s., Žilina, Slovenská republika

ABSTRAKT: Tunel Homole je součástí stavby D35 Ostrov – Vysoké Mýto. Tvoří jej dvě jednosměrné tunelové trouby kategorie T-8,0 o délkách 526 a 570 m. Obě tunelové roury jsou propojeny jednou příčnou propojkou. Tunel je navržen s dvouplášťovým ostěním s mezilehlou deštníkovou izolací s patními rubovými drenážemi. Výška nadloží se pohybuje v rozmezí 8 až 24 m. Tunely podcházejí frekventovanou silnici I/17 v místě s výškou nadloží cca 13,5 m. Ražba v komplikovaných geotechnických podmínkách probíhala dle návrhu zhotovitele v období od prosince 2024 do prosince 2025 v režimu Smaragdové knihy FIDIC. Příspěvek popisuje návrh technologie ražby a primárního a sekundárního ostění a shrnuje zkušenosti projektanta a zhotovitele z realizace. Plánované dokončení stavby je na konci roku 2026.

1. ÚVOD

Dálnice D35 je součástí dálniční a silniční sítě České republiky. V rámci této sítě plní D35 funkci takzvané druhé severní spojnice mezi Čechami a Moravou, která je paralelní s dálnicí D1 a umožňuje rozdělení dopravy a převzetí části dopravního zatížení z dálnice D1 v úseku mezi Olomoucí a Hradcem Králové. D35 je důležitá také pro zajištění regionálních vztahů v severních Čechách a na Moravě a ve vztahu k dálnicím D1 Lipník nad Bečvou – Ostrava – státní hranice ČR/Polsko a D11 Praha – Hradec Králové – státní hranice ČR/Polsko jako spojnice mezinárodního významu. Výstavba tunelu Homole je součástí budoucího sedmikilometrového úseku dálnice „D35 Ostrov – Vysoké Mýto“. Jeho výstavba byla vzhledem k technické náročnosti vyčleněna do samostatné stavby. Tunel zajistí propojení obou částí dálničního úseku do jednoho plně funkčního celku.

Tunel se nachází severovýchodně od obce Vraclav, kde dálnice D35 prochází pod Vraclavským hřbetem s vrchem Homole. Dálnice je navržena v kategorii R 25,5/120 s rozšířením středního dělícího pásu z 3,0 m na 3,5 m.



Obrázek 1: Přehledná situace tunelu Homole

Objednatelem stavby je Ředitelství silnic a dálnic s. p. (ŘSD), zhotovitelem je sdružení „Společnost pro realizaci D35 Ostrov – Vysoké Mýto, tunel Homole“ – EUROVIA CZ a.s.; Marti a.s.; EUROVIA SK, a.s. Projektantem tunelu je Amberg Engineering Slovakia, s.r.o., projektantem ražené části je společnost AMBERG Engineering Brno, a.s. Ražbu tunelu realizuje společnost Marti a.s.

Tunel tvoří dvě jednosměrné tunelové trouby. Levá tunelová trouba má délku 525 m, z toho 180 m tvoří hloubená část a 345 m ražená část. Pravá tunelová trouba má délku 569 m (hloubená část 120 m, ražená 449 m). Celková délka stavby je 795 m, neboť obsahuje i předportálové úseky. Oba tunely budou propojeny jednou propojkou pro pěší o délce 17,5 m. Výška nadloží v raženém úseku tunelu se pohybuje mezi 8,5 až 24 m nad levou tunelovou troubou (LTT) a 7 až 19 m nad pravou tunelovou troubou (PTT). Ražba tunelu je navržena technologií nové rakouské tunelovací metody (NRTM) se strojním rozpojováním. Projekt ražené části tunelu je realizován podle smluvních podmínek s využitím Žluté knihy FIDIC s několika prvky ze Smaragdové knihy.

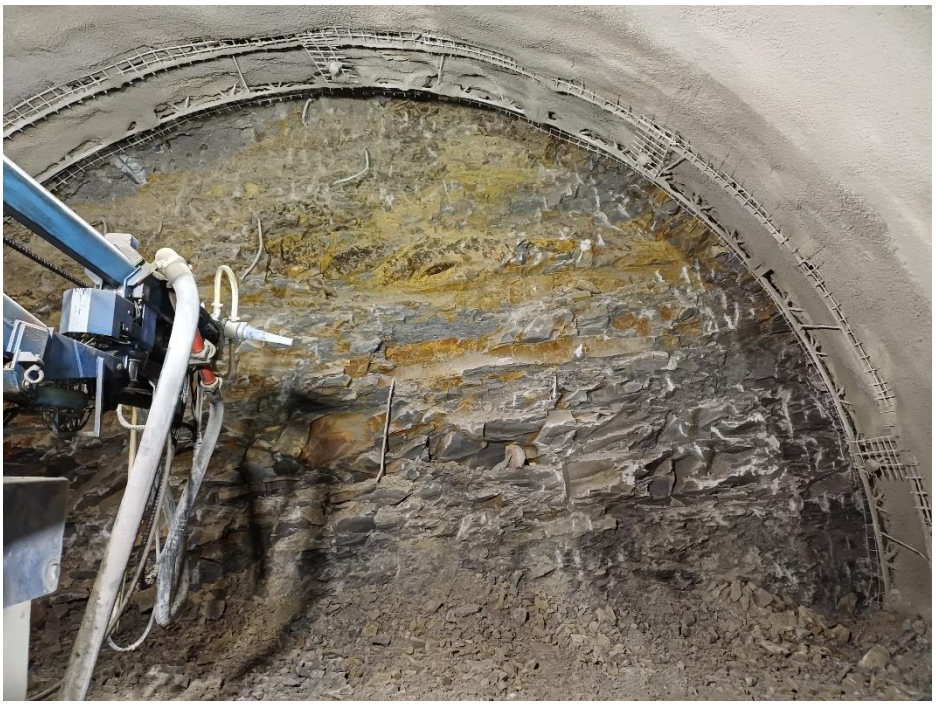
2. GEOLOGICKÉ A HYDROLOGICKÉ POMĚRY

Oblast tunelu Homole z geologického hlediska spadá do zájmového území nacházejícího se na východním okraji České křídové pánve, v tzv. orlicko-žďárském faciálním vývoji křídy.

Podle plánovaného směrového a výškového vedení tunel prochází přes Vraclavský hřbet a zasahuje geneticky rozmanité čtvrtohorní půdní vrstvy a předkvartérní podloží, které je v dané oblasti tvořeno variabilními křídovými písčitými slínovci a prachovci s lokálním výskytem jílovitých vápenců šedé barvy. Stabilní hladina podzemní vody (HPV) se nachází po celé délce trasy nad tunelem a podzemní voda nevykazuje agresivitu vůči betonu.

Tunel byl z geologického hlediska rozdělen do tzv. kvazihomogenních celků podobné geologie. Raženou část levé tunelové trouby tvoří převážně dva kvazihomogenní celky (KHC) a raženou část pravé tunelové trouby převážně tři kvazihomogenní celky.

Před zahájením ražby byl zhotovitelem proveden dodatečný geologický průzkum v oblasti pravé tunelové trouby, jehož součástí byly čtyři průzkumné vrty, každý v délce 30 m, Pomocí vrtů byla ověřena horninová stavba v místech, kde nebylo možné vrty provést dříve kvůli vedení vysokého napětí, které bylo před zahájením stavby přeloženo. Dodatečný průzkum potvrdil předpokládané nepříznivé geologické podmínky v oblasti pravé tunelové trouby v KHC II-PTT a KHC III-PTT a o něco příznivější geologické poměry v KHC IV-PTT v blízkosti východního (olomouckého) portálu.



Obrázek 2: Příklad čelby v TT4

Hydrologické poměry byly v trase levé i pravé tunelové trouby předpokládány jako nepříznivé, s vydatností puklinové vody 20 až 22 l/s. Skutečná vydatnost se však pohybovala do 4 l/s a v zásadě nepředstavovala zásadní omezení pro ražbu. V bezprostředním okolí tunelu byl zaznamenán pokles hladiny podzemní vody o 4 až 8 metrů oproti stavu před zahájením ražby – prakticky na úroveň dna tunelu.

3. GEOTECHNICKÝ MONITORING (GTM) PŘED RAŽBOU A BĚHEM RAŽBY

Část geotechnického monitoringu zajišťuje objednatel (měření ovlivňující stanovení klíčových kritérií dokumentu Geotechnical Baseline Report (GBR) a životnost tunelu), zbývající část zajišťuje zhotovitel.

Vzhledem ke složitosti inženýrsko-geologických poměrů byl GTM rozdělen na měření před ražbou a během ražby. Před ražbou probíhalo měření na existujících i nových inklinometrických vrtech, trigonometrické měření stožáru VN a jeho náklonu, geodetické sledování hlav vrtů, trigonometrické měření bodů na západním a východním portálu, měření na dynamometrech kotev stavební jámy západního portálu. Byly osazeny čtyři geodetické profily pro měření sedání povrchu a tři extenzometrické profily. Pro sledování poklesu vozovky I/17 bylo osazeno šest trigonometrických bodů.

V tunelech byly navrženy pětibodové a sedmibodové konvergenční profily pro sledování deformací ostění. Pro měření namáhání primárního ostění byly navrženy tři tenzometrické profily.

Od začátku prací na západním portálu probíhalo měření hladin podzemní vody v hydrovrtech.

Největší obavy panovaly z ražby pod dopravně zatíženou silnicí I/17, kde nebylo přípustné omezení provozu, proto byly i na povrchu vozovky osazeny trigonometrické body. Během ražby se maximální sednutí vozovky ustálilo na hodnotě 41 mm, což bylo v povoleném rozsahu. Nevznikly ani viditelné změny na vozovce, takže provoz nemusel být omezen (kromě snížení rychlosti na 50 km/h nad oblastí aktivní ražby).

4. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ RAŽBY

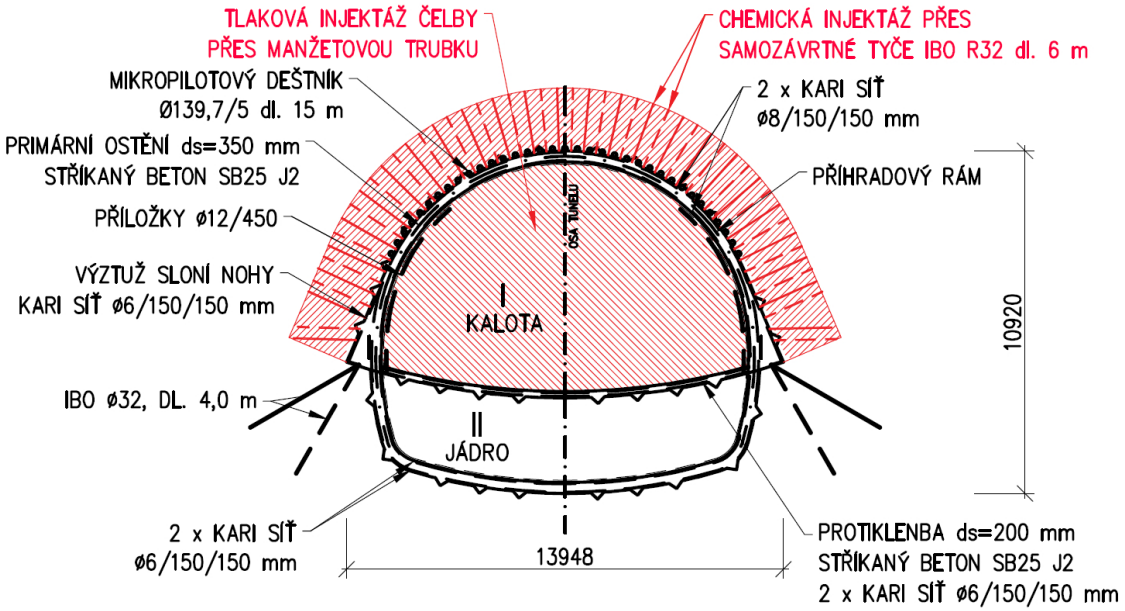
Ražba byla plánována ze stavební jámy na západním portálu. Levá tunelová trouba o délce 525 m je tvořena 70 m hloubeným úsekem, raženými úseky dvou kvazihomogenních celků (I. KHC 190 m, II. KHC 155 m) a 110 m dlouhým hloubeným úsekem na východním portálu.

Pravý tunel dlouhý 570 m obsahuje 70 m hloubený úsek, tři ražené celky (I. KHC 145 m, II. KHC 190 m, III. KHC 115 m) a 50 m hloubený úsek na východním portálu.

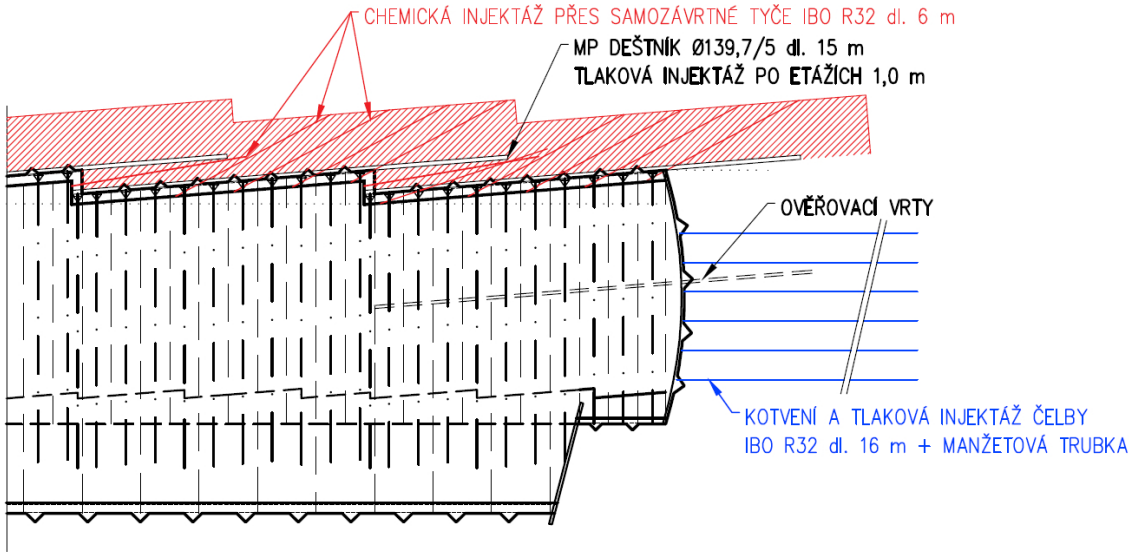
Ražba NRTM je po celé délce členěna horizontálně na kalotu a stupeň. V TT5 se předpokládala ražba s protiklenbou. Ražby byly projektovány v technologických třídách TT3, TT4 a TT5a, 5b a 5b-TI.

