

D3 Zelený most Svrčinovec - založenie ekoduktu na pilieroch tryskovej injektáže

D3 Green Bridge Svrčinovec – jet grouting piers as foundation for wildlife crossing

Jakub Panuška¹, Ján Dobrovolský²

¹PanGEO s.r.o., Pražská 1451/15, 960 01 Zvolen, Slovenská republika, e-mail: panuska@pangeo.sk

²Keller špeciálne zakladanie, spol. s r.o., Galvaniho 15/A, 821 04 Bratislava, Slovenská republika, e-mail: jan.dobrovolsky@keller.com

Abstrakt: V súčasnosti je trendom pri výstavbe ekoduktov použitie prefabrikovaných železobetónových klenbových konštrukcií presypaných zeminou. V prípade vysokej hladiny podzemnej vody a vzdialenosti únosnej vrstvy hlboko pod úrovňou terénu je mnoho krát navrhované založenie týchto objektov na pilótových základoch so značnými dĺžkami. Tento príspevok popisuje metodiku návrhu založenia takejto konštrukcie na pilieroch tryskovej injektáže. Na základe analytických a numerických výpočtových postupov je diskutovaný návrh priečne zaťažených pilierov tryskovej injektáže. Zároveň je uvedený postup a výsledky numerického výpočtu metódou konečných prvkov. V závere príspevku sú navrhnuté spresnenia globálneho návrhu priečne zaťažených prvkov z tryskovej injektáže pri použití v kombinácii s podobnými konštrukciami.

Abstract: Present preferences in the construction of wildlife crossings are often precast reinforced concrete arc structures. These are usually founded on bored piles with significant lengths in case of high water levels and load bearing stratum deep under the terrain. This article describes design methods for jet grouting piers as foundations of such structures. Design of transversely loaded jet grouting piers is discussed in line with the analytical and numerical design procedures. Numerical design approach with the finite element method is described and results are presented. Individual points are proposed to specify global design of transversely loaded jet grouting elements in combination with similar structures.

Kľúčové slová: trysková injektáž, priečne zaťaženie, numerické výpočty

Keywords: jet grouting, transverse load, numerical calculations

1 Úvod

Trysková injektáž predstavuje rýchly, efektívny a flexibilný spôsob vylepšenia podlažia. Tryskové preinjektovanie zemín – Soilcrete pre zlepšenie podlažia sa zhotovuje z pracovnej úrovne špeciálnou vrtnou súpravou so špeciálnym vrtným náradím. Pri tejto technológii je využitý malo profilový vrt, ktorý je zavedený do podlažia na požadovanú hĺbku. Injektáž sa zhotovuje od päty vrtu smerom nahor rozerodovaním zeminy vysokotlakovým lúčom Soilcretovej suspenzie obaleným vzduchom pod tlakom až 40 MPa.

Pracovný postup pre každý prvok Soilcrete je nasledovný:

- vrtná súprava zhotoví pomocou špeciálneho vrtného sútyčia otvor o priemere približne 10-13 cm do potrebnej hĺbky,
- erodovaním a premiešavaním zeminy vysokotlakým prúdom Soilcretovej suspenzie obaleným vzduchom sa zhotoví prvok Soilcrete od päty smerom k hlave.

Za pomoci regulácie rýchlosti otáčok tryskacieho monitora a rýchlosti vytťahovania sútyčia, je v rôznych zeminách možné dosiahnuť priemery od 1,2 m do 2,5 m (prípadne až 3,0 m – v prípade elíps na dlhšej osi).

Vzhľadom na to, že prvky nie sú vystužené, výrazne sa urýchlí proces založenie konštrukcií za pomoci tejto technológie. Na druhej strane je však nutné detailné posúdenie pilierov tryskovej injektáže s ohľadom na simultánne pôsobiace zvislé, vodorovné a ohybové účinky zaťaženia.

2 Geologické pomery v predmetnej lokalite

V danej lokalite bolo v rámci inžinierskogeologického prieskumu (CAD-ECO a.s., 09/2022) realizovaných 10 dynamických penetračných sond (DPS), DPS – 01 až DPS – 10 a štyri jadrové vrty JV – 01 až JV – 04.

