

Předběžné posouzení interakce základu dálničního mostu na konstrukci stávajícího železničního tunelu

Vladislav Horák¹, Martin Závacký²

Abstrakt

Plošné základy navrhovaného mostu na nové větvi dálnice D3, trasované přes řeku Sázavu v ČR, se přibližují ke konstrukci provozovaného železničního tunelu „Jílovského II“ na traťovém úseku Čerčany – Skochovice. V příspěvku je popsán koncept posouzení možné interakce obou stavebních konstrukcí – tzn. stávajícího železničního tunelu a navrhované základové patky mostu. Výsledky posouzení byly použity pro další etapy návrhu mohutného obloukového mostu.

Klíčová slova

železniční tunel, plošné základy, interakce konstrukcí, matematické modelování

Abstract

The spread foundations of planned bridge on the new highway D3, designed over the river Sázava in the Czech Republic, are situated close to railway tunnel in operation. The tunnel „Jílovský II“ is located on track section „Čerčany-Skochovice“. Concept of possible interaction between the two structures - the existing railway tunnel and the proposed foundations of the bridge is described in the paper. Results of the assessment were used for the next stages of the design of the arched highway bridge.

Key words

railway tunnel, spread foundations, interaction of structures, mathematical modelling

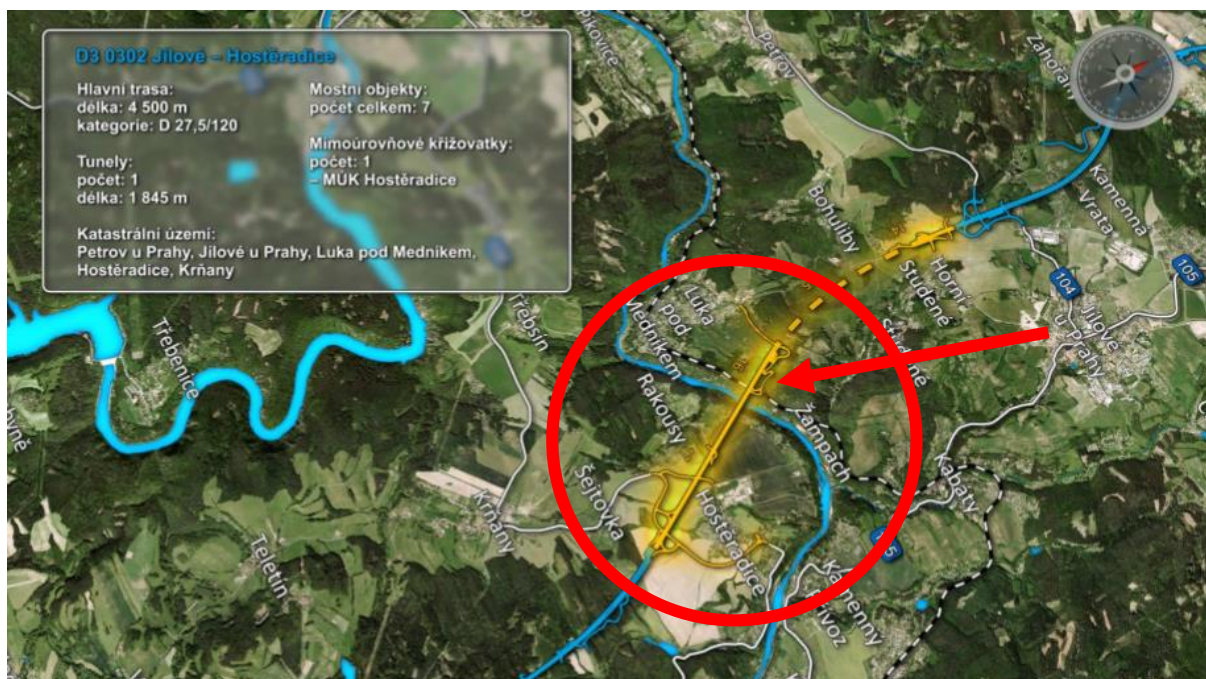
1 Úvod

V České republice pokračují přípravy výstavby Dálnice D3 „Středočeská část“, s předpokládaným termínem zahájení stavebních prací v r. 2024 a předpokládaným termínem uvedení do provozu v r. 2028. Jedním z klíčových úseků dílčí stavby D3 0302 Jílové – Hostěradice je mohutný obloukový most přecházející údolím řeky Sázavy – obr. 1.