Zhotovitel provedl proti referenční dokumentaci tři zásadní změny:

- Navrhl pouze jedno příčné propojení (obr. 1), umístěné přímo pod silnicí I/17. Toto řešení splňuje požadavek normy ČSN 737507 na minimální únikové vzdálenosti. V referenčním projektu DSP byly navrženy dvě tunelové propojky pouze proto, aby se eliminoval negativní vliv ražby propojky v místě s nepříznivou geologií a nízkým nadložím na silnici I/17. Zvolením vhodné technologie ražby propojky se podařilo vyrazit propojení bez překročení konvergencí a limitních poklesů na povrchu a obavy z ohrožení provozu se nenaplnily.
- V místech předpokládané velmi nepříznivé geologie v technologické třídě výrubu TT5b.TI (obr.3) namísto plánované tryskové injektáže nadloží z povrchu v rozsahu zvolil sanace prováděné z čelby – systematicky prováděný mikropilotový deštník (MPD) s tlakově injektovanými mikropilotam, tlakové cementové či chemické injektáže předpolí, tlakové chemické injektáže nad MPD a kotvení čelby dlouhými kotevními tyčemi IBO 32 mm délky 16 m.
- Východní hloubená část LTT byla navržena s odtěžováním horniny a betonáží trvalého ostění pod zaklenutou rozpěrnou konstrukcí vybudovanou ve dně stavební jámy – tzv. „želvou“.



Obrázek 3: Příčný řez tunelem v technologické třídě TT5b-TI



Obrázek 4: Podélný řez tunelem v technologické třídě TT5b-TI

5. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ

Tunel je navržen s dvouplášťovým ostěním s mezilehlou deštníkovou izolací a patními rubovými drenážemi. Standardně je definitivní ostění založeno na základových pasech. V krátkém úseku 25 m v blízkosti východního portálu LTT s výskytem méně únosných geotypů ve dně tunelu byla doplněna protiklenba z prostého betonu. Horní klenba definitivního ostění tunelu je navrženo z monolitického železobetonu betonu C30/37 XC3, XD1, XF2 s PP vlákny, základové pasy jsou ze železobetonu C25/30 XA1, XC2. Tloušťka definitivního železobetonového ostění ve vrchlíku klenby je 400 mm, směrem k patce se rozšiřuje až na 652 mm. Železobetonové základové pasy mají tloušťku 600 mm a šířku 1450 mm. V realizační dokumentaci byla mírně upravena geometrie příčného řezu tunelu tak, aby vyhovovala technologii zhotovitele. Profil se v tunelu nenatáčí. Základová spára pro levý a pravý základový pas je ve shodné výšce. Tvary výklenků pro čistící šachty drenážního systému, pro hydranty a pro SOS kabiny jsou navrženy v souladu se vzorovými listy VL5. Tunelová klenba i základové pasy jsou betonovány v pracovních sekcích základní délky 12,5 m, měřeno v ose tunelu. V ražené části je celkem 28 pasů v LTT a 38 pasů v PTT. Dilatační spáry jsou navrženy v souladu s VL5 (2023) každých 50 m. Ostatní spáry mezi

bloky budou provedeny jako pracovní. Výztuž je v dilatační i pracovní spáře přerušena, a to i ve spáře mezi základovými pasy a boky klenby, s výjimkou výklenků.



Obrázek 5: Pohled na zárodek příčné propojky

6. PRŮBĚH RAŽBY

Obě tunelové trouby byly raženy ze západního portálu, kde bylo situováno zařízení staveniště. Ražba byla zahájena 22. 11. 2024 v levé tunelové troubě podle harmonogramu. Ražba kaloty PTT následovala s časovým odstupem tří týdnů a odstupem čeleb cca 60 m. Ražba PTT byla ukončena slavnostní prorážkou 15.12.2025. Ražba LTT, včetně úseku pod „želvou“ byla dokončena v lednu 2026.

Průběh ražby ukázal lepší parametry hornin s vyšším zastoupením geotypů K4 a K5 (horniny pevnostní třídy R3 až R2) v kalotě, což si vyžádalo použití trhacích prací pro rozpojování horniny.

Za tímto účelem byla doplněna TT2, s níž dle GBR nebylo původně uvažováno. Prachovce a slínovce se oproti tomu vyznačovaly velkou blokovitostí a tvorbou nadvýlomů. Proto byla v rámci technologických tříd zkracována délka záběru a provádělo se ve zvýšené míře jehlování přístropí a kotvení čeleb. V poruchových zónách se projevoval výrazný přechod geotypu K2 (horniny pevnosti R5) a K4, kde strop kaloty byl nestabilní a na úrovni dna kaloty se nacházely pevné břidlice.

V třídách TT5a, TT5b a TT5b-TI probíhala ražba kaloty ve slínocích, jílovcích a částečně i kvartérních zeminách. V třídách TT5a, 5b a 5b-TI se systematickým použitím MPD byl použit vrtací stroj Soilmec ST 120. Jedná se o dvoulafetový vrtný vůz s délkou lafety 24 m, vhodný pro instalaci dlouhých mikropilot bez spojů a kotvení čelby v nesoudržných zeminách. Byl používán především vzduchový výplach, aby do horninového prostředí nebyla vnášena voda a byly zachovány pevnostní vlastnosti hornin, což mělo pozitivní vliv na stabilitu výrubu. Celkem bylo v LTT instalováno třináct etap MP deštníků od TM 201,85 do TM 348,05, v PTT bylo instalováno 16 etap MPD od TM 151,75 do TM 335,25.



Obrázek 6: Vrtná souprava Soilmec ST 120

Předpokládané přítoky podzemní vody se nepotvrdily — výskyt puklinové vody s intenzitou do 2,5 l/s se s přechodem do 2.KHC postupně přesouval z přístropí do dna kaloty.

Maximální deformace způsobené ražbou:

- Pokles povrchu 94 mm (mimo vozovku, ve volném terénu),
- Konvergence primárního ostění v tunelu 71 mm (převažující složka sedání).

7. ZÍSKANÉ ZKUŠENOSTI

Z pohledu projektanta je ražba tunelu Homole příkladem projektu, kdy se podařilo pečlivým návrhem technologického postupu ražby pro technologickou třídu výrubu 5b s nekvalitní horninou v nadloží eliminovat potřebu sanačních prací z povrchu území a nahradit je předstihovými injektážemi z čelby v kombinaci s mikropilotovými deštníky. Klíčová byla volba pro daný úkol toho nejvhodnějšího strojního vybavení ze strany zhotovitele a důraz na rychlost uzavírání profilu, minimalizaci prostojů a současně bezpečnost ražby s nízkým nadložím pod provozovanou komunikací. Zvolený rozsah geotechnického monitoringu poskytoval dostatek informací pro projektanta i zhotovitele, aby mohli upravit způsob ražby v případě lepších i horších zastižených podmínek, než stanovila prognóza v zadávací dokumentaci.

8. ZÁVĚR

Práce na ražbě tunelu Homole probíhaly do ledna 2026. V současnosti probíhá betonáž sekundárního ostění. Dokončení a uvedení celého díla do zkušebního provozu je plánováno na prosinec 2026. Tunel Homole včetně dokončení celého úseku D35 Ostrov – Vysoké Mýto přispěje ke zlepšení a odlehčení dopravní situace v regionu a k celkovému dokončení dálnice D35.

Výstavba podle podmínek Smaragdové knihy FIDIC se v našich podmínkách realizovala vůbec poprvé a získané praktické zkušenosti budou cenné pro budoucí tunelové projekty jak v silniční, tak železniční infrastruktuře v ČR i případně na Slovensku.

LITERATURA

KORBA, A..; ČILLIK, B. Tunel Homole. Tunel 2025, 34 (4), 15-20.

Ing. Jan Rožek
AMBERG Engineering Brno, a.s., Česká republika
jrozek@amberg.cz

Ing. Andrej Korba
Marti a.s., Slovenská republika
andrej.korba@martias.sk

GEOTECHNICAL BASELINE REPORT V ČESKÉ PRAXI

P. Makásek
Mott MacDonald CZ, spol. s r.o. Praha 1, Česká republika
J. Janků
Mott MacDonald CZ, spol. s r.o. Praha 1, Česká republika

ABSTRAKT: S prvními případy realizace tunelových staveb pomocí metody Design & Build (Žlutá a Smaragdová kniha Fidic) a PPP přichází i potřeba řešit „férové“ dělení rizika základové půdy mezi Investora a Zhotovitele (resp. Koncesionáře). Pro tento účel se v zahraniční používá zejména dokument GBR (Geotechnical Baseline Report) pocházející z praxe ve Spojených státech Amerických. Článek pojednává o přípravě GBR pro železniční tunel Chotýčanský na úseku Nemanice I – Ševětín a pro dálniční tunel Dětřichov na dálnici D35, o stanovení výchozích podmínek pro ražby a stavební jámy tunelů a způsobu jejich měření.

1. ÚVOD

Během posledních let, kdy dochází k rozmachu přípravy tunelových staveb způsobených trendem „vše schovat pod zem“, stále častěji vyvstává otázka, jak vše zaplatíme. Množí se tak případy použití odlišných modelů projektové přípravy a financování jako jsou projekty Design and Build (D&B) nebo Public Private Partnership (PPP). Dochází i k rozšíření využití Žluté a Smaragdové knihy mezinárodních smluvních vzorů FIDIC.

Spolu s tím souvisí zásadní otázka, jak správně naložit s nejasnostmi (riziky), plynoucími z nehomogenního prostředí podzemí. Jakkoli podrobný inženýrsko-geologický průzkum bude vždy pouze interpretací výskytu zemin a hornin a jejich nejpravděpodobnějších vlastností a chování na základě diskrétně získaných informací (vrty, sondy apod.), které toto nehomogenní prostředí nikdy nepopíší přesně. Vždy tedy vznikají neočekávané podmínky, jejichž tíhu nelze jednoduše přenést na stranu Objednatele nebo Zhotovitele.

Geotechnical Baseline Report je výsledkem technické diskuse, jak se poučit z praxe při realizaci podzemních staveb a potřeby rozdělit rizika výstavby mezi smluvní strany a předcházet tak sporům během výstavby, případně zbytečně vysokým cenám způsobených počáteční přirážkou Zhotovitele na neočekávaná rizika.

Poprvé byl „nástroj“ GBR v České republice použit pro výstavbu tunelu Homole na dálnici D35, který je momentálně ve výstavbě. Tento článek představuje další zpracované zprávy GBR připravené v rámci zadávací dokumentace následujících dvou staveb:

1.1 MODERNIZACE TRATI NEMANICE I – ŠEVĚTÍN

Stavební záměr Modernizace trati Nemanice I – Ševětín je součástí modernizace 4. tranzitního železničního koridoru, který spojuje státní hranici s Německem u Děčína s Prahou a Českými Budějovicemi a pokračuje dále do Lince. Cílem projektu je zdvojkolejnění úseku Nemanice I – Ševětín, zvýšení jeho kapacity a také traťové rychlosti, a to až na 200 km/h. Délka modernizovaného úseku je téměř 18 km a kromě mnoha dalších staveb obsahuje dva významné tunelové objekty: Chotýčanský tunel délky 4806 m a Hosínský tunel délky 3120 m.

Dokumentace pro stavební povolení byla zpracována v roce 2021, navazující projekt PDPS potom v roce 2022. Následovalo zpracování studie variant změny způsobu ražby tunelů pomocí tunelovacích strojů, za účelem posouzení snížení investičních nákladů, zkrácení doby výstavby a zvýšení bezpečnosti v tunelech v roce 2023. V rámci projednávání souhlasného stanoviska HZS JčK ke stavebnímu povolení byla podepsána Dohoda o spolupráci mezi SŽ a HZS JčK o následné realizaci stavby ve smyslu této studie, která dělí tunelový tubus střední stěnou na dvě požárně oddělené části. Z tohoto důvodu zadavatel

přikročil ke kombinovanému způsobu zadání Stavby, kdy bude část zadána dle Žluté knihy FIDIC, přičemž zhotovitel provede potřebnou úpravu jejich projektové dokumentace, zatímco zbývající část bude provedena dle Červené knihy FIDIC podle zpracované PDPS.

Pro zadávací řízení byla zpracována zadávací dokumentace na počátku roku 2025, jejíž součástí byly i zprávy GBR pro Hosínský a Chotýčanský tunel. Stavební povolení bylo vydáno v říjnu roku 2025. Toho času se diskutuje o posunu realizace zakázky až na rok 2028.

GBR bylo připraveno pro každý tunel zvlášť ve variantách ražby NRTM a TBM. Tento článek podrobněji popisuje přípravu GBR Chotýčanského tunelu ve variantě technologie ražby NRTM.

1.2 TUNELY NA DÁLNICI D35

Dálnice D35 je součástí dopravního systému dálniční a silniční sítě České republiky. V této síti plní D35 funkci tzv. druhého, severního propojení Čech a Moravy rovnoběžného s vedením dálnice D1, což umožní redistribuci dopravy a převzetí části dopravy z D1, a to úsekem D35 mezi Olomoucí a Hradcem Králové. Dále má D35 význam pro zajištění regionálních vztahů na severu Čech a Moravy a ve vztahu k dálnici D1 Lipník nad Bečvou - Ostrava - státní hranice ČR/Polsko a D11 Praha - Hradec Králové - státní hranice ČR/ Polsko jako propojení mezinárodního významu. Na úseku Opatovec-Staré Město dálnice překonává Hřebečský hřbet u vesnice Dětřichov 3983 metrů dlouhým tunelem. Na úseku Staré Město-Mohelnice po okraji Petrušovského lesa dálnice vstupuje do 1312,5 metrů dlouhého tunelu Maletín.

Pro úsek dálnice D35 Opatovec – Staré Město byla dokumentace pro stavební povolení zpracována v roce 2021 a stavební povolení bylo vydáno v červenci 2023. Pro úsek Staré Město – Mohelnice byla dokumentace DSP zpracována v roce 2023 a stavební povolení bylo vydáno v srpnu 2024.

V srpnu 2022 byly oba úseky zařazeny do vládního projektu PPP. V dubnu 2024 vybralo Ministerstvo dopravy transakčního poradce k výběru koncesionáře projektu PPP a v srpnu 2024 vypsalo výběrové řízení na výběr koncesionáře. Uzavření koncesionářské smlouvy lze předpokládat ve druhé polovině roku 2026.

GBR bylo připraveno pro metodu ražby NRTM pro každý tunel zvlášť. Tento článek podrobněji popisuje přípravu GBR pro tunel Dětřichov.

2. VYMEZENÍ ÚČELU A PLATNOSTI GBR

GBR je součástí smluvní dokumentace a jehož cílem je:

- Stanovit smluvní výchozí stav předpokládaných podpovrchových podmínek, které lze předpokládat během výstavby tunelu;
- Popsat důvody pro výběr a stanovení požadavků na zhotovitele obsažených ve smluvních dokumentech;
- Shrnout geotechnické podklady pro návrh stavebních jam, tunelů, šachet, příslušenství a vybavení tunelu;
- Identifikovat důležitá stavební hlediska a rizika, která budou nutná řešit během přípravy cenových nabídek i během výstavby.