Vrty JV – 01 a JV – 02 boli realizované vo svahu nad cestou I/11, vzdialené približne 15,0 m od osi základu SO 201 – 00 s výškovým posunom približne 9,0 m nad základovou škárou SO 201 – 00. V týchto miestach boli zároveň realizované aj dynamické penetračné sondy DPS – 01, DPS – 07 a DPS – 08. Na základe zistení je povrchová vrstva hrúbky 2,0 m tvorená deluviálnymi suťami (F2 – CG, G5 – GC) a na báze deluviálnymi ílmi a siltami s vysokou plasticitou F7 – MH / F8 – CH. Paleogénne horniny majú prevahu ílovcov od hĺbky 2,0 m p.t. približne do hĺbky maximálne 3,8 m p.t. sú na základe DPS a vyhodnotenia vrtov paleogénne horniny rozložené (F6 – CI, R6, F2 – CG, G5 – GC) až zvetrané. V popise vrtov sú tieto vrstvy do 4,2 – 5,0 m p.t. popísané ako ílovito kamenité sute s úlomkami pevnosti R4 – R3. Zóna zvetrania siaha do hĺbky 5,0 – 9,0 m p.t. Zvetraná zóna je tvorená ílovcami (s lokálnymi preplástkami pieskovcov) pevnosti R5 – R4, charakteru sute. Pod zónou zvetrania sú ílovce slabo zvetrané, pevnosti R4 – R3, s pieskovcami pevnosti až R1. Hladina podzemnej vody bola vo svahu narazená v úrovni 8,0 m p.t. a 12,2 m p.t, s ustálením v úrovni 12,35 m p.t.

V údolí boli v rámci (CAD-ECO a.s., 09/2022) realizované vrty JV – 03 a JV – 04 spolu s DPS – 02, DPS – 03, DPS – 04, DPS – 09, DPS – 10. Na základe poznatkov z týchto vrtov je údolie Šlahorovho potoka vyplnené do hĺbky 5,5 – 5,8 m p.t. fluviálnymi sedimentami. Na základe (CAD-ECO a.s., 09/2022) je povrchová vrstva 0,7 – 2,2 m p.t. tvorená náplavovými sedimentami charakteru F6 – CI, F4 – CS a S5 – SC, tuhej miestami tuho – mäkkej konzistencie. Pod touto povrchovou vrstvou sa nachádzajú fluviálne štrky charakteru G3 – GF, G2 – GP, G4 – GM a G5 – GC. Štrky sú tvorené valúnmi pieskovcov. Je potrebné upozorniť, že v tomto štrkovitom súvrství je možný aj výskyt pieskovcových balvanov s vysokou pevnosťou R1 / R2 (JV – 03, 3,3 – 4,1 m p.t., nad priemer vrtu). V archívnom vrte S – 14A boli fluviálne štrky overené do maximálnej hĺbky 7,0 m p.t. Vo vrte JV – 03 bola na báze fluviálneho súvrstvia overená poloha, hrúbky do 0,5 m, tvorená zeminami charakteru F2 – CG a F4 – CS (ílovitá výplň tuhá až tuho – mäkká). Podložné paleogénne horniny sú do 6,4 – 7,3 m p.t. zvetrané a majú charakter sute F2 – CG, G4 – GM s úlomkami pevnosti R5 / R4. V tejto zóne je možný lokálny výskyt pieskovcov s pevnosťou R1 – R2. Pod zónou zvetrania sú ílovce slabo zvetrané až zdravé s pevnosťou R4 / R3 a pieskovce dosahujú vysokú pevnosť R2 / R1. Hladina podzemnej vody bola narazená v úrovniach 0,5 – 0,9 m p.t. a vystúpila do úrovne 0,2 – 0,6 m p.t.