Navrhovaný most přes údolí Sázavy v km 12.14 – 12.94 (Obr. 2) má dl. 800 m. Na severozápadní straně přechází železniční trať Praha – Vrané n/V – Čerčany. Železnice je v těchto místech vedena tunelem pojmenovaným „Jílovský II“. Založení dálničního mostu na předmětné SZ straně Sázavy je navrhováno prostřednictvím tří patek, když nejbližší řece je sdružená pro mostní oblouk, prostřední slouží pro pilíř a krajní pak pro práh mostu. S ohledem na poměrnou blízkost navrhovaných základů vůči tunelu vyvstala potřeba posoudit vzájemnou interakci konstrukcí.

¹ Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky, Veveří 331/95, 602 00 Brno, horak.vl@fce.vutbr.cz

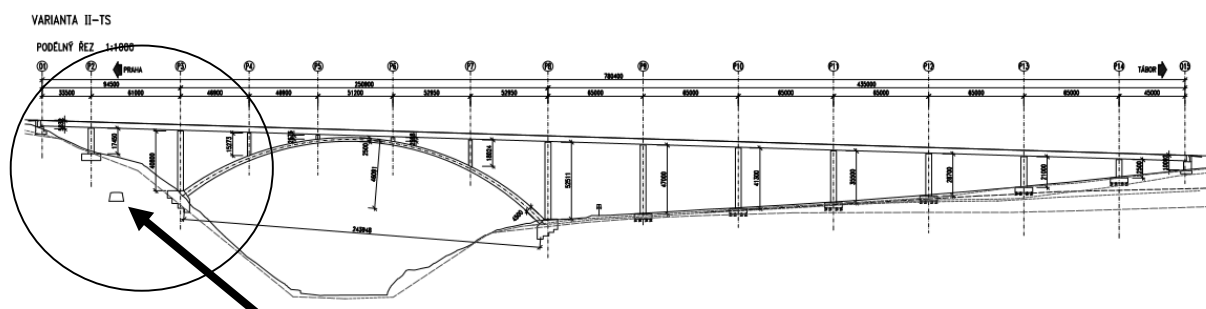
² Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky, Veveří 331/95, 602 00 Brno, zavacky.m@fce.vutbr.cz



Obr. 1 Trasování dálnice D3 0302 Jilové – Hostěradice. Vyznačen je úsek s mostem přes řeku Sázavu a šipkou místo přechodu mostu přes železniční trat vedenu v tomto místě tunelem.

Fig. 1 Location of the highway D3 0302 „Jilové – Hostěradice“. A part with the bridge over the river Sázava is circled and arrow displays where the bridge crossing the railway tunnel.

Zdroj: Jandíková, 2017



Obr. 2 Navrhovaný most přecházející údolí řeky Sázavy v km 12.14 – 12.94. Vyznačena je SZ strana mostu s jeho základovými konstrukcemi. Šipka označuje polohu tunelu „Jilovského II“.

Fig. 2 The proposed bridge crossing the valley of the river Sázava in km 12.14 - 12.94. The NW side of the bridge with foundations is circled. The arrow indicates the position of the tunnel "Jilovský II".