Dokument stanovuje takzvané výchozí (referenční) podmínky základové půdy (baseline), se kterými se Zhotovitel může setkat během výstavby, tyto pak představují smluvní standard, který se Stavebník a Zhotovitel dohodnou používat pro dělení rizika. Chování zastižených základových poměrů bude ovlivněno zvolenými postupy, stavebními prostředky a metodami Zhotovitele. Proto jsou výchozí podmínky stanoveny pro jednotlivé tunelovací technologie samostatně. V některých případech se stanovené výchozí podmínky mohou lišit od výsledků provedené analýzy dostupných dat. V takových případech je uvedeno zdůvodnění pro výběr stanovené výchozí podmínky odlišné od dostupných dat.

V případě tunelů na úseku Nemanice I – Ševětín byl dokument zpracován pro dvě přípustné varianty technologie výstavby, pro Novou rakouskou tunelovací metodu (NRTM) a pro tunelování strojem (TBM). Pro dálnici D35 byly na základě koncesních dialogů zpracovány GBR pouze pro metodu NRTM.

Dokument byl rozsahově zpracován dle americké příručky Geotechnical Baseline Report: Suggested Guidlines (ESSEX, 2022). Ve variantě PPP jsou výkresové přílohy součástí GBR, ve variante D&B (Žlutá kniha FIDIC) jsou součástí samostatné části zadávací dokumentace Požadavky objednatele.

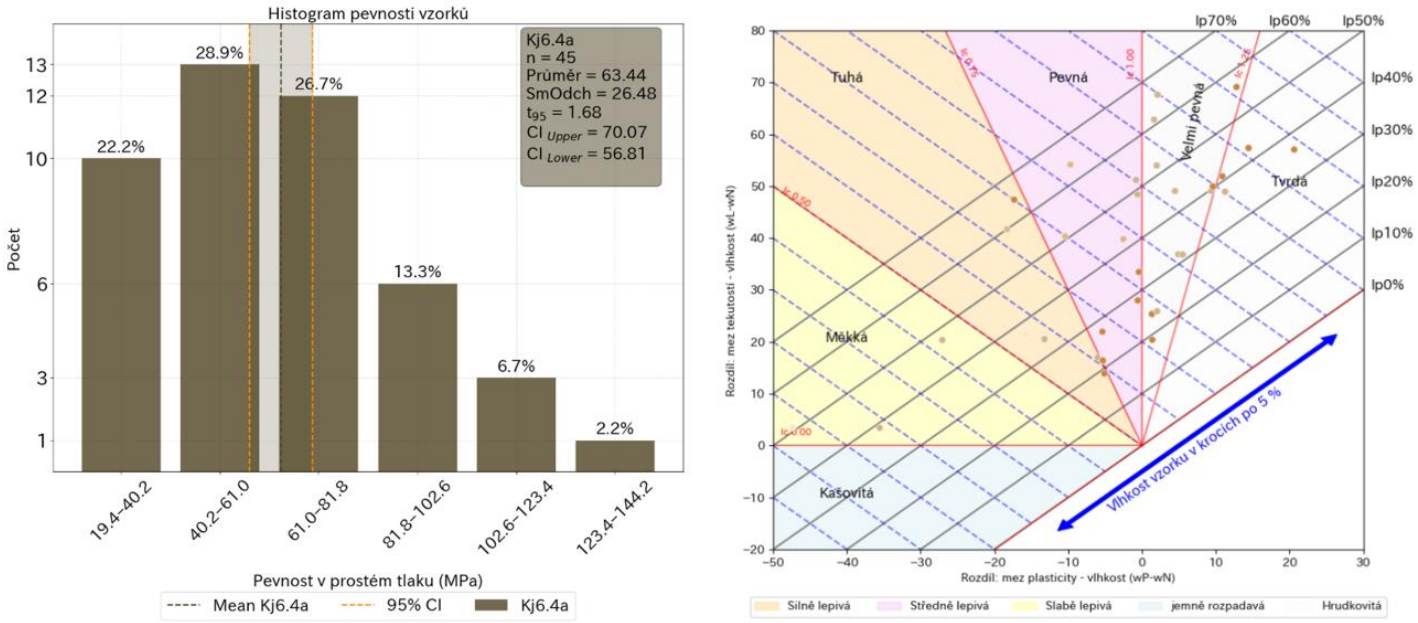
3. CHARAKTERISTIKA ZÁKLADOVÉ PŮDY A INTERPRETACE GEOLOGIE

Stanovení výchozích podmínek pro realizaci stavebního záměru předcházela v případě prezentovaných projektů účelně zpracovaná charakterizace základové půdy zahrnující zevrubnou interpretaci dostupných informací a údajů o geologickém prostředí. Interpretace geotechnických dat byla mezi zasmluvněnými cíli obou zpráv GBR a tomuto účelu byly přizpůsobeny metodiky s naplánovaným sledem dílčích kroků. Byť s pochopitelnými odlišnostmi měly práce na vyhotovení GBR pro oba prezentované projekty zhruba následující sekvenci:

1. Shromáždění všech dostupných geotechnických dat a informací
2. Tvorba databáze geotechnických parametrů
3. Zhotovení platformy pro zobrazení výsledků statistických analýz geotechnických dat
4. Rozčlenění geologického prostředí do charakteristických horninových typů
5. Sestavení geotechnického modelu
6. Stanovení konečného rozdělení geotechnického modelu do geotechnických typů
7. Interpretace statistických analýz a stanovení výchozích hodnot parametrů
8. Stanovení výchozích podmínek pro specifické segmenty stavebního záměru (portálové jámy, ražba, šachty, propojky, apod.)

Náročnost úkolů shromažďování dostupných dat a tvorba databáze geotechnických parametrů je práce značně odvislá od formy a formátu, ve kterých byly předány výsledky geotechnických průzkumů. Kromě digitalizace a přizpůsobení vypovídající hodnoty archivních dat, tvoří nosnou část zejména sjednocení výsledků jednotlivých etap/fází účelných geotechnických průzkumů očištěných o interpretace. Do jisté míry se tato práce překrývá s vyhotovením dokumentu Geotechnical Data Report (GDR), a byť nám byly poskytnuty výsledky v otevřených formátech, do značné míry bylo potřeba data a údaje pracně zpracovávat do formátů vhodných pro import do databáze. Na tomto místě je účelné zmínit dobrou zkušenost ze zahraničí, kde je požadavek na digitální formát předávaných dat standardizován pomocí podrobných tabulkových šablon pro výsledky z široké palety polních měření i laboratorních zkoušek. Zde vyzdvihujeme snahu Ředitelství silnic a dálnic ČR jako klíčového objednatele geotechnických průzkumů v prosazení jednotného formátu pro digitální zpracování a předávání dat – viz Datový předpis C4.

Pro data managment a byl v našem případě použit softwarový nástroj OpenGround Cloud, který byl zvolen na základě vhodného propojení s nástrojem Leapfrog pro tvorbu 3D geologického modelu a možnosti propojit tabelované výstupy databáze s aplikací PowerBI, ve které jsme naprogramovali platformu pro vizualizaci výsledků statistických analýz geotechnických dat. PowerBI platforma byla konstituována do sestavy grafů (nejčastěji) histogramů se zobrazením nejdůležitějších statistických parametrů pro jakýkoli myšlený soubor dat. Výběr distribuční funkce se odvíjel od charakteru datového souboru a tomu pak odpovídala volba zobrazených statistických ukazatelů: zpravidla počet údajů, vhodný typ průměru, směrodatná odchylka, hodnoty hranice intervalu spolehlivosti, aj.



Obrázek 1 Příklady vizualizací statistického vyhodnocení geotechnických dat.

Tato platforma nám poskytla velmi dobrý náhled na velké množství geotechnických dat v makroměřítku, ale pomocí naprogramovaných distribučních a variačních funkcí jsme byli schopni vyhodnotit vlastnosti až v úrovni detailu vybraných hloubek jednotlivých vrtů. Zároveň nám umožnila efektivně zobrazit variabilitu i podle jednotlivých parametrů, což posloužilo pro výběr výchozích podmínek předpokládaných během výstavby tunelů.

Následující kroky 4 až 6 (dle výše uvedené sekvence) měly při tvorbě geotechnických modelů iterativní charakter. Na základě úvodního členění geologického prostředí do geologických jednotek navržených autory geotechnického průzkumu byl vytvořen úvodní geotechnický model, který nabýval v našem případě dvou – mezi sebou propojených – rovin:

A. Atribuce horninových geotypů specifickým hloubkám vrtů, které byly propojeny se záznamy z dokumentace jader a diskontinuit, z polních měření a laboratorních zkoušek.
B. Tvorba 3D geotechnického modelu.

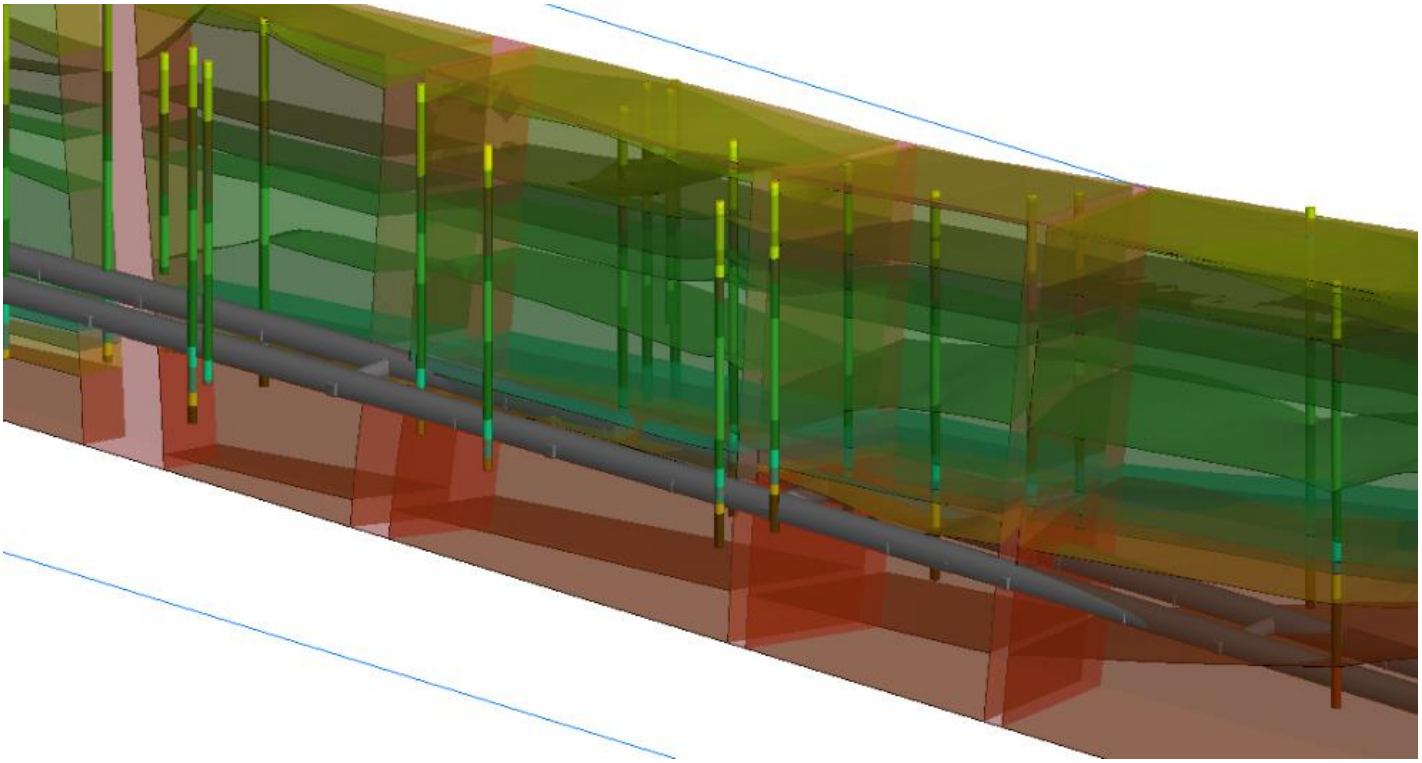
Iterativní proces spočíval ve vyhodnocení geotechnických parametrů pro jednotlivé horninové typy následované jejich slučováním nebo dělením do nového systému členění, pokud bylo zjištěno, že nové členění je vhodnější pro interpretaci vlastností horninového typu s ohledem na hodnocenou část stavebního záměru (jáma, ražba, specifické části podzemní stavby, specifické geologické podmínky při ražbě, atd.). Takovou iterací bylo dosaženo konečného rozdělení modelu do geotypů, které sloužilo jak pro aktualizaci 3D modelu, tak i pro interpretaci výsledků statistických analýz.

V důsledku tak bylo pomocí interpretace dosaženo stanovení výchozích podmínek, aplikovaných na vybrané parametry geotypů. Zpravidla byla za výchozí hodnotu stanovena hodnota vhodně aplikovaného typu průměru nebo hranice intervalu spolehlivosti. Stanovení výchozí hodnoty přibližně do středu možného rozptylu hodnot by mělo přinést férové rozdělení rizika mezi Objednatele a Zhotovitele. V případech, kdy nízký počet dat ve statistickém výběru neumožnil věrohodné vyhodnocení parametru, byla výchozí hodnota stanovena na základě syntézy následujících dílčích vstupů:

- Vyhodnocená nebo doporučená hodnota plynoucí z geotechnického průzkumu;
- Hodnota obvyklá pro daný materiál v dané geografické oblasti – pokud možno podepřená vyhodnocením zkušeností z realizaci relevantního záměru v obdobných geologických podmínkách;
- Vlastní zkušenost inženýra.

3D geotechnický model byl tvořen pomocí softwarové aplikace Leapfrog. Nosným podkladem pro modelování byly zmíněné vrtné práce, dále pak rozhraní definovaná autory geotechnických průzkumů a v neposlední řadě plochy reprezentující identifikované tektonické zlomy a porušené tektonické zóny.

Software umožňuje generování ploch reprezentující hladiny podzemní vody v oddělených kolektorech. To se osvědčilo v případech, kdy v modelu bylo třeba generovat hladiny reprezentující výtlačné výšky jednotlivých kolektorů separovaných izolátory tak, jak byly detailně identifikovány v hydrogeologických posudcích dostupných průzkumů.



Obrázek 2 Příklad vizualizace 3D geotechnického modelu v software Leapfrog.

4. STANOVENÉ VÝCHOZÍ PODMÍNKY

Na základě charakterizace základové půdy a interpretace geotechnických údajů pro jednotlivé geotypy, bylo možné doplnit smluvní rámec výchozího stavu geologického prostředí také o výchozích podmínky stanovené pro jednotlivé části záměru (portálové jámy, tunely, šachty, propojky).