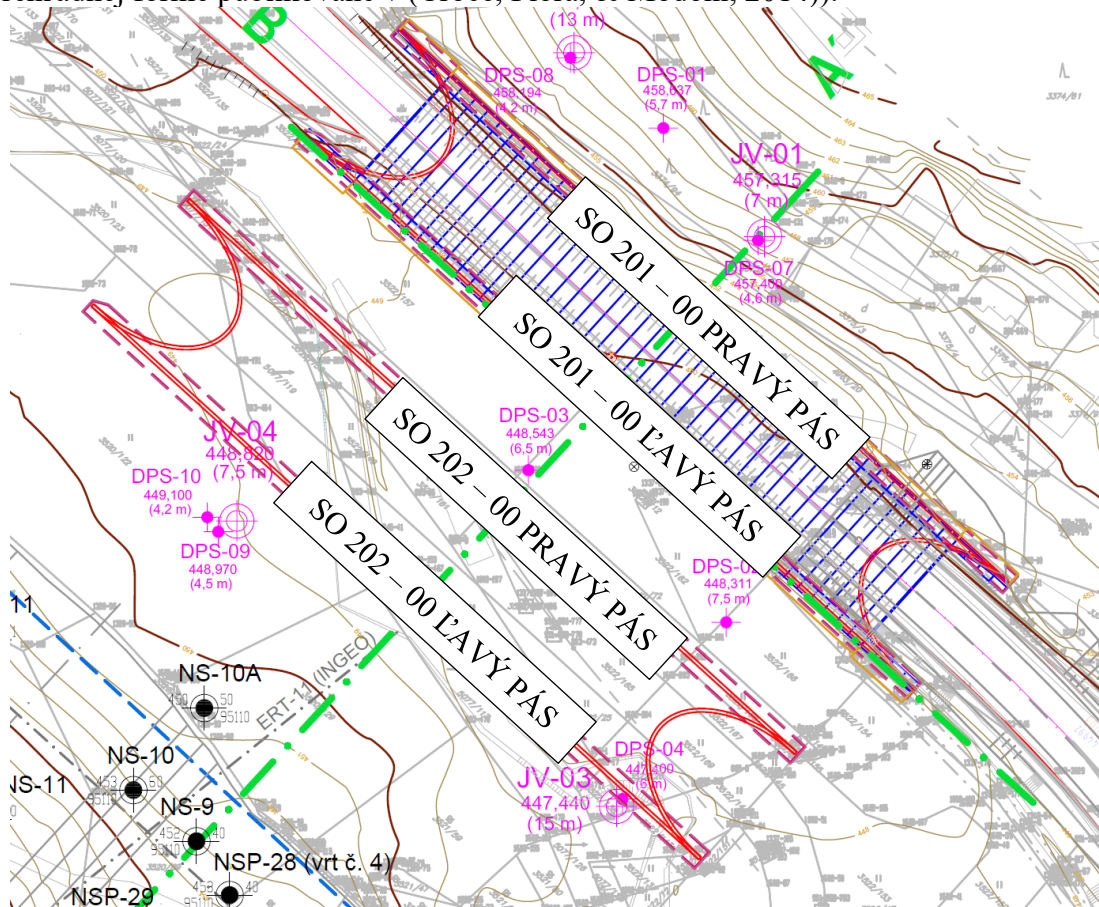
Realizované prieskumné práce pre SO 201 – 00 a SO 202 – 00 boli považované pre realizáciu navrhovanej konštrukcie ako nedostatočné. Prieskumné diela čiastočne pokrývajú len ľavý základ SO 202 – 00, ostatné tri základové pásy nie sú pokryté prieskumnými sondami (Obr. 1). Pre líniové stavby je podľa (STN EN 1997-2, 2008) B.3 (1) odporúčaný rozsah prieskumných diel so vzdialenosťou 20 – 200 m a pre špeciálne konštrukcie je to 2 – 6 prieskumných bodov na základ. Z tohto dôvodu bolo zhotoviteľom špeciálneho zakladania vykonaných pred realizáciou prác špeciálneho zakladania 18 doplnkových dynamických

penetračných skúšok za účelom vyčlenenie polôh uľahnutých štrkov vhodných na votknutie päty pilierov tryskovej injektáže.

2.1 Geotechnický model uvažovaný v rámci návrhu

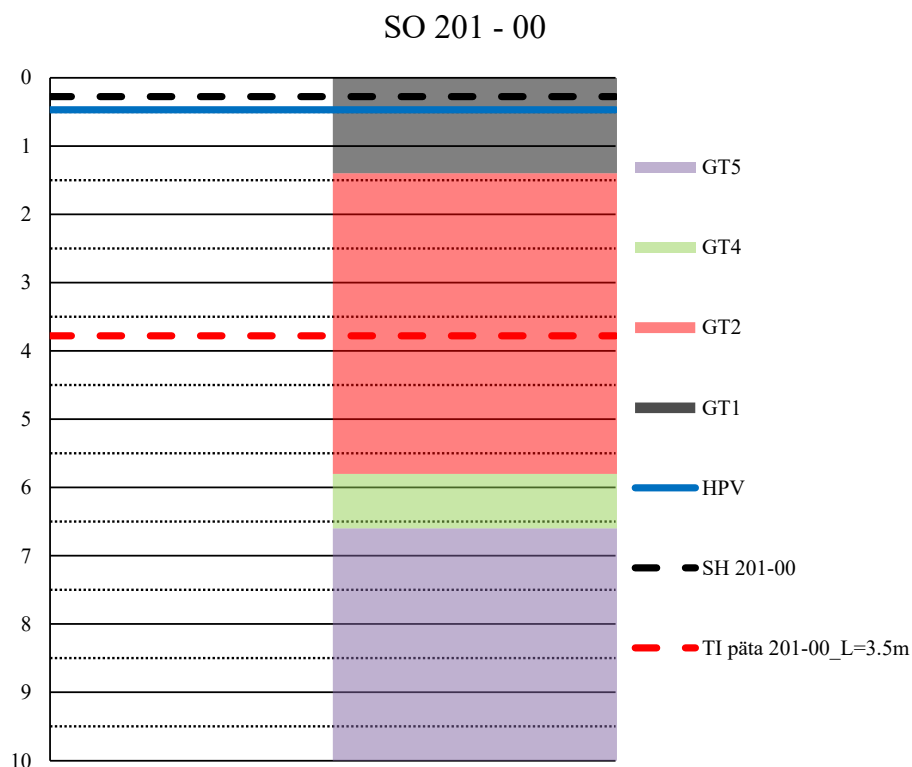
Pre posúdenie základových pásov SO 201 – 00 a SO 202 – 00 bol uvažovaný totožný geotechnický model s uvažovaním fluvialneho pokryvu nad vrstvou paleogénnych hornín (Obr. 2, Obr. 3). Charakter fluvialneho pokryvu sa v rámci posúdení uvažoval pre všetky navrhované konštrukcie zhodný. Medzi spodnou hranou podkladného betónu a povrchom fluvialnych štrkov sa nepredpokladala mocnosť jemnozrnných náplavov GT1 viac ako 1,0 m. Predbežne sa v projekte uvažovalo v mieste pravého základu SO 201 – 00 s rovnakým geotechnickým modelom ako pre ľavý základ SO 201 – 00 nakoľko v tomto mieste absentovali akékoľvek údaje o inžinierskogeologických pomeroch.