Zdroj: Pragoprojekt, 2015

2 Tunel Jílovský II

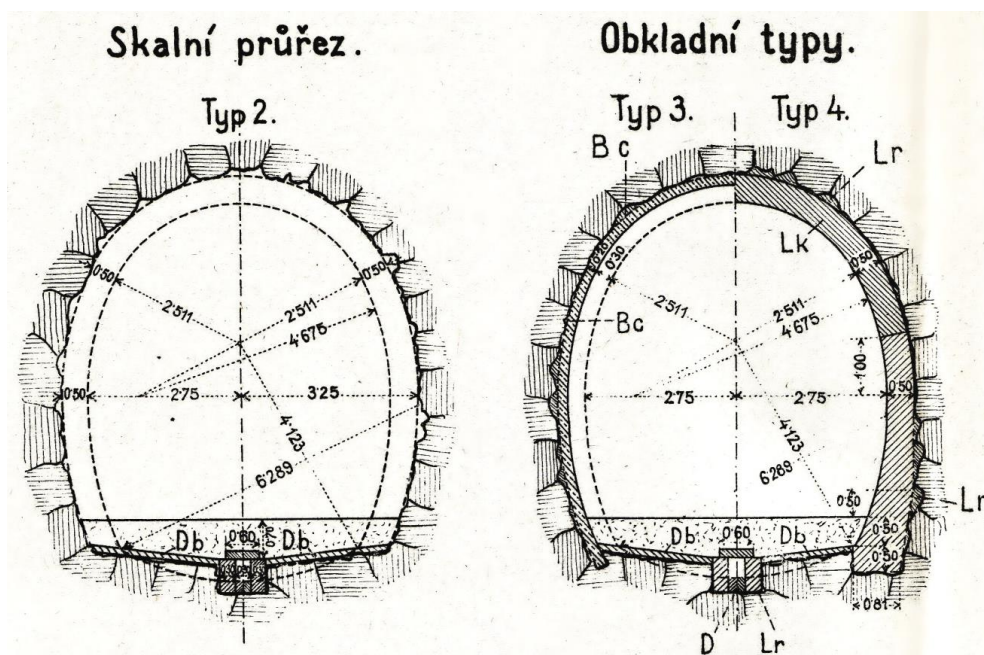
Tunel Jílovský II se nachází na traťovém úseku Čerčany – Skochovice, a to mezi železničními stanicemi Jilové u Prahy a Luka pod Medníkem. Byl stavěn pro 1 kolej, s dokončením v r. 1881. Má délku 145,10 m. (Zimek, 2007).

Podle evidenčního listu objektu je vyztužení tunelu, který má světlost 5,50/5,45 m a plochu průřezu 25,7 m², následující:

- Od portálu Jilové (východ) v dl. 4,5 + 12 m (Σ 16,5 m) jde o tzv. typ 4, se zdivem z (patrně místního) lomového kamene,
- Od portálu Luka p/M (západ) v dl. 9 m jde rovněž o tzv. typ 4, se zdivem z (patrně místního) lomového kamene,

- Zbývající délka, celkem 119,60 m, je v tzv. typu 2, tj. bez obezdívky/ve skalním profilu. (SŽDC, 1949); (Mencl, 1953)

Profil tunelu, odpovídající příslušným typům 2 resp. 4 je zřejmý z obr. 3. Podle (SŽDC, 1949) je tunel Jílovský II vyražen v hornině nazvané „Posázavská žula“, podle pasportu (Pragoprojekt, 2015) se jedná o bazalt (s velmi malou vzdáleností diskontinuit). Geotechnické vlastnosti horninového masívu použité pro numerický výpočet byly převzaty z pasportu (Pragoprojekt, 2015) – viz následující kapitola.



Obr. 3 Profily tunelu Jílovský II. Tzv. typ 2 (vlevo) a tzv. typ. 4 (vpravo).
Fig. 3 Tunnel profiles in „Jílovský II“. The type 2 (left) and type. 4 (right).
Zdroj: Mencl, 1953

3 Statická analýza

Z důvodu složité geometrie úlohy, a to jak terénu, tak i konstrukce základů mostu, bylo zvoleno řešení pomocí metody konečných prvků (MKP). Analýza byla provedena počítačovým programem Midas GTS s dvourozměrným modelem. Celé geologické prostředí bylo uvažováno jako skalní hornina třídy R3. To proto, že geotechnický pasport (Pragoprojekt, 2015) uváděl pouze relativně slabé pokryvy svahových sedimentů v řádu prvních metrů. Založení mostu je plánováno do větší hloubky, kde bude zastíženo skalní podloží – i proto je toto zjednodušení přípustné. Dostupné charakteristiky popisující skalní masiv dovolovaly použít pro simulaci podloží ve výpočtu Mohr-Coulombův materiálový model. Bloky základových patek jsou návrhem mostu uvažovány z prostého betonu třídy C 20/25, který byl v numerickém modelu popsán jako izotropně elastický materiál. Podklady z geotechnického pasportu (Pragoprojekt, 2015) se zmiňovaly o podzemní vodě až v aluviích řeky Sázavy, jinde nebyla voda průzkumnými vrty zastížena. Celý numerický model byl tedy uvažován bez jejího vlivu. Vstupní parametry materiálů jsou shrnuty přehledně v Tabulce 1.

