

Příspěvek ke stanovení bezpečné mocnosti nadloží při protlačování ve zvodnělém horninovém prostředí

Josef Aldorf¹ a Hynek Lahuta¹

Contribution to the determination of overburden thickness at pipe jacking in water – bearing rock environment

The article deals with the question of setting up the safe thickness of an overburden for pipe jacking in the watery soil environment.

Key words: tunnelling, pipe jacking, uplift effect.

Úvod

Protlačování ocelových nebo betonových trub (štol) ve zvodnělém prostředí v blízkosti povrchu, případně pod dnem vodoteče, přináší s sebou řadu problémů, souvisejících s působením vztlačkových sil na protlačovanou konstrukci. Spolehlivý návrh minimální mocnosti nadloží je dosud prováděn empiricky nebo poloempiricky, s využitím jednoduchých geotechnických modelů. Autoři příspěvku se problémem zabývali v širším kontextu procesu porušování nadloží protlačované konstrukce s využitím numerického modelování pomocí metody konečných prvků (MKP) a získané výsledky, uváděné v další části příspěvku, dávají možnost srovnání obou přístupů.

Zjednodušený geotechnický model vlivů vztlaku na protlačovanou konstrukci

Zjednodušený geotechnický přístup, vycházející z predikce vzniku smykových ploch porušení v nadloží protlačované konstrukce, je znázorněn na obr. č. 1. Předpokládá se existence svislých ploch porušení, přičemž obecně platí nerovnice

$$V < G' + G_k + P \quad (1)$$

G' - tíha zeminového nadloží nad protlačovanou rourou (s uvažováním vlivu vztlaku na objemovou tíhu zeminy),

G_k - tíha konstrukce,

P - pevnost na plochách předpokládaného porušení,

V - vztlačková síla na konstrukci.

Zanedbáme-li vliv vlastní tíhy konstrukce (platí především pro tenkostěnné ocelové roury), můžeme vztah (1) (na straně bezpečnosti), formulovat pro základní geotechnické skupiny zemin (nesoudržné, soudržné) rovnicemi:

→ nesoudržné zeminy

$$V \leq 2 \cdot E_a \cdot \tan \varphi + D d \cdot \gamma_{su}$$

d - mocnost nadloží,

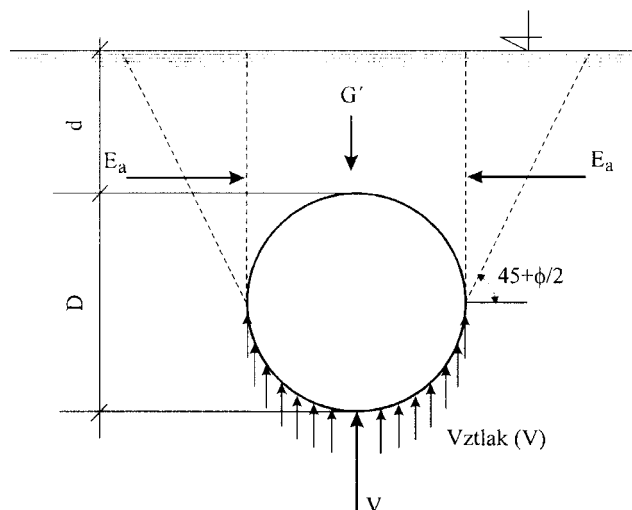
D - průměr roury,

γ_w - objemová tíha vody,

E_a - aktivní zemní tlak,

γ_{su} - objemová tíha zeminy pod vodou.

¹ Prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc. a Ing. Dr. Hynek Lahuta, FAST - Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, VŠB-TU Ostrava (Recenzovali: Prof. Ing. Jozef Hatala, CSc. a Ing. Michal Maras, CSc. Revidovaná verzia doručená 30.6.1998)



Obr. 1. Schéma zjednodušeného geometrického přístupu, vycházející z predikce vzniku smykových ploch porušení v nadloží protlačované konstrukce.

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_{su} \cdot d^2 \cdot \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2)$$

$$V = \frac{\pi D^2}{4} \cdot \gamma_w$$

Po úpravě s aplikací součinitele spolehlivosti γ_{mp}

$$d \geq \frac{D \left[\sqrt{1 + \frac{F \cdot \pi \cdot \gamma_w}{\gamma_{su}}} - 1 \right]}{2F} \cdot \gamma_{mp} \quad (2)$$

$$F = \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2) \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

→ soudržné zeminy (pro $\varphi \rightarrow 0$)

$$V \leq 2 \cdot d \cdot c_u + D \cdot d \cdot \gamma_{su}$$

c_u - soudržnost zeminy (totální).