Finální podobu stanovených výchozích podmínek pro popisované projekty ovlivnily odlišné přístupy zadání kompenzačních mechanismů pro případ zastižení odlišných podmínek. Pro projekt PPP pro dálnici D35 je vyžadováno posouzení správnosti alokace sdílení rizika mezi veřejným a privátním sektorem včetně případných kompenzačních mechanismů a jejich výpočtu posouzených dle pravidel Eurostat, neboli je nutné dopředu definovat kompenzační mechanismy na základě dohodnutých jednotkových cen reálných výstupů stavby, tzv. prepriced outcomes. Oproti tomu projekt D&B pracuje s kompenzací odlišných podmínek na základě důkazu zvýšených nákladů proti stanoveným podmínkám.

4.1 STAVEBNÍ JÁMY

V obou prezentovaných projektech byly hloubené stavební jámy na obou portálech posuzovány odděleně od hlavního tunelového díla. S uvážením lokálně specifických geotechnických poměrů na jednotlivých portálových jámách byly za výchozí podmínky definovány klíčové výchozí ukazatele, od kterých se očekává, že by měly přinést jasnou metriku pro řešení konfliktních situací v případě odlišnosti od skutečnosti. V návaznosti na stanovené výchozí hodnoty klíčových parametrů zemin/hornin rozčleněných do geotypů, zněla konečná podoba výchozích podmínek pro realizaci hloubených portálových jam následovně:

1. Procentuálního zastoupení geotypů s přiřazenými třídami těžitelnosti a vrtatelnosti dle standardizovaných škál;

2. Úrovně rozhraní jednotlivých geotypů pomoci kontaktních čar definovaných v podélných a příčných řezech;
3. Celkové přítoky podzemní vody do stavební jámy;
4. Počet překážek nebo nadměrných balvanů.

Stanovení procentuálního zastoupení geotypů, respektive jim přiřazené třídy těžitelnosti a vrtatelnosti, bylo provedeno na základě zpracovaného 3D geologického modelu. Úrovně rozhraní jednotlivých geotypů zobrazené ve výkresových přílohách GBR byly taktéž generovány ze 3D modelu. S vědomím proměnlivosti geotechnického profilu byla do této stanovené výchozí podmínky vnesena podmínka přesnosti +/- 3 m od definované polohy rozhraní. Do interpretovaných geotechnických profilů nebyly zpravidla zahrnuty polohy zemin a hornin v mocnostech nepřesahující 1,0 m. V případě možného výskytu menší polohy geotechnicky významně odlišného materiálu, byl tento fakt komentován s přisouzením adekvátní pravděpodobnosti výskytu.

Přítoky podzemní vody jsou důležitým faktorem ovlivňujícím realizaci díla a často bývají předmětem víceprací, proto jim byla v GBR věnována náležitá pozornost. Pro stanovení výchozí podmínky pro přítoky podzemní vody do jámy byly tyto definovány ve dvou parametrech:

- Hodnota přítoků v l/s do vyčerpání statických zásob podzemní vody s definovaným odhadem potřebné doby na vyčerpání,
- Hodnota pokleslých přítoků v l/s po této době.

Hodnoty výchozí podmínky pro přítoky byly stanoveny na základě hydraulických výpočtů v daném hydrogeologickém prostředí.

Výskyt překážek zpomalujících těžbu nebo bránící postupu zemních prací je dalším faktorem, který lze průzkumem postihnout jen s obtížemi nebo náhodně. Překážky byly v rámci stanovení výchozí podmínky definovány jako balvany, beton, asfalt, kov, cihly, dřevo, dřevo, plast nebo jakýkoli předmět nebo část předmětu zastižená ve vrstvách nad hranicí skalního podloží, a která má za následek zpoždění prací přesahující 2 hodiny. V jednom případě hrozil výskyt velmi pevných reziduí uvnitř zvětralinového pláště. I tento fakt byl postižen jako výchozí podmínka, a sice stanovením objemového rozměru jednotlivého tělesa. Výchozí podmínka obsahovala jasně definovaný počet očekávaných překážek v daném objemu zemních prací. Počet překážek jsme odvodili jako střední hodnotu pravděpodobnosti výskytu.

V rámci probíhajícího nabídkového řízení PPP byly stavební jámy tunelu Dětřichov přeřazeny do kategorie „early works“, tedy do části předstihových prací prováděních bezprostředně po finančním uzavření projektu s pevnou cenou a provedením dle platného stavebního povolení. Výchozí podmínky s kompenzačním mechanismem byly v tomto případě zredukovány pouze na stanovení kontaktních čár geotypů a na předpokládaný počet překážek v prostoru stavebních jam.

Tabulka 1: Výchozí podmínky stavebních jam

Výchozí podmínka	Chotýčanský tunel	Tunel Dětřichov
Procentuální zastoupení geotypů	x	
Kontaktní čáry mezi geotypy	x	x
Celkové přítoky do stavební jámy	x	
Překážka nebo nadměrný balvan o objemu >3 m^2	x	x

4.2 TUNELY

Pro chování horninového masivu při ražbě NRTM jsou zásadními ukazateli:

- charakteristika horniny
- množství podzemní vody
- hustota a charakter diskontinuit (ploch nespojitosti)
- tektonická a poruchová pásma

Právě pro tyto ukazatele je potřeba stanovit sadu výchozích podmínek, definující chování masivu, se kterými Zhotovitel počítá ve své nabídce a proti kterým jsou případně kompenzovány zvýšené náklady, které vznikají při zastižení odlišných podmínek. Zejména je potřeba tyto podmínky během výstavby bezpečně určovat a měřit. Lze tedy těžko zohledňovat například výšku nadloží, či jiné v tunelu neměřitelné veličiny.

4.2.1 Inženýrské třídy

Pro definici fyzikálně mechanického chování horninového masivu po délce tunelu tak byly definovány takzvané Inženýrské třídy. Ty jsou určeny na základě procentuálního zastoupení geotypu na čelbě a dle klasifikace RMR. Tyto třídy tedy nedefinují zajištění výrubu, a postup ražeb tak jak jsme v projektech zvyklí, neboť toto je při obou typech zadání projektu věcí budoucího Zhotovitele. Inženýrská třída pouze definuje oblasti se obdobným chováním masivu (fyzikálně-mechanickými vlastnostmi).

Zatřiďování do inženýrských tříd je nutno oddělit od zatříďování do technologických tříd výrubu z hlediska horního zákona, které je v kompetenci závodního Zhotovitele. V případě inženýrských tříd se jedná o zatřiďování čistě pro účel vyčíslení nákladů ražby. Nelze dopředu předpokládat jakým způsobem bude budoucí zhotovitel pobírat (dělit) čelbu. K zatřídění lze tedy přistoupit až po doražení celého profilu tunelu, a mezi jednotlivými čelbami a délkami kroků se musí hodnotící ukazatele interpolovat.

Zatřídění každé čelby do Inženýrské třídy tak definuje měřitelnost skutečného rozsahu jednotlivých tříd jejichž rozsahy jsou v GBR definovány v podélném profilu tunelu.

Chotýčanský tunel bude ražen v prostředí rul a granodioritů od zeminového charakteru až po zdravou horninu a jeho ražbu tak bude zásadně ovlivňovat procentuální zastoupení jednotlivých geotypů na čelbě. Přibližně v polovině své délky bude tunel procházet Drahotěšickou poruchou. Jedná se o nadregionální výraznou tektonickou strukturu, kde lze očekává výskyt silně tektonicky porušených hornin a skokovou litologickou změnu hornin. Zdravé ruly zde přecházejí do podrcených, stmelených hornin, charakteru tektonické brekcie, pojené kalcitovým a křemenným tmelem. Tyto brekcie jsou do hloubky 17 m silně až zcela zvětralé. Silně tektonicky porušené granodiority mají charakter středně zrnitého, slídnatého stmeleného kaolinizovaného písku, s nepravidelnými pevnějšími polohami matečné horniny. V tektonickém kontaktu lze očekávat výskyt až zcela zvětralých hornin. Pro komplikovanou ražbu v litologickém rozhraní pod hladinou podzemní vody je stanovena speciální inženýrská třída L.

Tunel je tak po délce rozdělen do následujících inženýrských tříd:

- Třída A čelba v zeminách (resp. rozložených horninách pevnostní třídy R6)
- Třída B čelba ve smíšených podmínkách zemin a hornin, dále dělena na B-1 a B-2 podle poměr zastoupení zemin na čelbě
- Třída C čelba v horninách (horniny pevnostní třídy R5 a lepší), dále dělena dle míry zvětrání C-1 a C-2
- Třída L zvláštní třída stanovena pro litologické rozhraní (Drahotěšická porucha) mezi formací rul a granodioritů

Tabulka 9.3. Stanovené výchozí podmínky pro inženýrskou třídu B-1

Inženýrská třída	**B-1**	**Rozsah v délce tunelu: 245 m TM 105 - 135, 265 - 370, 4100 - 4155, 4335 - 4370, 4410-4430**					**RMR**	**21 - 34**		
Geotyp	[-]	KT1p	KT1c	KT2p	KT2c	KT3p	KT3c	KT4p	KT4c	QTZ
Zastoupení v ploše výrubu	[%]	**< 80%**		**-**		**0-30%**				**< 3%**
		70-100%								
Pevnost v prostém tlaku [1]	[MPa]	<1.5	<1.5	2.9 (+/-2.0)	4.6* (+/-9.1)	7.6 (+/-6.1)	41.1 (+/-29.7)	58.0 (+/-33.2)	98.2 (+/-45.6)	88.3 (+/-1.7)
Těžitelnost (dle ČSN 736133)		I.	I.	I.	I.	II.	II.	III.	III.	III.
Přítoky podzemní vody na 10 m tunelu	[l/s]	0.6								
Způsob rozpojování	[-]	mechanicky								

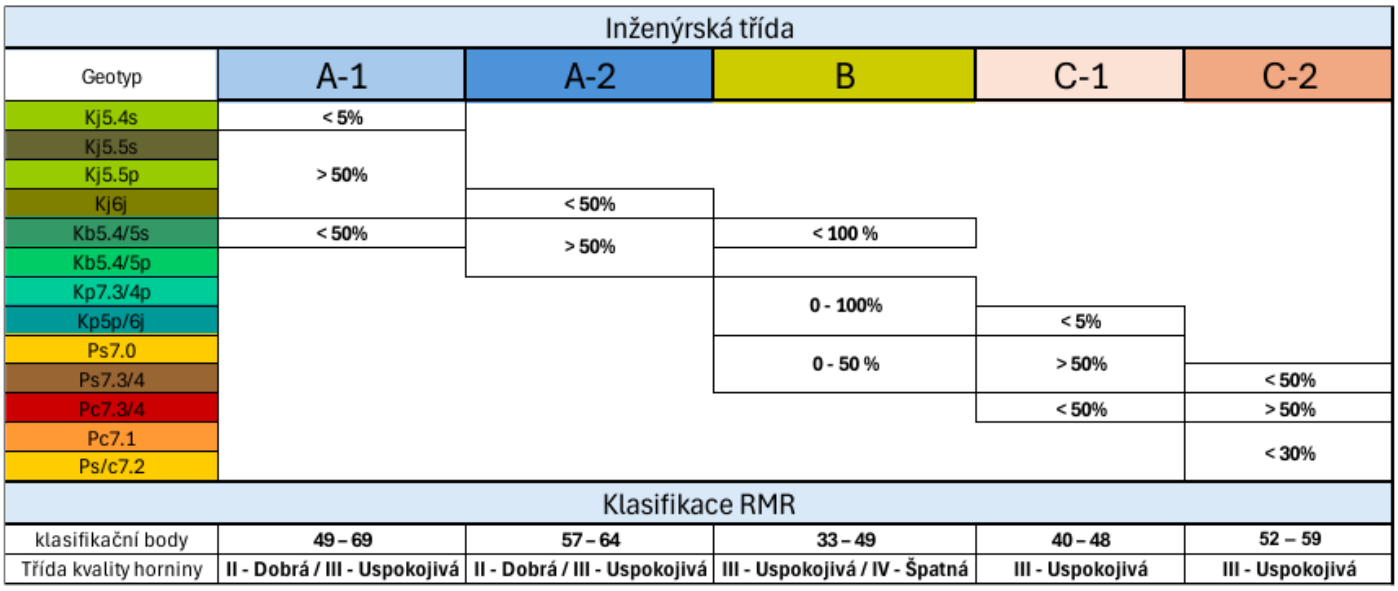
1 pevnost intaktní horniny, průměrná honota (+- směrodatná odchylka), * minimální hodnota je 0.5 MPa

Obrázek 3 Příklad Inženýrské třídy B-1 pro Chotýčanský tunel.

Oproti tomu Tunel Dětřichov prochází souvrstvím křídy s výrazným vlivem podzemní vody v kolektorovém systému několika výškových úrovní a souvrstvím permu. Pro popis chování byl masiv rozdělen do následujících inženýrských tříd:

- Třída A-1 – ražba v horninách křídy jizerského souvrství
- Třída A-2 – ražba v horninách křídy bělohorského souvrství
- Třída B – ražba v přechodu z hornin křídy perucko-korycanského souvrství do hornin permu
- Třída C-1 – ražba v horninách permu postižených chemickým zvětráváním
- Třída C-2 – ražba v horninách permu bez chemického zvětrání

Ze zmíněného důvodu přístupu zadaní režimem PPP byl popis inženýrské třídy jako výchozí podmínky zredukován čistě na procentuální zastoupení geotypů a předpokládaný rozsah klasifikačních bodů RMR, viz obrázek níže:



Obrázek 4 Inženýrské třídy pro tunel Dětřichov

4.2.2 Poruchové zóny

Horninový masiv je v obou popisovaných případech v místě ražby postižen tektonickými poruchami. Jejich umístění je interpretováno na základě provedených vrtů a geofyzikálního měření a zobrazeno v podélných geologických profilech

Při přiblížení k těmto poruchám bude docházet k oslabení horninového masivu. Jedná se o poklesové a přesmykové zlomové struktury, s opakovanými pohyby, s lokálními nevýraznými horizontálními posuny, horniny jsou silně podrcené, s výrazně pozměněnými geomechanickými parametry, výraznější zlomová pásma jsou zvodnělá.

Výchozí podmínka pro poruchová pásma Chotýčanského tunelu je stanovena jako počet poruchových zóny v inženýrské třídě C, kde tunel prochází prostředím hornin a kde budou poruchová pásma vyžadovat dodatečná stabilizační opatření, nad rámec opatření definovaného pro danou inženýrskou třídu. Předpokládá se 12 výraznějších poruchových pásem s mocností do 20 m (délka průchodu čelby poruchou).