Metoda konečných prvků dovoluje rozfázovat výpočet podle stupňů reálné výstavby, což bylo využito i v této analýze. Postupně byl zaveden počáteční stav – svah nad řekou bez jakéhokoliv zásahu pro stanovení geostatického napětí, dále ražba železničního tunelu plným profilem bez zavedení ostění a nulování deformací. To byl výchozí bod pro výstavbu mostu.

Dále následovalo hloubení výkopů pro základy, vybetonování základových patek a na závěr zavedení zatížení od horní stavby dálničního mostu.

Tab. 1 Materiálové charakteristiky – odvozené z geotechnického pasportu.

Tab. 1 Material characteristics - derived from the geotechnical passport.

Materiál	Beton C 20/25	R3 bazalty
Materiálový model	Izotropně elastický	Mohr – Coulomb
Modul pružnosti – E	29 000 MPa	950 MPa
Poissonovo číslo – ν	0,2	0,2
Objemová hmotnost – ρ	2 400 kg/m ³	2 670 kg/m ³
Úhel vnitřního tření – ϕ	-	40°
Soudržnost – c	-	70 kPa

Zdroj: Pragoprojekt, 2015

V poslední fázi byly zadány jednotlivé zatěžovací stavy, odpovídající Tabulce 2. Vždy po dvou posloužily pro mezní stav použitelnosti (MSP) a pro mezní stav únosnosti (MSÚ), kdy kombinace zatížení působících na most vedla k maximální výslednici reakce Rx, resp. Ry, působící v patě mostního oblouku. Zatížení pro MSP byla uvažována v charakteristických hodnotách a použila se pro výpočet deformací. Zatížení pro MSÚ byla uvažována v návrhových, tedy vyšších, hodnotách ke stanovení hlavních napětí v okolí železničního tunelu. Návrhové hodnoty zatížení byly také použity pro výpočet stability tří zatěžovacích stavů pomocí metody redukce pevnostních parametrů horninového masívu (strength reduction method – SRM). Působící zatížení od horní stavby mostu bylo zadáno v celkových hodnotách. A protože geotechnické řešení této úlohy probíhalo ve 2D modelu, tedy v rovinné deformaci fiktivní tloušťky 1 m, byly také účinky zatížení přepočteny na metr běžný základových konstrukcí.

Tab. 2 Jednotlivé zatěžovací stavy.

Tab. 2 Individual load cases.