Parametre zemín a hornín použité vo výpočtoch sú uvedené v Tab. 1. Pri určení týchto parametrov sa vychádzalo z výsledkov (CAD-ECO a.s., 09/2022), skúseností autora, (Bustamante & Gouvenot, 2001), (Croce, Flora, & Modoni, 2014). Pri paleogénnych horninách sa uvažuje s postupným nárastom pevnostných a deformačných parametrov, tak ako s hĺbkou klesá stupeň zvetrania a porušenosti tohto typu podložia. Pri určení plášťového trenia a odporu pilierov tryskovej injektáže na päte sa orientačne vychádzalo z prevodu počtu úderov ťažkej dynamickej penetračnej sondy na odpor na hrote statickej penetračnej sondy (DIN 4014, 03/1990), (Masopust, 1994)). Na základe takto prevedenej hodnoty odporu na hrote statickej penetrácie, boli plášťové trenie na plášti tryskovej injektáže a odpor pilierov tryskovej injektáže na päte získané s ohľadom na údaje uvedené v (Bustamante & Gouvenot, 2001) (grafy v prehľadnej forme publikované v (Croce, Flora, & Modoni, 2014)).

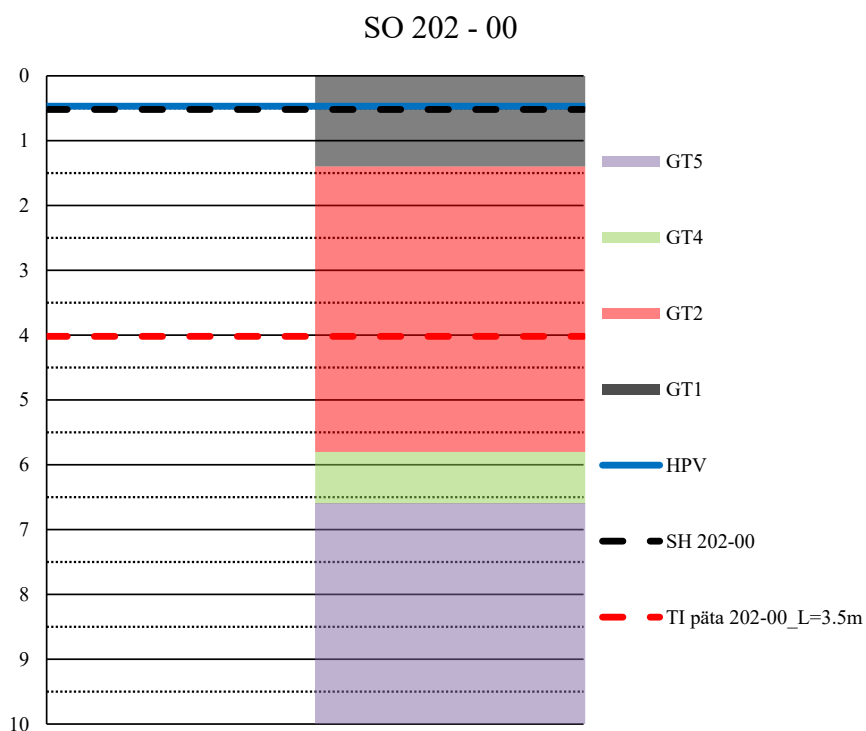


Obr. 1: Situácia lokality (CAD-ECO a.s., 09/2022).

Fig. 1: Site location plan (CAD-ECO a.s., 09/2022).



Obr. 2: Geotechnický model použitý pre návrh a posúdenie prvkov založenia SO 201 – 00.
Fig. 2: Geotechnical model used for the design and assessment of foundation elements of SO 201 – 00.