Pro stanovené geotypy tunelu Dětřichov se vlivem tektoniky výrazným způsobem zvýší četnost ploch nespojitosti, sníží hodnota RQD a výrazně se zvýší hodnota přítoku podzemní vody. Tedy klesne předpokládaná hodnota RMR při výskytu stejného geotypu. Je tedy stanoveno, že v případě, že hodnota RMR klesne pod stanovenou hranici geotypu, jedná se o ražbu v poruchovém pásmu, které je fakticky

oceněno jako samostatná Inženýrská třída v poruše. K rozsahu stanovených poruchových pásem jsou taktéž přiřazeny oblasti ražby s nízkým nadložím, kde je také předpokládána snížená hodnota RMR.

4.2.3 Podzemní voda

Množství podzemní vody je důležitým faktorem během ražby a projevuje se výrazně do ceny díla. Citlivá je i problematika ovlivnění vodního režimu v okolí díla a ochrana případných vodních zdrojů.

Pro Chotýčanský tunel je množství podzemní vody definováno již pro jednotlivé inženýrské třídy. V případě, že budou celkové přítoky v jednotlivých inženýrských třídách přesahovat uvedené hodnoty má Zhotovitel nárok na kompenzaci zvýšených nákladů, které je ale povinen doložit.

Jako dodatečná podmínka je řešen případ výrazného okamžitého přítoku vody, komplikující postup a realizaci ražeb (odvodnění, stříkání betonu, nakládka). V případě, že soustředěné přítoky budou přesahovat hodnotu 15 l/s a nebudou slábnout po dobu 3 dnů (nejedená se tedy o vypuštění statických zásob), bude nutné přistoupit k omezení těchto přítoků pomocí horninových injektáží. V délce tunelu je identifikováno 12 výrazných poruchových zón o průměrné mocnosti 20 m, ve kterých se předpokládá zvýšené proudění podzemní vody.

Jako výchozí podmínka bylo stanoveno, že ve 2 případech bude nutné přistoupit k omezení nadměrných přítoků v poruchové zóně injektážemi.

Tento přístup nešel pro tunel Dětřichov – s ohledem na specifikum zadání PPP, kdy nejsou přípustné obecné kompenzace zvýšených nákladů – použít. Přítoky vody na čelbu pro jednotlivé inženýrské třídy lze dopředu určit velmi problematicky. IGP stanovuje hydrogeologické úseky s předpokládanými přítoky, nicméně tyto úseky nekorespondují se stanovenými inženýrskými třídami. Bylo by nutné přítoky složitě interpolovat z hlediska úseků, dělení čelby a délky kroků. Komplikované je i místo pro prokazatelné měření jednotlivých přítoků. Rozsahy přítoků jsou tedy pro jednotlivé inženýrské třídy uvedeny jako předpokládané hodnoty vztažené na celý profil tunelu délky 10m a nejsou výchozí podmínkou.

Velmi specifickým problémem pro Tunel Dětřichov je ovlivnění režimu podzemních vod v hydrogeologickém rajónu křídy, který je zdrojem pitné vody regionálního významu. Inženýrsko-geologickým průzkumem byly odhadnuty přítoky podzemní vody pro jednotlivé hydro-geologické úseky, nicméně nebyly blíže posouzeny vlivy na stávající zdroje pitné vody v regionálním hledisku (pouze na lokální zdroje).

Proto bylo v rámci GBR zpracováno detailní posouzení vlivu tunelu na celý hydrogeologický region povodí Svitavy (Mott MacDonald CZ, spol. s r.o., 2025), aby bylo možné zhodnotit rizika drenážního efektu tunelu a stanovit relevantní výchozí podmínky pro sanační opatření a celkovou požadovanou „těsnost“ tunelového díla.

Detailní posouzení potvrdilo jako nejvíce ovlivněnou oblast obec Dětřichov a prameny Dětřichovského potoka, kde dojde k poklesu hladiny podzemní vody v řádech metrů. Potok může nově pramenit až za obcí. Drenážním vlivem tunelu dojde v celém hydrogeologickém rajonu k úbytku podzemní vody 14 – 21 l/s, což odpovídá 0,9 – 1,4 % celkových zásob rajonu.

Na základě hydrogeologického posouzení, s cílem omezit přítoky a chránit zejména oblast Dětřichovského potoka, byly určeny úseky s předpokládanými nejvyššími přítoky podzemní vody, kde je nejefektivnější aplikace sanačních opatření. Pro tyto oblasti musí Koncesionář uvažovat s realizací ověřovacích vrtů, případně s „předstihovými“ těsnícími injektážemi, když přítoky podzemní vody alespoň v jednom ze dvou vrtů překročí hodnotu 10 l/s a naměřený přítok neklesne pod tuto hodnotu po uplynutí 3 hodin. Součástí ceny je požadována realizace těsnících injektáží v délce 200 m tunelové trouby.

V případě, že se během vlastní ražby vyskytnou další místa, kde soustředěné přítoky překročí hodnotu 10 l/s a naměřený přítok neklesne pod tuto hodnotu po uplynutí 3 hodin, a nebylo by tak možné dílo bezpečně vyrazit, resp. aplikovat primární ostění, přistoupí se k omezení přítoků pomocí „doplňkových“ injektáží. Tato injektáž bude prováděna cíleně, přímo do oblastí s lokálními průsaky nebo výrony vody. Jako výchozí podmínka takovéto sanace je stanoveno celkově 10 jednotlivých případů vyžadujících těsnící injektáž v rozsahu do 10 m^2 sanované plochy ostění tunelu, ze které voda v nadlimitním množství

vytéká. Kompenzační mechanismus nad tento počet případů je v stanoven na základě ocenění dodatečného jednotkového případu.

Výchozí podmínka požadující celkovou těsnost tunelu po dokončení realizace byla stanovena na hodnotu ustáleného přítoku do celého tunelu Dětřichov (obě trouby) 35 l/s.

4.2.4 Geologicky podmíněný nadvýrub

Geologicky podmíněný nadvýrub byl pro projekt PPP široce diskutován při koncesních dialozích. Nadvýrub je sice způsoben neočekávanými geologickými podmínkami a měl by být proto kompenzován, nicméně jeho velikost a četnost může být silně ovlivněna technologickým postupem a kázní Zhotovitele.

Nakonec byla tato výchozí podmínka stanovena s tím, že posouzení, jedná-li se o zaviněný nebo nezaviněný geologický nadvýrub, musí na základě zhodnocení geomonitoringu uznat Nezávislý dozor Zadavatele. Geologicky podmíněný nadvýrub je vymezen linií technologicky podmíněného nadvýrubu který určuje Zhotovitel ve své realizační dokumentaci, přičemž tato linie musí být stanovena v minimální tloušťce odpovídající zvolené technologii ražby a musí být v souladu s obvyklou odbornou praxí.

U geologicky podmíněného nadvýrubu bude pro účely kompenzací sledována skutečná kubatura nad linií technologicky podmíněného nadvýrubu (přesáhne-li jednotlivý spojitý lokalizovaný případ objem 1,0 m^3).

Jako výchozí podmínka je stanovena hodnota 1 ks geologicky podmíněného nadvýrubu o objemu 1 m^3 na 1 metr raženého tunelu. Tedy 3737,5 m^3 pro každou tunelovou troubu musí být zahrnuto v ceně jednotlivých Inženýrských tříd, přičemž předmětem kompenzací jsou až geologicky podmíněné (nezaviněné) nadvýruby nad touto hodnotou.

Pro Chotýčanský tunel není tato výchozí podmínka stanovena a veškeré nadvýruby jsou započítány v nabídkové ceně Zhotovitele.

4.2.5 Souhrn stanovených výchozích podmínek

V tabulce níže jsou shrnuty stanovené výchozí podmínky pro sledované tunely.

Tabulka 2: Výchozí podmínky tunelů

Výchozí podmínka	Chotýčanský tunel	tunel Dětřichov
Rozsah inženýrských tříd	x	x
Procentuální zastoupení geotypů	x	x
Klasifikace RMR	x	x
Přítok podzemní vody do tunelu	x	
Nadměrné přítoky vody	x	
Omezení přítoku podzemní vody	x	
Předstihová injektáž		x
Doplňková injektáž		x
Celková těsnost tunelu		x
Poruchová pásma	x	x
Geologicky podmíněný nadvýrub		x

4.3 OSTATNÍ TUNELOVÉ KONSTRUKCE

Ražba tunelových propojek, respektive technologických komor a chodeb bude realizována ve stejných inženýrských třídách, jaké jsou stanoveny pro hlavní tunely a platí pro ně stejné výchozí podmínky. Stejně tak v případě únikových šachet Chotýčanského tunelu jsou pro výkop aplikovány podmínky pro stavební jámy.

5. ZÁVĚR

Až teprve vlastní realizace obou projektů ukáže, jak byly výchozí podmínky dobře zavoleny a dají se správně aplikovat pro sdílení rizika během výstavby. Nezbývá než doufat, že dojde k jejich realizaci co nejdříve.

LITERATURA

MAKÁSEK, P.; HNILIČKA, M. *Tunely na úseku Nemanice I – Ševětín.* Stavebnictví 10/2021, 52–57.

ESSEX, R.J. Editor; *Geotechnical Baseline Reports: Suggested guidelines*; Reston, Virginia: ASCE 2022.

Český překlad Geotechnical Baseline Report, Doporučené pokyny; ČKAIT; Praha: 2024

Geotechnical Baseline Report, tunel Dětřichov, Mott MacDonald CZ, spol. s r.o., únor 2026

Geotechnical Baseline Report, Chotýčanský tunel, Mott MacDonald CZ, spol. s r.o., březen 2025

Hodnocení vlivu tunelu Dětřichov na podzemní vody, Progeo, s.r.o., únor 2026

Titul, jméno, příjmení autora: Ing. Petr Makásek, Ph.D.
Pracoviště: Mott MacDonald CZ, spol. s r.o., oddělení tunelů
E-mail adresa: petr.makasek@mottmac.com

Titul, jméno, příjmení autora: Ing. Jiří Janků
Pracoviště: Mott MacDonald CZ, spol. s r.o., oddělení geotechniky a podzemních staveb
E-mail adresa: jiri.janku@mottmac.com

HOSTIVICKÝ ŽELEZNIČNÍ TUNEL V OBLASTI LETIŠTĚ VÁCLAVA HAVLA PRAHA: TECHNICKÉ A KOORDINAČNÍ VÝZVY PŘI NÁVRHU A PŘÍPRAVĚ STAVBY

J. Vladík & O. Zítko
SAGASTA s.r.o., Praha, Czech Republic

ABSTRAKT: Projekt Hostivického železničního tunelu je klíčovou součástí plánovaného projektu Zaokruhování železničního spojení letiště Praha do trati Praha – Letiště Václava Havla – Kladno. Tunelová stavba o délce 2800 m je situována částečně pod terminály pražského letiště a křižuje vzletovou a přistávací dráhu RWY 12/30, přičemž propojuje podpovrchovou stanici Praha – Letiště Václava Havla s modernizovanou tratí Praha – Kladno. V době zpracování článku je projekt ve fázi schváleného záměru projektu, zatímco navazující úsek se stanicí letiště je již ve vyšším stupni projektové dokumentace.

Návrh tunelu je výrazně ovlivněn provozem mezinárodního letiště a s tím souvisejícími bezpečnostními, technickými a organizačními omezeními. Konstrukční řešení je netypické zejména z důvodu požadavku na kusou kolej v blízkosti stanice a komplikovaného kolejového uspořádání zaokruhování s jednokolejnou odbočkou směrem na Hostivici. Tunel je proto navržen jako kombinace jedno-, dvou – a tříkolejných úseků s proměnným konstrukčním uspořádáním.

Zásadní výzvou je zajištění bezpečné výstavby pod plně provozovaným letištěm, včetně zachování nepřerušeného pohybu letadel, dodržení ochranných pásem, omezení technické seismicity, hluku, vibrací a prašnosti. Projekt je dále komplikován nutností koordinace s plánovanou modernizací letištních terminálů v rámci rozvojových projektů Letiště Praha, a.s. a s tlakem na rychlost zpracování projektové dokumentace.

Článek shrnuje hlavní technická, provozní a legislativní omezení návrhu, porovnává variantní řešení trasy a technologie výstavby a hodnotí související rizika. Cílem je ukázat, že systematickou analýzou rizik a úzkou koordinací všech účastníků lze dosáhnout bezpečného a proveditelného řešení i v mimořádně náročných podmínkách mezinárodního letiště.

1. OBECNÉ INFORMACE, ŠIRŠÍ VZTAHY A VAZBY NA OKOLNÍ STAVBY

Hostivický železniční tunel představuje jednu ze tří podzemních staveb tvořících souvislý tunelový komplex zajišťující železniční spojení mezi centrem Prahy (Masarykovým nádražím) a Letištěm Václava Havla Praha. Ve směru od zastávky Praha-Veleslavín tento komplex zahrnuje tunel Aviatická, podzemní železniční stanici Praha – Letiště Václava Havla a navazující Hostivický tunel. Společným cílem celého řešení je vytvoření kapacitního, provozně spolehlivého a plně průjezdného železničního systému obsluhujícího letiště i navazující území. (Železnice na letiště. 2026).

Význam Hostivického tunelu spočívá především v zajištění provozní kapacity a plynulosti dopravy. Tunel umožňuje realizaci zaokruhování trati, díky němuž mohou vlakové soupravy projíždět úsekem od Prahy-Veleslavína přes letištní stanici dále ve směru na Jeneč, případně odbočit směrem na Hostivice. Bez realizace tohoto tunelu by železniční trať v prostoru letiště končila úvraťovou stanicí, což by vedlo k výraznému omezení propustnosti trati a snížení její provozní kapacity.

Z hlediska širších vazeb představuje zásadní koordinační aspekt plánované rozšíření kapacity pražského letiště. Letiště se dlouhodobě přibližuje hranici své provozní kapacity, zejména ve špičkových hodinách, což vyvolává potřebu rozšíření Terminálu 2, úprav odstavných ploch pro letadla a výstavby nové paralelní vzletové a přistávací dráhy. Tyto investiční záměry probíhají souběžně s přípravou železniční infrastruktury a vytvářejí složité koordinační rozhraní mezi dvěma samostatnými investory – Správou železnic a Letištěm Praha, a.s.

Zatímco Správa železnic disponuje rozsáhlými zkušenostmi s návrhem a realizací podzemních staveb, pro investora Letiště Praha, a.s. představují podzemní konstrukce méně obvyklou oblast činnosti. Tato rozdílná institucionální zkušenost se promítá do odlišných požadavků na návrh, harmonogram i provozní omezení jednotlivých staveb. Koordinační náročnost je dále umocněna skutečností, že železniční tunelový komplex a nadzemní letištní stavby jsou prostorově i funkčně úzce provázány a v některých místech se doslova nacházejí ve vzájemné kolizi.

Významným rizikovým faktorem je rovněž časová návaznost jednotlivých investičních akcí. Modernizace letiště je plánována s výhledem dokončení kolem roku 2033 (LETIŠTĚ PRAHA 2026), přičemž realizace podzemních staveb v jeho perimetru je z provozního hlediska podmínkou pro zahájení navazujících nadzemních prací. Z tohoto důvodu musí být alespoň klíčové části tunelového komplexu, včetně předstihových konstrukcí Hostivického tunelu a podzemní stanice, realizovány v dostatečném předstihu.