Po úpravě a zavedení součinitele spolehlivosti

$$d \geq \frac{\pi \cdot D^2 \cdot \gamma_w}{8c_u + 4D \cdot \gamma_{su}} \cdot \gamma_{mj} \quad (3)$$

Velikost součinitelů spolehlivosti je možno přijmout ve velikosti

$$\gamma_{mp} = 1,3 - 1,5 \quad \gamma_{mj} = 1,5 - 2$$

s ohledem na spolehlivost stanovení jednotlivých složek pevnosti zeminy.

Grafy závislosti (2) a (3) jsou uvedeny na obr. č. 2 a 3 pro hodnoty $\gamma_{mp} = \gamma_{mj} = 1$.

Numerické modelování problému

Analýza napětí/odeformačního stavu zemin v nadloží protlačování konstrukce při působení sil vztaku vody byla realizována na modelech MKP pro průměry trub $D = 1,2; 1,9$ a $2,6$ m a pro různé poměry d/D . S ohledem na složité stavy vznikající při přetváření zemin nad mezí plasticity, na spolehlivost získaných údajů a praktickou nemožnost formulace kritérií pro stanovení „přípustného“ rozsahu oblastí plastického přetváření nebo porušení nadloží, byla přijata kritéria spolehlivosti ve tvaru:

$$\sigma_z^{(p)} \leq 0 \text{ - pro nesoudržné zeminy} \quad (4)$$

$$\sigma_3^{(p)} \leq \sigma_t \text{ - pro soudržné zeminy} \quad (5)$$

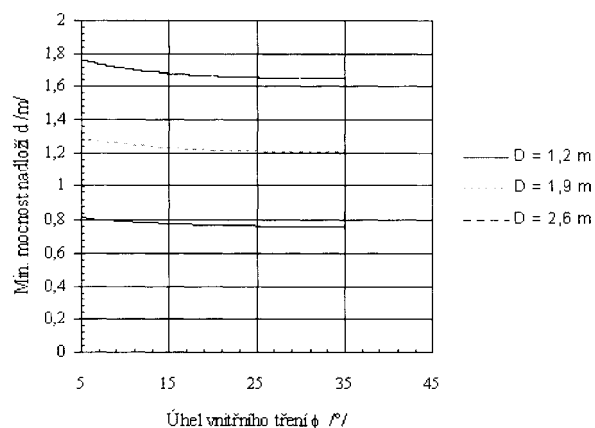
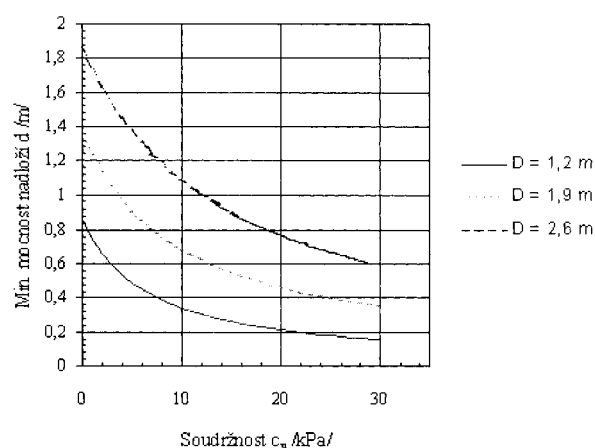
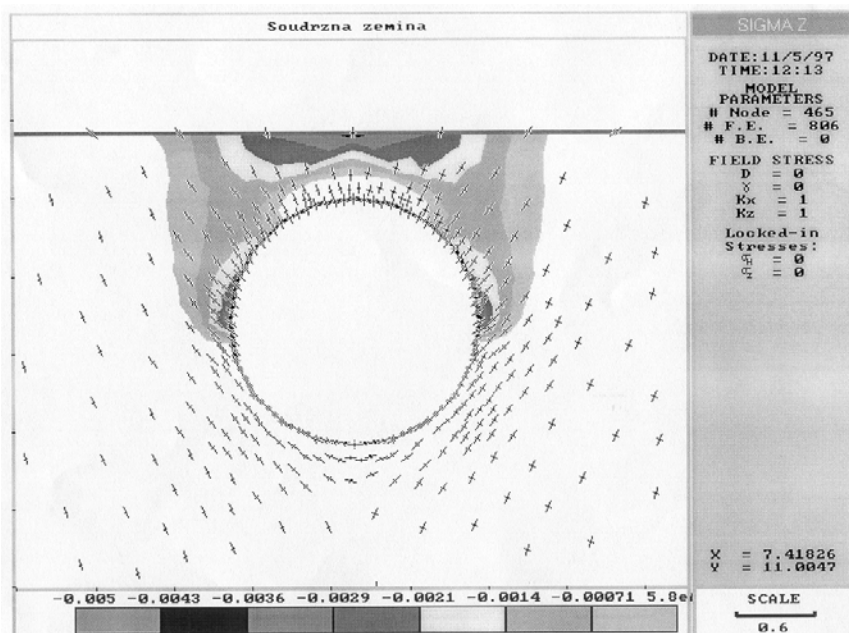
kde:

$\sigma_z^{(p)}$ - svislá složka napětí vznikající na povrchu nadložní vrstvy zeminy v důsledku působení vztaku na protlačovanou trubu (znaménko - představuje tlak),

$\sigma_3^{(p)}$ - velikost hlavního napětí σ_3 působícího na povrchu nadložní vrstvy zeminy vznikající v důsledku působení vztaku na protlačovanou trubu,

σ_t - tahová pevnost zeminy ($\sigma_t \approx 2c$).

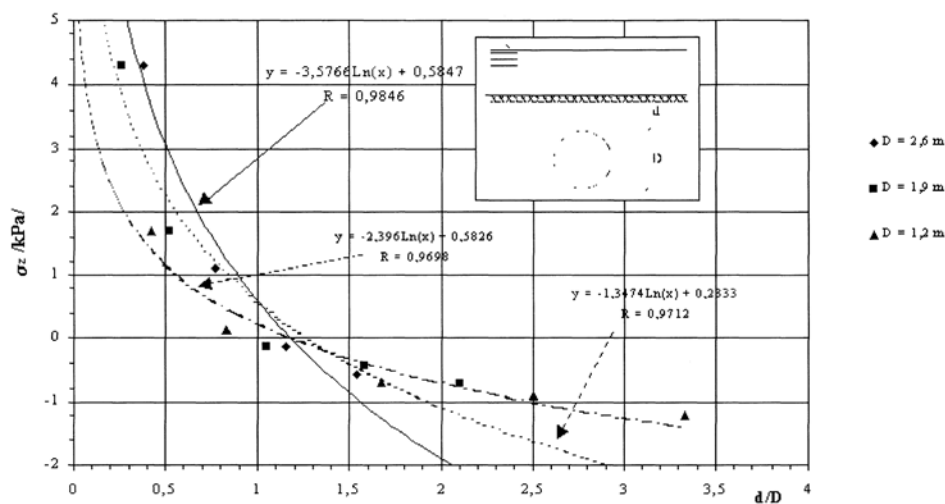
Podmínky (4) a (5), které musí být splněny, představují kritérium počínajícího porušování zeminy na povrchu. Vznik tahového porušení na povrchu (překročení pevnosti zeminy v tahu), nebo vznik „vznosu“ zeminy, může totiž vést k nekontrolovatelnému procesu porušování nadloží nad protlačovanou konstrukcí v oblasti odpovídající přibližně předpokladům zjednodušeného řešení (obr.4).

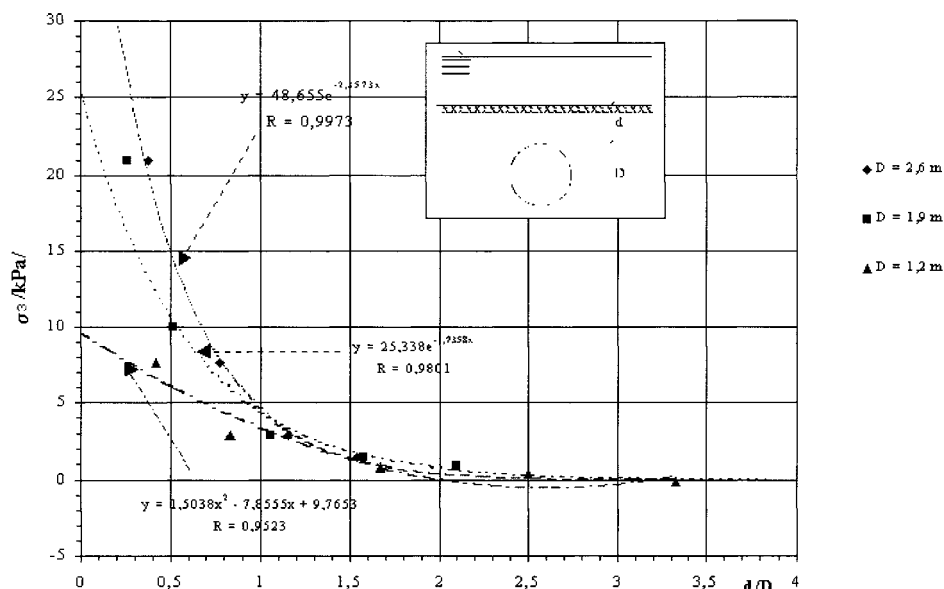
Obr.2. Graf závislosti d/ϕ pro nesoudržné zeminy.Obr.3. Graf závislosti d/c pro jílové zeminy.