Obr. 3: Geotechnický model použitý pre návrh a posúdenie prvkov založenia SO 202 – 00.
Fig. 3: Geotechnical model used for the design and assessment of foundation elements of SO 202 – 00.

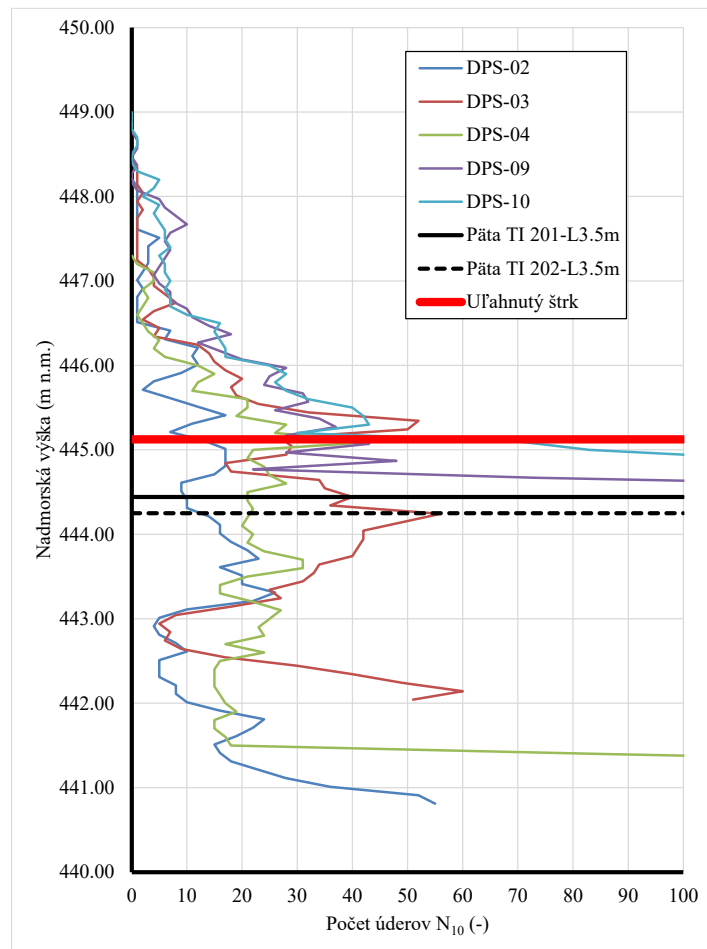
Tab. 1: Parametre zemín a hornín použité vo výpočtoch.

Tab. 1: Soil and rock parameters used in the calculations.

Materiálový model	Genéza	Skupina	Trieda zeminy	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	φ_{ef} (°)	c_{ef} (kPa)	σ_t (kPa)	q_s (kPa)	q_b (kPa)	k_h (MN/m ³)	E_{def} (MPa)	ν (-)	β (-)	E_p (MPa)	E_{oed} (MPa)
MC	Kvartér Fluviálny	GT1	S4-SM/S5-SC/F3-MS/F4-CS	19.0	19.5	27	6	-	60	-	40 30 - PR 15 - ZR	8.0	0.35	0.62	4.24	12.8
MC	Kvartér Fluviálny	GT2	G3-GF/G5-GC	20.0	21.0	34	0	-	150	2000	155 116.25 - PR 58.13 - ZR	85.0	0.25	0.83	29.58	102.0
MC	Kvartér Deluviálny	GT3	G5-GC/F2-CG	19.0	20.0	28	15	-	100	1500	-	15.0	0.35	0.62	6.98	24.1
MC	Paleogén eluvium porušený	GT4	G5-GC/F2-CG charakter suite úlomky R3/R4/R5	22.0	22.0	30	12	-	150	2000	-	50.0	0.3	0.74	19.52	67.3
MC	Paleogén zvetraný slabo zvetr.	GT5	Ílovce (R4-R5)	22.0	22.0	32	20	-	200	2500	-	100.0	0.3	0.74	67.31	134.6
MC	Paleogén > cca 10 m p.t.	GT6	Ílovce (R3-R4) Pieskovce (R1-R2)	22.0	22.0	32	30	-	-	-	-	300.0	0.25	0.83	-	360.0
MC	Zásyp	GT7	Zemina zásypu klenby a pred klenbou G1-G5	21.0	21.0	30	0	-	-	-	-	65.0	0.3	0.74	-	87.5
MC	Trysková injekcia	GT8	Trysková injekcia - priemer a3.0 (σ_{UCSd} = min. 3.4 MPa)	21.0	21.0	30	390	5	-	-	-	1208.4	0.3	0.74	-	1626.6