V době zpracování článku se jednotlivé části tunelového komplexu nacházely v rozdílných stupních projektové přípravy. Tunel Aviatická a železniční stanice Praha – Letiště Václava Havla byly dořešeny na úrovni dokumentace pro povolení záměru (Novostavba železniční stanice Praha-Letiště Václava Havla. Železnice na letiště. 2026), zatímco Hostivický tunel se nacházel ve fázi schváleného záměru projektu. Tento nesoulad ve stupni rozpracovanosti dále zvyšuje tlak na koordinaci a zkracování projekčních lhůt.

S ohledem na složitost vazeb a vysokou míru systémových rizik byla v průběhu přípravy stavby zahájena nová komplexní riziková analýza, která nahlíží na železniční zaokruhování jako jeden celek. Cílem tohoto přístupu je identifikace rizik vyplývajících z návazností jednotlivých stavebních objektů, harmonogramů a investorů, která by při izolovaném posuzování jednotlivých úseků mohla zůstat opomenuta. Tento způsob práce odpovídá současným trendům aplikovaným zejména u rozsáhlých infrastrukturních projektů Správy železnic, včetně projektů vysokorychlostních tratí.

1.1 KONKRÉTNĚJŠÍ PŘEDSTAVENÍ HOSTIVICKÉHO TUNELU

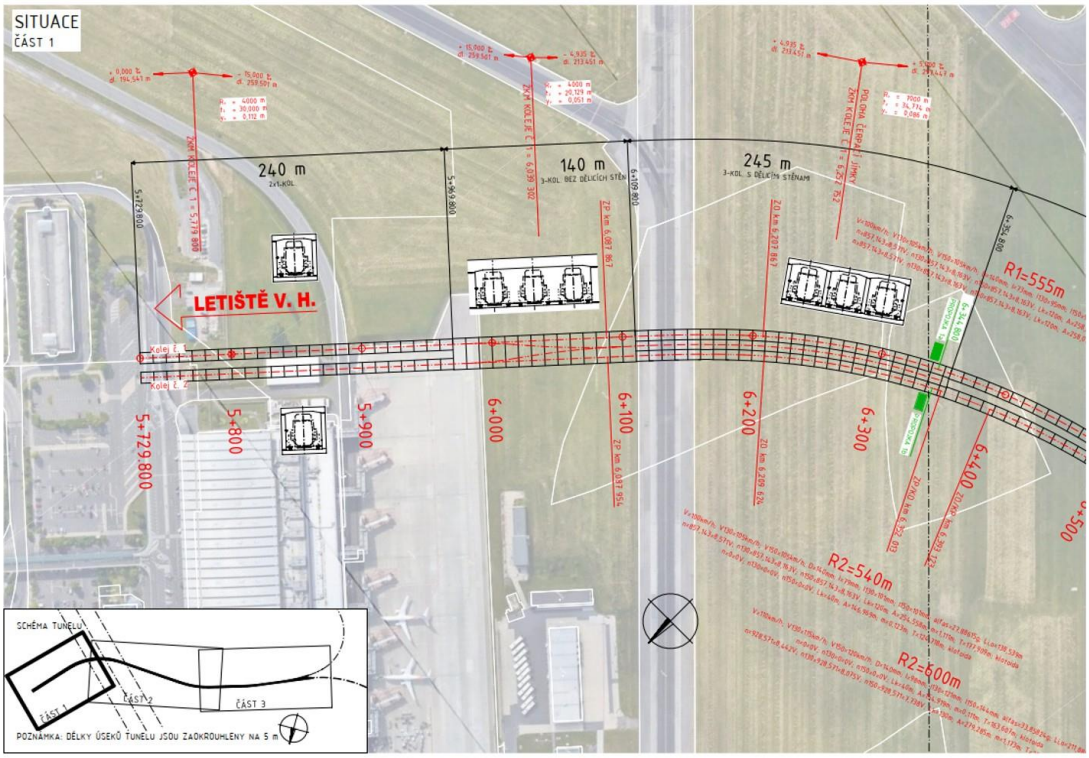
Hostivický tunel tvoří závěrečnou část podzemního železničního komplexu vedeného pod Letištěm Václava Havla Praha. Jedná se o železniční tunel o délce 2,8 km, který navazuje na podzemní železniční stanici Praha – Letiště Václava Havla a je ukončen portály za dálnicí D6. Tunel je navržen jako součást zaokruhování trati a umožňuje jak průjezd ve směru na Jeneč, tak odbočení ve směru na Hostivice.

Z konstrukčního hlediska se jedná o mimořádně složitou podzemní stavbu, jejíž uspořádání je výrazně ovlivněno řadou okrajových podmínek ze strany Správy železnic i Letiště Praha, a.s. Tyto požadavky se promítají do velkého počtu příčných řezů a atypických přechodových oblastí, které se podél trasy tunelu střídají v závislosti na dispozičním řešení kolejí a provozních funkcích jednotlivých úseků.

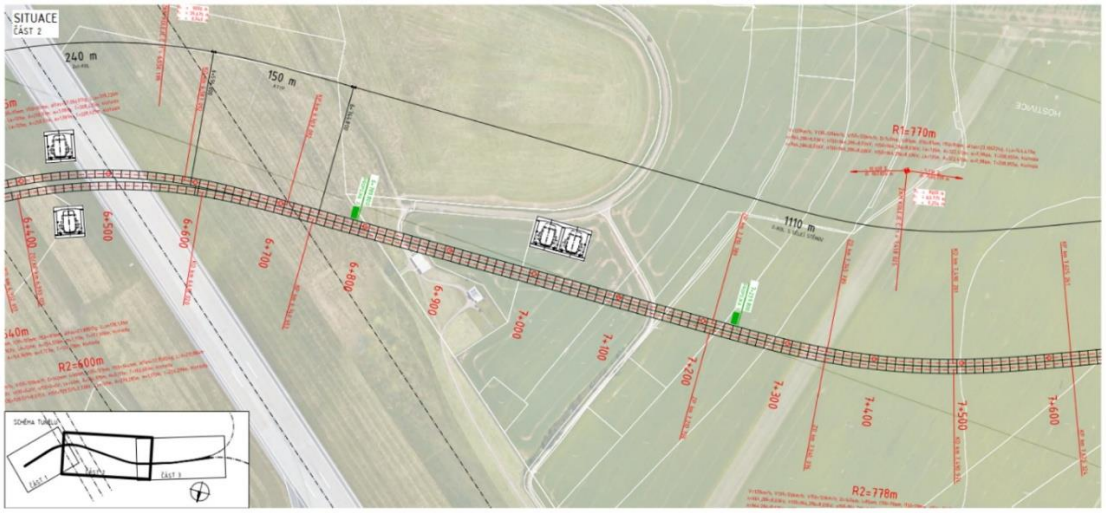
Zásadním požadavkem Správy železnic bylo umístění obratné kusé koleje bezprostředně za stanicí Praha – Letiště Václava Havla. Tento provozní koncept vyžaduje souběžné vedení tří kolejí v jednom profilu, a to bez středních dělicích konstrukcí v oblasti výhybek. Konstrukční řešení tak v tomto úseku předpokládá značné rozpětí tunelového profilu, které klade zvýšené nároky na dimenzování nosných konstrukcí i na návrh technologického postupu výstavby.

Další klíčovou okrajovou podmínkou je požadavek letiště na úzkou koordinaci provozního požadavku na možnost pohybu letadel mezi jeho severní a jižní částí. Směrové vedení tunelu kříží dvě zásadní provozní plochy letiště – pojezdovou dráhu TWY L v blízkosti Terminálu 2 a vzletovou a přistávací dráhu RWY 12/30. Požadavek letiště stanovuje, že po celou dobu výstavby musí zůstat alespoň jedna z těchto komunikací provozuschopná a v jejím ochranném pásmu nesmí probíhat žádná stavební činnost, včetně zřízení stavebních jam, zařízení staveniště nebo přístupových komunikací.

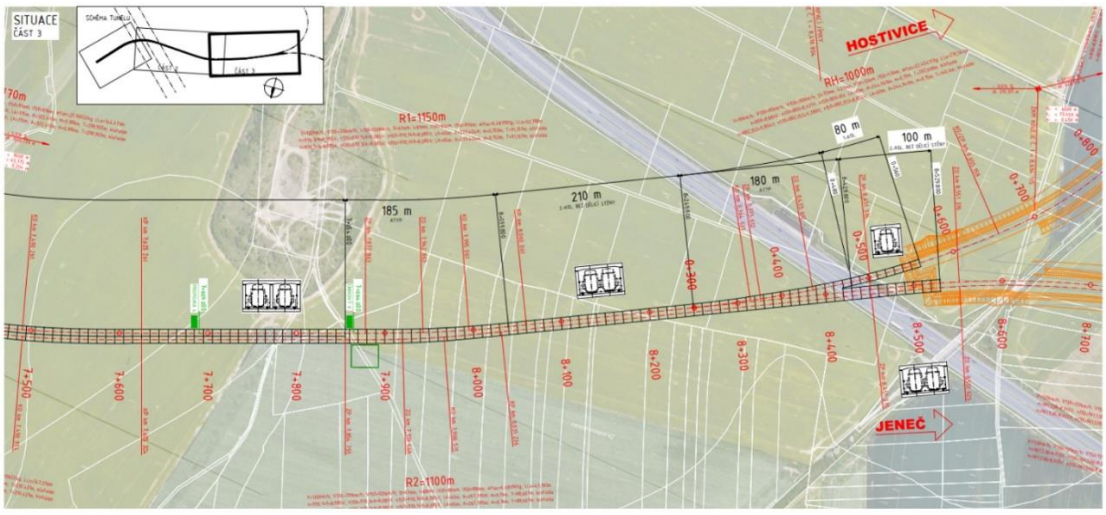
Uvedené provozní omezení se zásadním způsobem promítá do návrhu etapizace výstavby. Tunel je v podélném směru rozdělen na několik technologicky a konstrukčně odlišných úseků, které musí být realizovány v přesně definované časové a prostorové posloupnosti. Etapizace se přitom netýká pouze samotné realizace, ale i návrhu hydroizolace, ochrany konstrukce před účinky bludných proudů a řešení přechodů mezi jednotlivými konstrukčními typy.



Obrázek 1a Situace Hostivického tunelu 1. část pod pojezdovou dráhou



Obrázek 1b Situace Hostivického tunelu 2. část s podchodem RWY 12/30



Obrázek 1c Situace Hostivického tunelu 3. část s podchodem dálnice D6

V podélném směru lze tunel rozdělit do pěti základních konstrukčních typů v závislosti na počtu kolejí a přítomnosti dělicích stěn: jednokolejný tunel, dvoukolejný tunel bez střední dělící stěny, dvoukolejný tunel se střední stěnou, trojkolejný tunel bez dělicích stěn a trojkolejný tunel s dělicími stěnami. Mezi těmito typy se nacházejí atypické přechodové oblasti zajišťující plynulou změnu geometrie a dispozičního uspořádání.

Podrobný popis jednotlivých úseků, jejich staničení a délky je uveden v tabulce 1. Z hlediska rizik představují nejcitlivější místa právě přechodové oblasti mezi jednotlivými konstrukčními typy, kde se kumulují požadavky na statiku, technologii výstavby, hydroizolaci i budoucí provozní spolehlivost tunelu.

Tabulka 1 Rozdělení Hostivického tunelu do konstrukčních typů

Staničení		Typ tunelu	Délka úseku
Od [km]	Do [km]		[m]
5,729 800	5,969 800	Dva samostatné jednokolejné tunely	240,000
5,969 800	6,109 800	Trojkolejný tunel bez dělicích stěn	140,000
6,109 800	6,354 800	Trojkolejný s dělicími stěnami	245,000
6,354 800	6,594 800	Dva samostatné jednokolejné tunely	240,000
6,594 800	6,744 800	Dvoukolejný tunel atyp	150,000
6,744 800	7,854 800	Dvoukolejný tunel se střední stěnou	1110,000
7,854 800	8,039 800	Dvoukolejný tunel atyp	185,000
8,039 800	8,249 800	Dvoukolejný tunel bez dělicí stěny	210,000
8,249 800	8,429 800	Dvoukolejný tunel bez dělicí stěny atyp	180,000
8,429 800	8,529 800	Dvoukolejný tunel bez dělicí stěny	100,000
0,480 000	0,560 000	Jednokolejný tunel	80,000

1.1.1 Typy a rozdělení rizik Hostivického tunelu

Rizika spojená s návrhem a realizací Hostivického tunelu nelze, obdobně jako u většiny rozsáhlých podzemních staveb, chápat jako vzájemně izolované. Jednotlivé rizikové faktory jsou navzájem provázány a často se kumulují v místech styku konstrukčních, provozních a organizačních požadavků. Tato provázanost je v případě Hostivického tunelu dále zesílena umístěním stavby v aktivním perimetru mezinárodního letiště a zapojením více investorů s rozdílnými prioritami.

Pro účely přehledné analýzy jsou rizika projektu rozdělena do několika základních kategorií, které reflektují jak fázi projektové přípravy, tak vlastní návrh konstrukce, způsob realizace a budoucí provoz.

První skupinu tvoří projektová a koncepční rizika. Do této kategorie patří rizika vyplývající ze samotného zadání stavby, jejího členění na jednotlivé úseky a zvoleného způsobu řízení projektové přípravy. Hostivický tunel je součástí širšího zaokruhování železniční trati, které bylo od počátku rozděleno do několika samostatně řešených staveb. Toto členění sice umožňuje etapizaci projekčních prací a financování, současně však zvyšuje nároky na koordinaci a vytváří riziko nekonzistentních návrhových přístupů v navazujících úsecích. Specifickým problémem je také dosavadní pojetí rizikových analýz, které byly zpracovávány převážně po jednotlivých stavbách, nikoliv na úrovni celého tunelového komplexu.

Na projektová rizika bezprostředně navazují koordinační rizika. Ta jsou spojena zejména s vazbami na okolní stavby, s rozdílným stupněm projektové dokumentace jednotlivých částí a s přítomností více investorů. V případě železničního zaokruhování pod letištěm byly jednotlivé úseky zpracovávány různými projekčními týmy, což vedlo k absenci jednoznačně definovaného hlavního koordinátora s přehledem nad celým územím. V raných fázích přípravy Hostivického tunelu navíc nebyl stanoven požadavek na zpracování dokumentace v režimu BIM, což dále zvýšilo riziko vzniku kolizí a nesouladů v navazujících stupních projektové dokumentace.