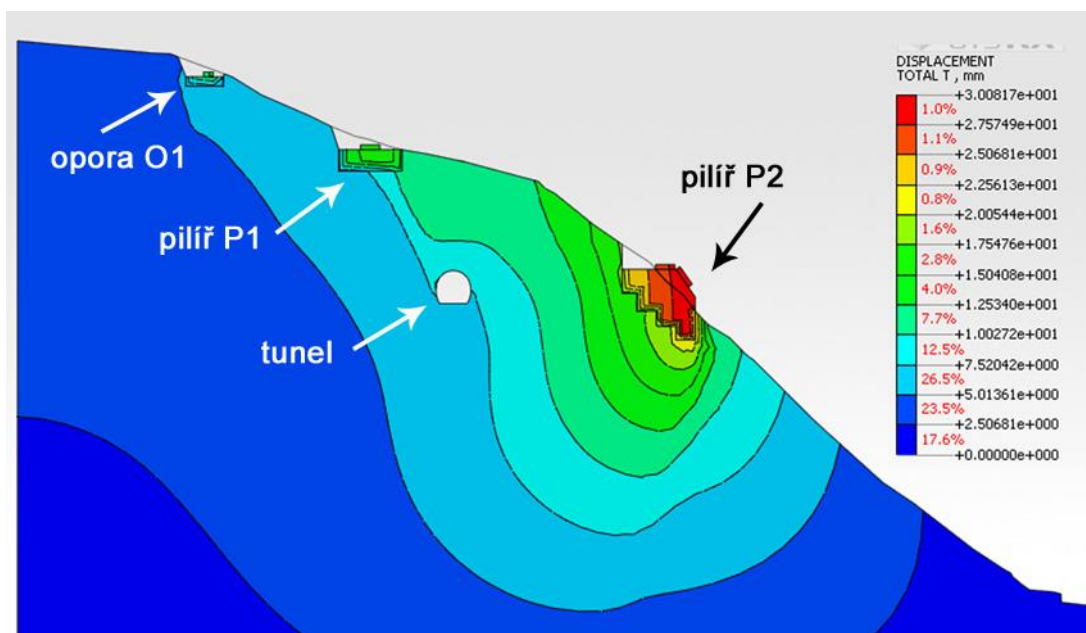
Označení	Kombinace zatížení	Poips
V1	MSP Rx max	Deformace
V2	MSP Ry max	Deformace
V3	MSÚ Rx max	Hlavní napětí
V4	MSÚ Ry max	Hlavní napětí
V5	SRM MSÚ Rx max	Stupeň stability
V6	SRM MSÚ Ry max	Stupeň stability
V7	SRM MSÚ P1	Stupeň stability

Zdroj: kolektiv autorů

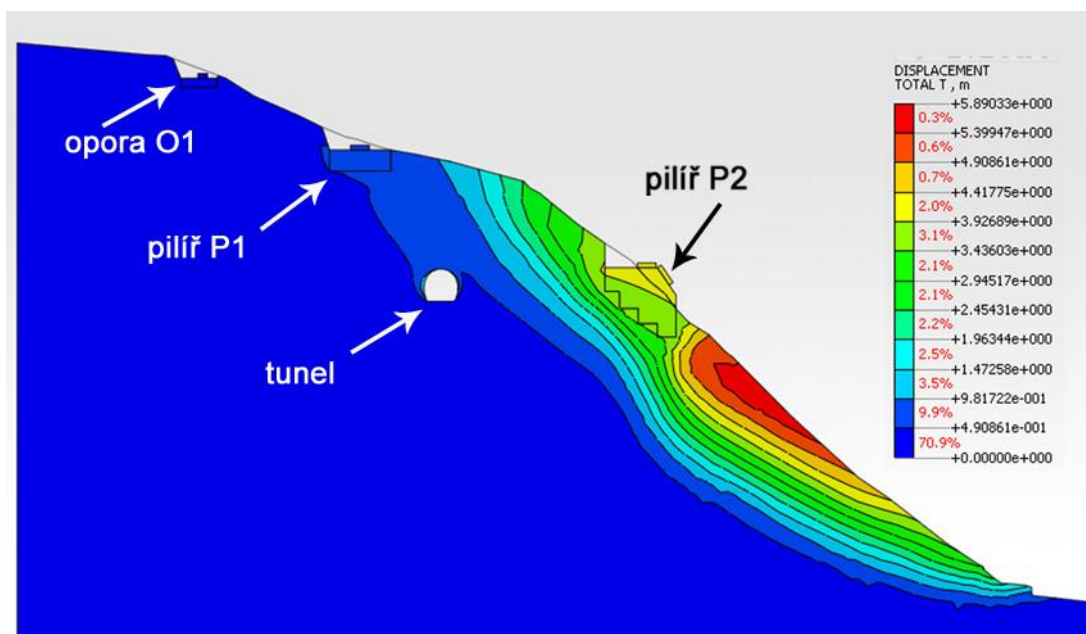
Z výsledků MKP analýzy vyplývá, že pro výpočet V1 vycházejí deformace železničního tunelu 5 až 8 mm a pro výpočet V2 6 až 11 mm (Obr. 4), což je tedy nepříznivější. Výpočty V3 a V4 poukazují na vytvoření oblasti v okolí tunelu, kde je lokálně překročena mezní únosnost horninového masívu, a to porovnáme-li hodnoty hlavních napětí s Mohr-Coulombovou podmínkou porušení pro parametry uvedené v geotechnickém pasportu (Pragoprojekt, 2015).