Vysvetlivky k Tab. 1:

γ – prirodzená objemová tiaž, γ_{sat} – objemová tiaž nasýtenej zeminy, φ_{ef} – efektívny uhol šmykovej pevnosti, c_{ef} – efektívna súdržnosť, q_s – trenie na plášti tryskovej injektáže (Bustamante & Gouvenot, 2001) uvedené v (Croce, Flora, & Modoni, 2014)), q_b – únosnosť päty piliera tryskovej injektáže (Bustamante & Gouvenot, 2001) uvedené v (Croce, Flora, & Modoni, 2014)), E_{def} – deformačný modul zeminy / horniny, ν – Poissonovo číslo, E_p – presiometrický modul (STN 72 1004, 1990), E_{oed} – oedometrický modul, k_h – modul vodorovnej reakcie podložia (PR – predný rad pilierov; ZR – zadný rad pilierov).



Obr. 4: Počet úderov ťažkej dynamickej penetračnej sondy potrebný na zarazenie o 10 cm.

Fig. 4: Number of blows of the heavy dynamic penetration probe required to drive it by 10 cm.

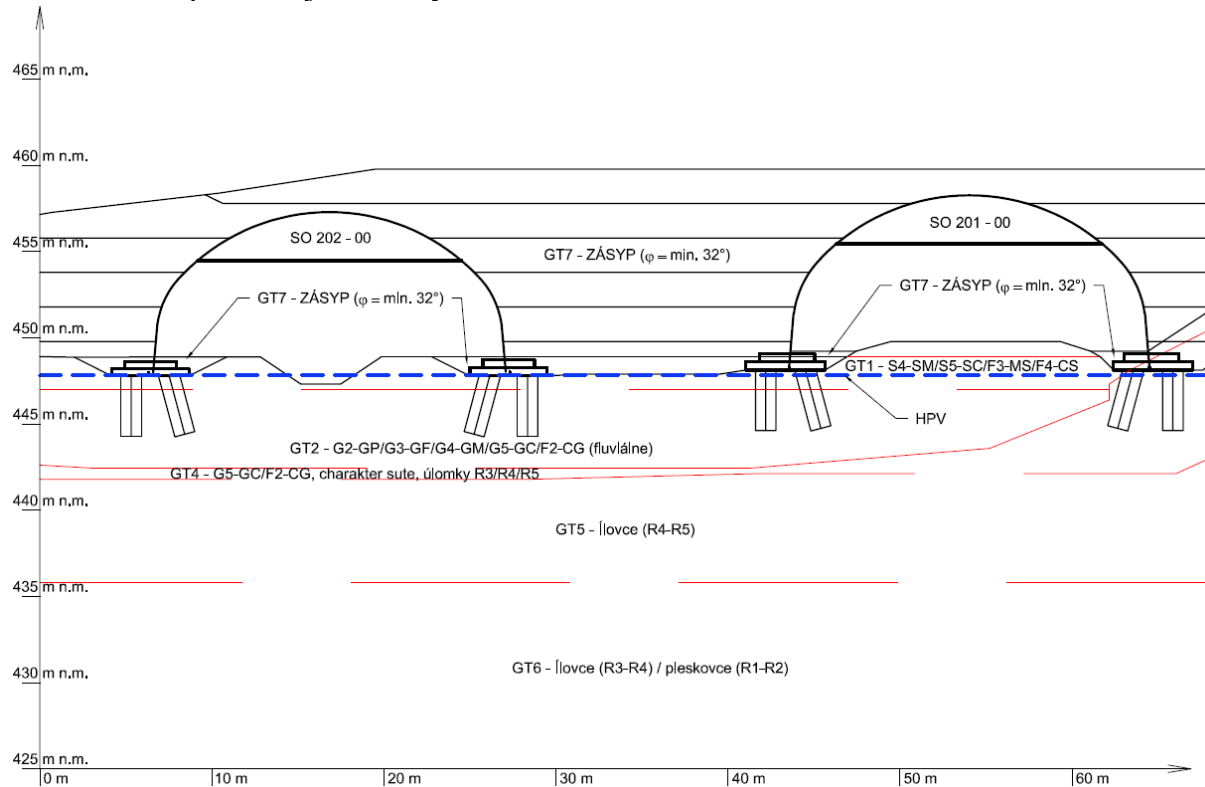
3 Založenie na pilieroch tryskovej injektáže

Založenie objektov SO 201 – 00 a SO 202 – 00 bolo navrhnuté na pilieroch tryskovej injektáže dĺžky 3,5 m s priemerom 1,5 m. Rozstup pilierov je 3,0 m. Pilieri prvej rady boli navrhnuté ako uklonené pod uhlom 15°. Dĺžka pilierov tryskovej injektáže bola navrhnutá s ohľadom na hĺbku uľahnutých štrkov (Obr. 4). Tento typ podložia sa mal nachádzať približne v hĺbke 2,5 – 3,0 m pod spodnou hranou základovej škáry. Ukončenie injektáže je teda navrhované v uľahnutých štrkoch, v hĺbke približne 3,5 m pod spodnou hranou základovej škáry.