Třetí skupinu představují technická a konstrukční rizika, která se vztahují přímo k návrhu nosné konstrukce tunelu. Hostivický tunel se vyznačuje značnou variabilitou příčných řezů a přítomností

atypických konstrukčních řešení, zejména v oblasti obratné koleje, kde světlé rozpětí profilu přesahuje 22 m. Takto rozsáhlé konstrukce kladou vysoké nároky na dimenzování z hlediska mezních stavů únosnosti i použitelnosti. Významná rizika jsou spojena rovněž s volbou koncepce hydroizolace, ochranou konstrukce proti účinkům bludných proudů a s řešením přechodů mezi jednotlivými konstrukčními typy.

Součástí technických rizik jsou rovněž geotechnická a realizační rizika. Ta vyplývají z nejistot geologického prostředí a z omezení daných polohou stavby v areálu letiště. Přestože geotechnická rizika jsou nedílnou součástí každé podzemní stavby, v tomto případě jsou umocněna požadavky na minimalizaci deformací povrchu a na omezení stavební činnosti v ochranných pásmech letištních pohybových ploch. Realizační rizika jsou úzce svázána s volbou technologie výstavby, s nutností předstihových opatření a s omezeným prostorem pro zařízení staveniště.

Poslední kategorií jsou provozní a časová rizika. Tato skupina zahrnuje zejména požadavky společnosti Letiště Praha, a.s na zachování provozu alespoň jedné provozní plochy mezi severní a jižní částí areálu, minimalizaci doby výstavby v perimetru letiště a dodržení velmi přísných limitů deformací obnovené vzletové a přistávací dráhy. Zásadním rizikovým faktorem je rovněž kolize harmonogramů obou investorů. Zatímco modernizace letiště má pevně stanovený časový rámec, projektová příprava Hostivického tunelu v době zpracování článku zaostávala za ostatními částmi tunelového komplexu, což vytváří výrazný časový tlak na další stupně projekčních prací i na samotnou realizaci.

1.2 HLAVNÍ KOORDINAČNÍ VÝZVY

1.2.1 Vazby na okolní stavby

Vzhledem k rozsahu tunelového komplexu a jeho umístění přímo v areálu Letiště Václava Havla Praha představuje koordinace s okolními stavbami jedno z klíčových rizik celého projektu. Jedná se nejen o koordinaci jednotlivých stavebních objektů v rámci železniční infrastruktury, ale především o koordinaci se souběžně připravovanými a realizovanými stavbami Letiště Praha, a.s., které mají vlastní provozní, bezpečnostní a časové požadavky.

Zásadním koordinačním tématem jsou kolize mezi navrhovanými konstrukcemi a technologiemi. Řízení kolizí představuje významný rizikový faktor zejména v situaci, kdy projektová dokumentace není zpracovávána v plnohodnotném režimu BIM. V případě Hostivického tunelu nebyl v rané fázi projektové přípravy, s ohledem na nízký stupeň dokumentace, tento požadavek stanoven. Absence centrálního koordinačního modelu a jednoznačně určené odpovědnosti hlavního koordinátora tak zvyšovala riziko vzniku jak přímých kolizí stavebních prvků, tak kolizí vyplývajících z nedodržení normových odstupů, provozních prostorů a stavebních tolerancí (hard a soft kolize).

Koordinační problémy se neomezují pouze na nosné konstrukce. V rámci tunelového komplexu je nezbytné sjednotit i koncepci vnitřního vybavení tunelů a technologických systémů, které zajišťují bezpečný a spolehlivý provoz. Jedná se zejména o typ železničního svršku, systém odvodnění, vedení kabelových tras, umístění požárního suchovodu, osvětlení tunelu, značení únikových cest a související bezpečnostní prvky. Obtížnost této koordinace je umocněna skutečností, že jednotlivé části komplexu se nacházely v rozdílných stupních projektové dokumentace, což vedlo k rozdílné míře rozpracovanosti a detailu návrhu.

Specifickým koordinačním problémem je vztah mezi Hostivickým tunelem a podzemní železniční stanicí Praha – Letiště Václava Havla. Zatímco stanice byla v době zpracování článku dořešena na úrovni dokumentace pro povolení záměru, Hostivický tunel se nacházel ve fázi schváleného záměru projektu. Tento nesoulad vedl k rozdílům v návrhových předpokladech, zejména v oblasti vnitřního vybavení a technologií, a zvyšuje riziko nutnosti dodatečných úprav v navazujících stupních dokumentace.

Významnou roli v rámci koordinace hraje rovněž sjednocení přístupu k ochraně nosných konstrukcí. Investor by měl k tunelovému komplexu přistupovat jako k funkčnímu celku a stanovit jednotné požadavky na hydroizolaci, ochranu proti bludným proudům a životnost konstrukcí. Nejednotný přístup k těmto otázkám zvyšuje riziko problematických přechodů mezi jednotlivými stavebními objekty a může vést k návrhu detailů, které jsou sice technicky možné, avšak obtížně realizovatelné nebo provozně nespolehlivé.

V případě Hostivického tunelu bylo zvoleno řešení založené na použití vodonepropustného betonu. Toto rozhodnutí vycházelo jednak z požadavků na etapizaci výstavby, jednak z konstrukční koncepce hloubených úseků tunelu s plochými stropními deskami. Zvolený přístup umožňuje snížit riziko poškození hydroizolace při dočasném zásypu a následném odkrytí konstrukce a současně zjednodušuje řešení přechodů mezi jednotlivými etapami výstavby. Z hlediska koordinace však klade zvýšené nároky na kvalitu návrhu, provádění i kontrolu konstrukčních detailů.

1.2.2 Podchod pod pojezdovou dráhou TWY L a RWY 12/30

Podchod železniční trati pod pojezdovou dráhou a vzletovou a přistávací dráhou 12/30 představuje z hlediska návrhu i realizace nejkritičtější část Hostivického tunelu. Jedná se o úsek, kde se kumulují technická, provozní a organizační rizika a kde jsou zároveň kladeny mimořádně přísné požadavky ze strany provozovatele letiště. Tyto požadavky významně omezují volbu technologie i způsob provádění stavby.

Základním limitujícím faktorem je nutnost zachování provozuschopnosti letištní infrastruktury. Požadavky na nulovou technickou seizmicitu, minimální prašnost a extrémně nízké přípustné deformace povrchu vzletové a přistávací dráhy výrazně převyšují běžné standardy u liniových podzemních staveb. Přestože lze pomocí vhodné volby technologie, organizačních opatření a monitoringu negativní vlivy omezit, nelze je zcela eliminovat. Již samotná staveništní doprava představuje zdroj vibrací a zatížení, které je z hlediska deklarovaných limitů obtížně slučitelné s běžnou stavební praxí.

Dalším zásadním omezením je existence ochranných pásem provozních ploch letiště, v nichž je stavební činnost za provozu výrazně regulována nebo zcela vyloučena. Tato skutečnost komplikuje nejen vlastní provádění stavebních prací, ale i jejich etapizaci a časové sladění s ostatními letištními projekty. Riziko kolize harmonogramů je v tomto úseku výrazně vyšší než v ostatních částech tunelu a má přímý dopad na celkovou dobu výstavby. (Letecký předpis Letiště L14. 2025).

Z geotechnického hlediska se jedná o úsek s malou mocností nadloží a proměnlivým horninovým prostředím. Jedná se o kombinaci zemin a navážek na vrstvě pevnějších hornin (typu R4 – R3) v úrovni nivelety. V této situaci je řízení deformací klíčovým návrhovým kritériem, které zásadně ovlivňuje volbu technologie, dimenzování konstrukcí i rozsah předstihových opatření.

Významným rizikem je rovněž nutnost koordinace stavebních postupů s bezpečnostními předpisy letiště. Jakékoliv neplánované odchylky v průběhu výstavby mohou vést k omezení nebo přerušení provozu, což má nejen technické, ale i ekonomické a reputační dopady. Z tohoto důvodu je nezbytné, aby návrh technologie a harmonogram výstavby vycházely z realistického posouzení rizik a nebyly založeny na hraničních předpokladech splnění provozních limitů.

Podchod pod RWY 12/30 tak nelze vnímat jako izolovaný stavební objekt, ale jako součást komplexního systému, v němž se technické řešení podzemní stavby musí podřídit prioritám letištního provozu. Tento fakt zásadně ovlivňuje posuzování jednotlivých technologických variant a je jedním z hlavních důvodů, proč žádná z nich nebyla vyhodnocena jako jednoznačně bezriziková.

1.2.3 Doba výstavby

Doba výstavby tunelu v perimetru Letiště Václava Havla Praha představovala jedno z klíčových hodnoticích kritérií při posuzování jednotlivých technologických variant. Časový aspekt byl zásadní nejen z hlediska minimalizace omezení letištního provozu, ale také jako podklad pro rozhodování investora o volbě konstrukčního a technologického řešení v podmínkách souběžné modernizace letištní infrastruktury.

Pro hloubenou variantu byla doba výstavby stanovena na základě podrobnější analýzy stavebních postupů, která výrazně přesahovala obvyklý rozsah dokumentace ve fázi záměru projektu. Byl zpracován základní soupis prací zahrnující jednotlivé fáze výstavby stavební jámy, zajištění svahů, realizaci nosné konstrukce tunelu a následný zásyp. Pro stanovení objemů zemních prací a konstrukcí byl vytvořen jednoduchý prostorový model, který sloužil jako podklad pro časové odhady.

Na základě vypočtených kubatur a po konzultaci s odborníky z realizačních firem byly stanoveny reálné výkony jednotlivých činností. Tyto údaje byly následně ověřeny u více subjektů s cílem snížit nejistotu odhadu. Výsledkem byl zjednodušený harmonogram, který umožnil kvalifikované posouzení časových

nároků výstavby v kritickém úseku pod letištěm. Pro další zkrácení celkové doby výstavby byla uvažována paralelní realizace vybraných konstrukčních etap, zejména souběžné zahájení betonáží ve dvou pracovních místech.

Celková doba výstavby hloubené varianty v perimetru letiště byla na základě této analýzy stanovena na přibližně 2 roky a 4 měsíce, přičemž do tohoto období byly zahrnuty i technologické přestávky vyplývající z požadavků na zrání betonu a možnosti betonáže v zimním období.

U ostatních posuzovaných variant byla doba výstavby stanovena odborným odhadem vycházejícím z objemových parametrů jednotlivých konstrukcí a z obvyklých výkonů příslušných technologií. Hlavní důraz byl kladen na porovnání časových nároků v nejcitlivějším úseku pod RWY 12/30, nikoliv na detailní harmonogram celé stavby. Tento přístup odpovídal úrovni projektové přípravy i charakteru rozhodování v dané fázi projektu.

Při finálním hodnocení variant nebyla doba výstavby posuzována izolovaně, ale v kombinaci s dalšími kritérii, zejména mírou technických rizik, ekonomickou náročností a zkušenostmi s aplikací jednotlivých technologií v obdobných podmínkách. Časový aspekt tak představoval důležitý, nikoliv však rozhodující parametr při volbě doporučeného řešení.

2. VARIANTNÍ ŘEŠENÍ STAVBY POD RWY 12/30 A JEJICH RIZIKA

Výběr technologie výstavby Hostivického tunelu v prostoru Letiště Václava Havla Praha je výrazně limitován provozními a bezpečnostními požadavky letiště. Mezi hlavní omezení patří nutnost minimalizace technické seizmicity, omezení prašnosti, dodržení přísných limitů deformace vzletové a přistávací dráhy 12/30 a vyloučení stavebních činností v ochranných pásmech provozních ploch letiště při jejich provozu. Tyto podmínky představují rámec rizik společný pro všechny varianty a ovlivňují nejen realizovatelnost, ale i bezpečnost a stabilitu provozu letiště během výstavby.

Důležitým faktorem je rovněž kontrola deformací povrchu, které přímo ovlivňují návrh konstrukce, volbu stavební technologie, rozsah předstihových opatření a monitoring průběhu výstavby. Jakékoli překročení povolených limitů by mohlo vést k omezení provozu nebo jeho dočasnému přerušení, což je v kontextu letištního provozu nepřijatelné.

2.1 HLOUBENÝ TUNEL S PŘEDSTIHOVOU KONSTRUKCÍ

Hloubená technologie představuje konvenční a dlouhodobě ověřené řešení podzemních staveb s malým nadložím, typicky v rozmezí přibližně 1,0 až 10,0 m. V rámci projektu Hostivického tunelu byla tato technologie posuzována jako referenční varianta pro podchod pod pojezdovou dráhou a vzletovou a přistávací dráhou 12/30. Konstrukčně se jedná o monolitickou železobetonovou rámovou konstrukci realizovanou v otevřené stavební jámě se zajištěním svahů, případně pažení, a následným zpětným zásypem.

Z hlediska rizik je hloubená varianta nejvýrazněji zatížena vazbou na provoz letiště. Realizace otevřené stavební jámy v ochranných pásmech provozních ploch letiště je v přímém rozporu s požadavkem na zachování kontinuálního provozu alespoň jedné komunikace mezi severní a jižní částí letiště. Z tohoto důvodu je nutné uvažovat etapizaci výstavby, kdy jednotlivé části tunelové konstrukce budou zahajovány v rozdílných časových úsecích. I při aplikaci etapizace a realizaci předstihových konstrukcí však přetrvává významné riziko kolize s provozním harmonogramem letiště a s dalšími souběžně probíhajícími stavebními akcemi v jeho perimetru.

Dalším zásadním rizikem hloubené varianty je splnění mimořádně přísných požadavků na deformace povrchu vzletové a přistávací dráhy. Limitní hodnota maximální výškové odchylky 3,0 mm na délce 3,0 m (Letecký předpis Letiště L14. 2025) klade extrémní nároky na návrh zajištění stavební jámy, dimenzování nosné konstrukce, volbu zásypových materiálů i technologii jejich ukládání a hutnění. Jakékoliv podcenění těchto faktorů může vést k nepřípustným deformacím povrchu a v krajním případě k omezení nebo přerušení letištního provozu. Jedním z možných opatření ke snížení rizika sedání je volba vhodného zásypového materiálu, případně lokální použití betonu jako zásypu v bezprostředním okolí konstrukce, který by požadavky na sedání splnil s vysokou mírou jistoty.

Specifickým rizikem hloubené varianty je rovněž samotná etapizace výstavby. Předpoklad realizace části konstrukce v předstihu, jejího dočasného zásypu a následného opětovného odkrytí klade zvýšené nároky na návrh hydroizolačního systému a na ochranu konstrukce proti mechanickému poškození a degradaci během dočasného provozního zatížení. Tyto aspekty zvyšují technickou i organizační náročnost realizace. Z tohoto důvodu byl jako vhodná varianta hydroizolace zvolen vodonepropustný beton těsněný vnitřními těsnícími pásy.

Celkově lze hloubenou variantu hodnotit jako technicky proveditelnou a z hlediska konstrukčního návrhu dobře zvládnutelnou, avšak vysoce rizikovou z pohledu koordinace výstavby, časových nároků a provozních omezení letiště. Její uplatnění je proto podmíněno velmi úzkou spoluprací s provozovatelem letiště a striktním dodržením harmonogramu a monitoringu během celé doby realizace.