Naopak, posouzení celkové stability ve výpočtu V5 a V6 vykazuje dostatečně vysoký, tzn. i bezpečný stupeň stability – konkrétně v hodnotách 1,8, resp. 1,55. V případě stavu V5 smyková plocha možného sesuvu prochází i tunelem, proto byl zaveden speciální zatěžovací stav P1 pro podrobnější ověření této situace. Aplikováno je plné zatížení na mostní opěru O1 a první pilíř P1 (Obr. 5), přičemž další přitížení v patě mostního oblouku je úplně zanedbáno.

Tento fiktivní případ ve výpočtu V7 vede ke stupni stability 1,62. Z toho vyplývá, že kombinace zatížení Rx max má částečně stabilizující účinek a z pohledu celkové stability je nejkritičtější kombinace Ry max, při níž se ale smyková plocha zformuje do úzké oblasti ve svahu pod základovou patkou mostního oblouku a do prostoru železničního tunelu nezasahuje (Obr. 5).



Obr. 4 Deformace ve výpočtu V2 pro kombinaci zatížení Ry max.
 Fig. 4 Deformation in V2 calculation for load combination Ry max.
 Zdroj: kolektiv autorů



Obr. 5 Vznik svahové deformace při určení stupně stability ve výpočtu V6.
 Fig. 5 Creation of slope deformation in determining the factor of safety in the V6 calculation.
 Zdroj: kolektiv autorů

4 Závěr

Předběžné posouzení interakce stavebních konstrukcí nacházejících se v horninovém masívu je možné prakticky pouze s využitím matematického modelování (verifikace potom jen

s využitím geotechnického monitoringu). V předkládaném příspěvku zde byla prezentována relativně „jednoduchá“ numerická analýza pro posouzení spolupůsobení základové konstrukce nového dálničního mostu a starého železničního tunelu. Přestože bylo k dispozici poměrně málo vstupních údajů, podařilo se, s využitím základních pasportů a dalších archivních údajů, dosáhnout podstatného zjištění, že realizace dálničního mostu v navrhované konfiguraci je reálná, bez zásadnějších dopadů na stávající podzemní stavbu. Nicméně pro další etapy projektování by bylo velmi žádoucí doplnit pro navazující výpočty následující vstupy:

- Údaje k přesnému umístění tunelu vůči základům navrhovaného mostu,
- Precizovat pevnostní a deformační charakteristiky dotčeného horninového masívu,
- Aktualizovat pasport popisující současný stav tunelového ostění, resp. skalní horniny v tunelu,
- Posouzení možností dodatečného zajištění tunelu – např. svorníky či stříkaným betonem.

Jedině tak bude možné vytvořit spolehlivý výpočtový model pro podrobný návrh nového dálničního mostu.

Poděkování

Příspěvek byl vypracován s finanční pomocí EU „OP Výzkum a vývoj pro inovace“, projekt reg. č. CZ.1.05/2.1.00/03.0097, v rámci činnosti regionálního centra AdMaS „Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie“ a programu Centra kompetence Technologické agentury České republiky (TAČR) v rámci projektu Centrum pro efektivní a udržitelnou dopravní infrastrukturu (CESTI), číslo projektu TE01020168.

Literatura

- JANDÍKOVÁ, L. (2017). *Prezentace Dálnice D3 Středočeská část Praha –Nová Hospoda*. ŘSD Závod Praha. Tunelářské odpoledne 2/2017. CzTA ITA/AITES.
- MENCL, V. (1953). *Tabulky ze stavitelství tunelového*. SPN. Praha.
- PRAGOPROJEKT, (2015). *Pasport D.1. D3 0302 KM 9.400 – 13.900 Jílové – Hostěradice*. Pragoprojekt. Praha.
- SŽDC, (1949). *Evidenční list č. 112 – jednokolejný tunel Jílovský II, podle stavu ke dni 1. ledna 1949*. SŽDC. Praha.
- ZIMEK, P. (2007). *Z historie železničních tunelů*. Příloha dvojmagazínu GRAND EXPRES-ČD. Praha. ISBN: 978-80-85104-20-2.