Požadovaná minimálna charakteristická pevnosť tryskovej injektáže v prostom tlaku po 28 dňoch bola 6,0 MPa, požadovaná minimálna návrhová pevnosť tryskovej injektáže

v prostom tlaku po 28 dňoch bola 3,4 MPa. Požadovaný deformačný modul telesa tryskovej injektáže bol $E_{TI} = 3000$ MPa.

Nad hlavami pilierov tryskovej injektáže bol realizovaný podkladný betón, na ktorom bol uložený monolitický základový pás. Na monolitickom základovom páse bola následne uložená prefabrikovaná klenbová päťka s dobetónávkou tejto päťky zo strany zeminy. Overenie priemeru pilierov tryskovej injektáže bolo počas realizácie overené na základe akustických metód (Acoustic Column Inspector – Keller špeciálne zakladanie spol. s.r.o.). Model konštrukcie a podložia je uvedený na Obr. 5.



Obr. 5: Model konštrukcie a podložia.

Fig. 5: Structure and subsoil model.

4 Metodika výpočtov

Metodika a postup výpočtov je nasledovný:

1. Výpočet zvislého zaťaženia na jednotlivé prvky tryskovej injektáže (R 1)
2. Výpočet pomeru prerozdelenia vodorovného zaťaženia na jednotlivé prvky tryskovej injektáže
 - Výpočet modulov vodorovnej reakcie podložia k_h s ohľadom na rozstup pilierov tryskovej injektáže podľa (DIN 4014, 03/1990) a (Masopust, 1994). Moduly k_h sú uvedené pre predný rad (PR) a zadný rad (ZR) stĺpov tryskovej injektáže v Tab. 1
 - Redukovanie celkovej vodorovnej sily o 67% návrhovej hodnoty pasívneho zemného odporu (12 kN/m; resp. 36 kN pre skupinu dvoch pilierov v osovej vzdialenosti 3,0 m).
 - Výpočet prerozdelenia účinkov vodorovných zaťažení v sw SCIA Engineer 18.1. Uvažovaný je rámový model, kde sú stĺpy tryskovej injektáže kĺbovo prepojené v úrovni hláv a vodorovné pružné uloženie je uvažované v zmysle predošlého bodu.
 - Porovnanie prerozdelenia vodorovných účinkov a výsledných vnútorných síl z viacerých výpočtových modelov (GEO5 – Pilota, samostatný pilier s analytickými výpočtom prerozdelenia; Plaxis 2D, analytický výpočet prerozdelenia zaťaženia pre samostatné piliere tryskovej injektáže a výpočet s ekvivalentnou rámovou

konštrukciou; SCIA Engineer 18.1, analytický výpočet prerozdelenia zaťaženia pre samostatné piliere tryskovej injektáže a výpočet s ekvivalentnou rámovou konštrukciou).

- Finálne prerozdelenie pre jednotlivé fázy bolo získané ako maximálna hodnota pre predný a zadný rad získaná z analýzy zaťažovacích stavov MSU (zvislá sila MSU, vodorovná sila MSU), MSP (zvislá sila MSP, vodorovná sila MSP) a najnepriaznivejšieho stavu V_{min} / H_{max} (zvislá sila MSP, vodorovná sila MSU).

3. Výpočet vodorovnej únosnosti pre jednotlivé fázy výstavby

- Výpočet vodorovnej únosnosti na styku betónov rôzneho veku.
- Výpočet vodorovnej únosnosti na styku pilierov tryskovej injektáže a monolitických betónových prvkov.

4. Výpočet návrhovej zaťažovacej krivky piliera tryskovej injektáže (GEO)

- Charakteristická zaťažovacia krivka vypočítaná s návrhovými hodnotami odporu na päte a na plášti piliera tryskovej injektáže je vydelená hodnotou $\zeta_3 = 1,25$ (delené sú hodnoty výsledných síl).

5. Výpočet sadania s vplyvom skupinového spolupôsobenia medzi piliermi tryskovej injektáže

- Výpočet na základe vzájomnej interakcie pilierov tryskovej injektáže.
- Výpočet pre ekvivalentný základový pás (fiktívny plošný základ) v päte pilierov tryskovej injektáže (s vplyvom priťaženia násypom za základom).

6. Výpočet vnútorných síl (pričné sily a ohybové momenty) na tryskovej injektáži

- Výpočet realizovaný pružným vodorovným podpretím piliera tryskovej injektáže so zohľadnením interakcie pilierov v rámci skupiny.