2.2 RAŽENÝ TUNEL METODOU NRTM

Ražená varianta založená na principech Nové rakouské tunelovací metody (NRTM) byla v rámci projektu Hostivického tunelu posuzována jako alternativní řešení umožňující omezení zásahů do povrchu letiště a potenciální zkrácení doby výstavby v jeho perimetru. Metoda je založena na observačním přístupu, který využívá spolupůsobení horninového masivu a primárního ostění, přičemž návrh a technologický postup jsou průběžně optimalizovány na základě výsledků geotechnického monitoringu.

Zásadním rizikovým faktorem této varianty je velmi malá mocnost nadloží, která se v nejpříznivějších profilech přibližuje výšce zhruba jednoho profilu tunelu. Za těchto podmínek je schopnost kontrolovat deformace nadloží výrazně omezena a v krajním případě nelze vyloučit ani lokální ztrátu stability výrubu. Geologické prostředí je navíc značně heterogenní – kvalitnější horniny tříd R4 až R3 se vyskytují převážně v úrovni základové spáry, zatímco v oblasti horní části profilu se nacházejí písčité zeminy a antropogenní navážky, které jsou z hlediska stability a deformací výrazně méně příznivé.

Hlavním rizikem varianty NRTM je schopnost dlouhodobě garantovat mimořádně přísné limity deformací povrchu, zejména v oblasti vzletové a přistávací dráhy 12/30. I přes možnost aplikace rozsáhlých předstihových opatření, jako jsou mikropilotové deštníky, předstihové injektáže nebo lokální zpevňování horninového masivu, zůstává dosažení požadovaných hodnot deformací zatíženo značnou nejistotou. Krajním stabilizačním opatřením by bylo vytvoření masivního bloku tryskové injektáže nebo realizace kompenzačních injektáží, tyto postupy jsou však časově i finančně velmi náročné a jejich uplatnění by mělo zásadní negativní dopad na harmonogram i rozpočet stavby.

Rizikovost metody je dále umocněna velkým rozpětím tunelu v oblasti obratné koleje v kombinaci s omezenou mocností nadloží. Za těchto podmínek se jako technicky nejrobustnější jeví hloubená varianta nebo ražená trojlodní varianta. V navazujících stupních projektové dokumentace by proto bylo nezbytné optimalizovat geometrickou polohu koleje (GPK) tak, aby vyhovovala směrovým i výškovým požadavkům zvolené technologie a minimalizovala geotechnická rizika.

Významným aspektem je rovněž vysoká realizační náročnost ražby pod provozovaným mezinárodním letištěm. Ta vyžaduje nepřetržité geotechnické monitorování, okamžitou interpretaci naměřených dat a schopnost rychlé reakce na jakékoliv odchylky od předpokladů návrhu. V daném kontextu může i relativně malá anomálie vést k omezení nebo přerušení letištního provozu, s přímými dopady na ekonomiku stavby a v krajním případě i na bezpečnost cestujících.

Další specifická rizika jsou spojena s přechodovými oblastmi mezi raženými a hloubenými úseky tunelu. Tyto úseky představují konstrukčně i technologicky citlivá místa, kde se kumulují nároky na statické působení, hydroizolaci a provozní bezpečnost. Varianta NRTM tak nabízí potenciální výhody z hlediska omezení povrchových zásahů, avšak za cenu zvýšené technické, časové a provozní nejistoty v geologicky i provozně mimořádně nepříznivých podmínkách.

2.3 RAŽBA POMOCÍ TBM

Ražba pomocí tunelovacího stroje (TBM) představuje technologicky nejvyspělejší variantu posuzovanou pro podchod Hostivického tunelu pod vzletovou a přistávací dráhou 12/30. Její hlavní předností je kontinuální a vysoce řízený postup ražby s minimálním narušením nadloží, který teoreticky umožňuje zachování provozu na provozních plochách letiště po celou dobu výstavby a výrazně omezuje přímé zásahy do povrchových konstrukcí.

Z hlediska rizik je však aplikace technologie TBM v daném úseku zatížena významnými koncepčními omezeními. Nasazení tunelovacího stroje vyžaduje splnění minimálních požadavků na směrové i výškové vedení trasy, které současná geometrie Hostivického tunelu nesplňuje. TBM je obecně vhodná pro dlouhé, relativně homogenní úseky v dostatečné hloubce pod povrchem, kde lze zajistit stabilní geologické podmínky bez výrazných změn. V posuzovaném úseku se však jedná o prostředí s výraznou vertikální heterogenitou, kdy se v dolní části profilu nacházejí pevnější horniny než v jeho horní části. Tento stav vytváří riziko časté rektifikace stroje a zhoršení kontroly nad výškovým vedením ražby.

Použití TBM s čelbou paženou pažící suspenzí by sice mohlo přispět k omezení deformací povrchu, avšak v kombinaci s velmi malou mocností nadloží by vzniklo nové riziko protržení nadloží nebo úniku pažící suspenze směrem k povrchu. Takový scénář je v prostředí aktivního letiště z hlediska bezpečnosti i provozu nepřijatelný a vyžadoval by rozsáhlá preventivní a monitorovací opatření.

Dalším zásadním rizikem je nutnost změny konstrukční koncepce tunelu. Technologie TBM je standardně spojena s kruhovým profilem a prefabrikovaným segmentovým ostěním, což je v přímém rozporu s rámovou konstrukcí hloubených úseků Hostivického tunelu a její ochranou. Přechody mezi těmito konstrukčními systémy představují vysoce atypická a riziková místa, vyžadující složitá předstihová stabilizační opatření a individuální technická řešení. Současně kruhový profil neumožňuje efektivně řešit prostorové uspořádání střední obratné koleje, pro kterou by musela být navržena odlišná technologie ražby.

Významná jsou rovněž ekonomická a organizační rizika. Vzhledem k relativně krátké délce posuzovaného úseku (zhruba 700 m) je nasazení TBM spojeno s vysokými náklady na mobilizaci a demobilizaci stroje, které nelze efektivně rozložit do délky ražby. Tyto náklady výrazně zhoršují ekonomickou bilanci varianty a zvyšují citlivost projektu na případná zdržení či technické komplikace. Varianta TBM tak sice nabízí minimalizaci zásahů do provozu letiště, avšak za cenu zásadních změn projektové koncepce, zvýšených nároků na koordinaci a vysokých finančních rizik.

2.4 RAŽBA POD ZASTROPENÍM

Vedle čistě technologických variant byly v rámci posuzování realizace Hostivického tunelu v perimetru letiště analyzovány také kombinované varianty, které propojují hloubenou technologii s raženými úseky prováděnými metodou ražby pod zastropením. Cílem tohoto přístupu bylo nalezení kompromisního řešení mezi dobou výstavby, omezeními letištního provozu a mírou technických a koordinačních rizik.

Princip varianty spočívá v dočasném přerušení provozu RWY 12/30, vybudování nosné stropní konstrukce pod její konstrukcí, následném obnovení provozu a realizaci vlastního tunelu ražbou pod ochranným stropem. Tímto postupem by bylo možné významně omezit zásahy do povrchových konstrukcí v pozdější fázi a tím snížit riziko nejistoty přerušení provozu.

Hlavním rizikem této varianty zůstávají deformace konstrukce dráhy, a to jak v průběhu zhotovování stropní konstrukce, tak při následné ražbě pod ní. Realizace stropu vyžaduje zřízení svislých nosných konstrukcí, typicky v podobě podzemních stěn nebo pilotových stěn, které musí bezpečně přenášet zatížení od letištních komunikací. Tyto technologie jsou spojeny s nasazením těžké mechanizace, jako jsou vrtné soupravy, drapáky nebo hydrofrézy, jejichž provoz v bezprostřední blízkosti aktivních provozních ploch letiště í je z hlediska bezpečnosti i organizace stavby problematický.

Dalším významným rizikem je časová náročnost realizace nosných konstrukcí a stropu. Vzhledem k přísným provozním omezením letiště a nutnosti etapizace prací nelze tyto technologie provádět s vysokou produktivitou. Výsledné odhady ukázaly, že celková doba výstavby v perimetru letiště by u této varianty byla delší než u čistě hloubeného řešení, čímž se částečně ztrácí jeden z hlavních předpokládaných přínosů kombinované varianty.

Varianta ražby pod zastropením tak představuje technicky proveditelné, avšak organizačně a časově náročné řešení, které sice nabízí určité snížení rizik v samotné fázi ražby, avšak za cenu zvýšených nároků na koordinaci, mechanizaci a delší dobu výstavby v nejcitlivější části projektu.

3. ZÁVĚR

Analýza technologických variant podchodu Hostivického tunelu pod vzletovou a přistávací dráhou 12/30 prokázala, že žádná z posuzovaných technologií nepředstavuje jednoznačně optimální řešení bez přítomnosti významných technických, provozních či koordinačních rizik. Hloubená varianta je z hlediska konstrukčního návrhu realizovatelná a opřená o ověřené postupy, avšak je výrazně zatížena vazbami na provoz letiště a extrémně přísnými požadavky na omezení deformací povrchových konstrukcí. Ražené varianty, ať již založené na principech NRTM nebo využívající tunelovací stroj (TBM), umožňují potenciální omezení zásahů do povrchu, současně však přinášejí zvýšenou míru technické nejistoty, vysoké nároky na monitoring a řízení rizik a v některých případech i významná ekonomická a koncepční omezení.

Zásadním kritériem pro volbu finální technologie se proto nestává pouze samotná technická proveditelnost jednotlivých variant, ale zejména schopnost identifikovaná rizika řídit, minimalizovat a koordinovat v širším kontextu souběžné modernizace letištní infrastruktury a navazujících stavebních akcí. Výsledky provedené analýzy potvrzují nutnost komplexního a integrovaného přístupu k návrhu, silné role investora v oblasti koordinace a včasného zapracování rizikového řízení již v raných fázích projektové přípravy. Právě tyto aspekty budou rozhodující pro dosažení technicky bezpečného, provozně přijatelného a realizovatelného řešení podchodu Hostivického tunelu pod RWY 12/30.

4. PODĚKOVÁNÍ

Tímto bych rád poděkoval spoluautorovi a hlavnímu inženýrovi projektu „Zaokruhování železničního spojení letiště Praha do trati Praha – Letiště Václava Havla – Kladno“ Ing. Ondřeji Zítkovi za jeho cenné rady a pomoc s přípravou příspěvku. Zároveň děkuji všem kolegům, kteří se na projektu Hostivického tunelu podíleli, zejména Ing. Liboru Maříkovi a Ing. Jiřímu Hořejšímu.

LITERATURA

LETIŠTĚ PRAHA. Rozšíření terminálových kapacit. Online. Lepší letiště. C2026. Dostupné z: https://vaselepsiletiste.cz/plan-rozvoje. [cit. 2026-01-20].

MINISTERSTVO DOPRAVY [MD]. L14, Letecký předpis Letiště L14. 25. 12. 2025. 2025. Dostupné z: https://aim.rlp.cz/predpisy/predpisy/dokumenty/L/L-14/index.htm [cit. 2026-01-26].

SPRÁVA ŽELEZNIC. Úseky. Online. Železnice na letiště. C2026. Dostupné z: https://zeleznicenaletiste.cz/web/zleznice-na-letiste/useky. [cit. 2026-01-20].

SPRÁVA ŽELEZNIC. Novostavba železniční stanice Praha-Letiště Václava Havla. Online. Železnice na letiště. C2026. Dostupné z: https://zeleznicenaletiste.cz/novostavba-zeleznicni-stanice-praha-letiste-vaclava-havla. [cit. 2026-01-20].

Ing. Jakub Vladík
SAGASTA s.r.o., Praha, Czech Republic
jakub.vladik@sagasta.cz

Ing. Ondřej Zítko
SAGASTA s.r.o., Praha, Czech Republic
Ondrej.Zitko@sagasta.cz

Sborník příspěvků 16. mezinárodní konference „Podzemní stavby Praha 2026“

Autor:	kolektiv autorů
Editoři:	doc. Ing. Alexandr Butovič, Ph.D., prof. Ing. Matouš Hilar, Ph.D., Ing. Jaromír Zlámal
Nakladatel:	Česká tunelářská asociace ITA-AITES, z. s., Koželužská 2450/4, Praha 8 – Libeň
Copyright	© CzTA
Místo vydání:	Praha
Měsíc a rok vydání:	květen 2026
Pořadí vydání:	první
Vazba:	online
ISBN:	ISBN: 978-80-906452-6-4

ČESKÁ TUNELÁŘSKÁ ASOCIACE ITA AITES CZECH TUNNELLING ASSOCIATION

AMBERG ENGINEERING

TUNELY

- silniční a železniční tunely
- kanalizační a vodovodní stoky
- kolektory
- speciální podzemní objekty
- sanace, provoz a údržba tunelů a podzemních staveb



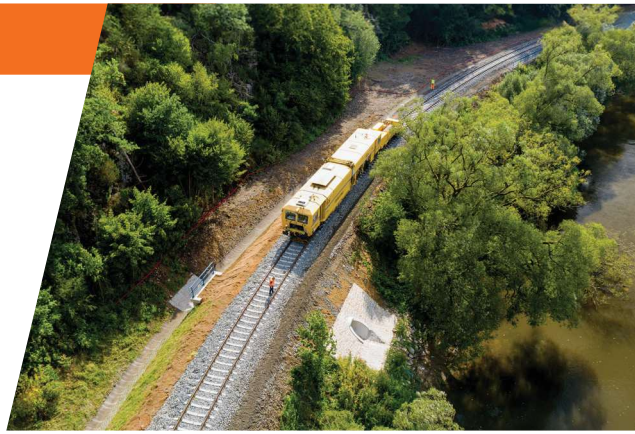
VODOHOSPODÁŘSKÉ STAVBY

- vodovody a kanalizace
- odvodnění silničních a železničních staveb
- odvodnění tunelů
- požární vodovody v tunelech
- čistírny odpadních vod



GEOTECHNIKA

- speciální zakládání
- pažení stavebních jam
- opěrné a zárubní zdi
- sanace sesuvů
- vyztužené zemní konstrukce
- skalní svahy



AMBERG Engineering Brno, a.s
Ptašínského 313/10, 602 00 Brno
Tel.: +420 732 395 995

amberg.cz



100

UŽ STO LET STOJÍME U VELKÝCH PŘÍBĚHŮ ČESKÉHO STAVEBNICTVÍ

Od roku 1926 stojíme u zrodu a rozvoje oboru inženýrské geologie ve stavební praxi. Poskytujeme komplexní geotechnická řešení pro technicky náročné podzemní, dopravní a vodohospodářské stavby.

Provázíme je od průzkumu a návrhu přes realizaci až po dlouhodobé sledování jejich chování. S důrazem na bezpečnost, stabilitu a dlouhodobou funkčnost.

www.geotechnika.cz

SG GEOTECHNIKA