Obr.4. Ťahové porušení na povrchu.

Grafické zpracování výsledků jednotlivých variant numerického řešení je uvedeno na obr. č. 5 a 6, včetně rovnic korelačních závislostí a velikostí součinitelů korelace R . Je zřejmé, že „spolehlivé“ hodnoty poměru d/D jsou poněkud vyšší ve srovnání s hodnotami ze zjednodušeného řešení, což vyplývá z vyšší přísnosti kritéria porušování. Graf na obr. 5 je aplikovatelný pro nesoudržné prostředí, na obr. 6 pro prostředí soudržných zemín.

Součinitel spolehlivosti je pro tyto případy možno přijmout ve velikosti $\gamma_m=1,1-1,3$ podle velikosti I_d a I_c (indexu hutnosti zeminy, číslo konzistence), přičemž pro vyšší hutnost nesoudržných zemín a konzistenci jílovitých zemín velikost γ_m klesá.

Obr.5. Závislost mezi velikostí σ_z na povrchu nadložní vrstvy a poměrem d/D při protlačování ve zvodnělém zemínovém prostředí.



Obr.6. Závislost mezi velikostí σ_3 na povrchu nadložní vrstvy a poměrem d/D při protlačování ve zvodnělém zemino-vém prostředí.

Závěry

Zobecníme-li dosažené výsledky řešení, můžeme vyslovit tyto závěry:

- bez ohledu na velikost součinitelů spolehlivosti je stanovení potřebné mocnosti nadloží z výsledků numerického modelování na bezpečnější straně (dává vyšší míru spolehlivosti),
- v případě nesoudržných zemin, pro analyzovaný rozsah velikostí konstrukcí (průměr 1,2–2,6 m), leží spolehlivá mocnost nadloží v intervalu $d \geq (1,2 \div 2,6) D \cdot \gamma_m$. Aplikujeme-li součinitel spolehlivosti γ_{mp} u téže skupiny zemin a zjednodušeného řešení, je přiblížení výsledků obou metod inženýrsky únosné. Z hlediska pravděpodobného snadnějšího vzniku efektu vnosu zeminy, doporučujeme použití uvedeného vztahu se zohledněním vlivu hutnosti zeminy (I_d),
- u soudržných zemin, jejichž tahová pevnost σ_t není menší jak 5 kPa ($c_u =$ cca 2,5 kPa) leží interval spolehlivé mocnosti nadloží v rozmezí $d \geq (0,7 \div 1,0) D \cdot \gamma_m$, tedy bezpečná mocnost nadloží je menší. Pro stanovení tahové pevnosti $\sigma_t \cong 2c_u$ se doporučuje aplikovat součinitel spolehlivosti $\gamma_{mc} = 2$. Pak

$$\sigma_t \cong \frac{2 \cdot c_u}{\gamma_{mc}} \cong c_u$$

Velikost γ_m má vazbu na číslo konzistence zeminy, obecně však, s ohledem na jeho proměnlivost s hloubkou, bude γ_m u soudržných zemin vyšší než u zemin nesoudržných ($\gamma_m \rightarrow 1,3$). V úvahu lze zapotřebí vzít i vliv hloubky rozbředlých (rozměklých) zemin na povrchu území. Tyto otázky jsou mnohem složitější než u nesoudržných zemin a musí být posuzovány individuálně na základě podrobného IG průzkumu.

Literatura

- Derski, W., Izbiński, R., Kisiel, I. & Mroz, Z.: Rock and Soil Mechanics. PWN Warszawa 1988.
 Szechy, K.: The Art of Tunnelling. Akadémiai Kiadó, Budapest 1973.
 Šimek, J., Jesenák, J., Eichler, J. & Vaníček, I.: Mechanika zemin. SNTL Praha 1990.

Příspěvek byl zpracován v rámci řešení grantového úkolu č. 103/96/0755 za podpory Grantové agentury ČR.