7. Posúdenie únosnosti pilierov tryskovej injektáže (STR)

- Posúdenie interakcie pôsobiacich síl (osová sila, priečna sila, ohybový moment).
- Pri osovej sile sa úbytok sily trením predpokladá po dĺžke prvku lineárny. Z návrhovej zaťažovacej krivky bola určená závislosť medzi osovou silou v hlave prvku a celkovým mobilizovaným trením na plášti prvku. Takto je pre každú prípustnú silu v hlave pilierov definované trenie, ktoré je následne prepočítané na jednotku dĺžky prvku.

8. Overenie na orientačnom numerickom modeli

4.1 Zaťaženia

V rámci podkladov boli pre stavebné objekty SO 201 – 00 a SO 202 – 00 dodané generálnym projektantom zaťaženia, zohľadňujúce fázy výstavby aj trvalý stav používania. Sily pôsobia v úrovni stredu spodnej hrany klenbovej pätky, v osi klenbovej pätky. Rozdelenie zvislých síl do jednotlivých pilierov tryskovej injektáže v rámci posudzovaného úseku bolo počítané podľa vzorca R 1 pre i -ty pilier ako:

$$R\ 1 \quad F_i = \frac{F_{Ed}}{n} \pm \frac{F_{Ed} \cdot e_{x,x}}{\sum x^2} \pm \frac{F_{Ed} \cdot e_{y,y}}{\sum y^2}$$

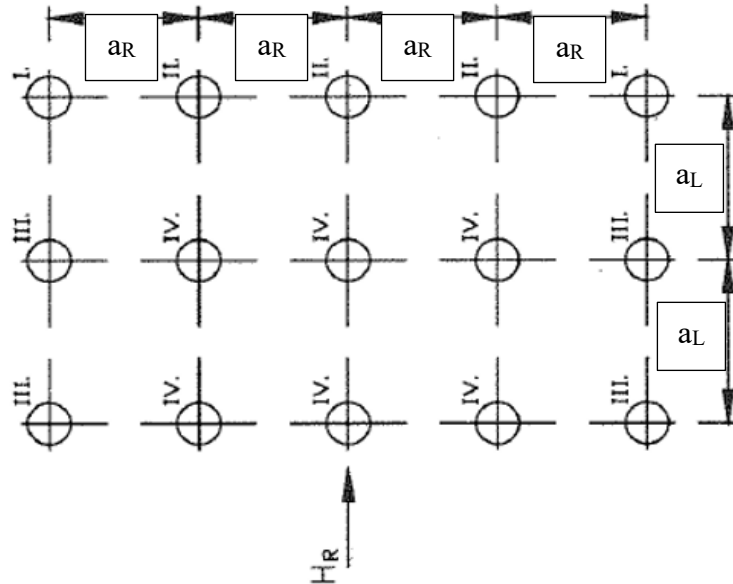
, kde F_{Ed} je zvislá sila, n je počet pilierov, x / y sú súradnice stredu piliera od ťažiska prvkov základu, e_x / e_y sú excentricity zvislej sily voči ťažisku základových prvkov vypočítané ako $e_x = M_y / F_{Ed}$ ($e_y = M_x / F_{Ed}$). Spojenie medzi piliermi tryskovej injektáže a základovým pásom je uvažované ako klbové.

4.2 Výpočet vodorovného uloženia priečne zaťažených prvkov

Pri posúdení skupiny prvkov hĺbkového zakladania na účinky priečných zaťažení bol v úvahu braný fakt, že piliere tryskovej injektáže sa vzhľadom k ich malej osovej vzdialenosti budú ovplyvňovať. Pri uvážení takéhoto efektu, bude prerozdelenie horizontálnych síl

pôsobiacich v úrovni základovej škáry na jednotlivé prvky, vzťahnuté k ich polohe v rámci skupiny a ku smeru pôsobiaceho zaťaženia (DIN 4014, 03/1990), (Masopust, 1994).

Pri skupine priečne zaťažených prvkov je možné v rámci skupiny, vzhľadom k ich polohe a smeru pôsobiaceho zaťaženia, rozdeliť piliere do skupín I. – IV., podľa Obr. 6. V takomto rozložení preberú prvky typu I najviac zaťaženia a vnútorné prvky typu IV. (najviac ovplyvnené skupinovým efektom), preberú najmenej zaťaženia. V návrhu konštrukcií sa podľa Obr. 6 uvažovalo s prítomnosťou prvkov typu II. a IV.



Obr. 6: Skupina priečne zaťažených pilôt, upravené podľa (Masopust, 1994).

Fig. 6: Group of transversely loaded piles, adapted from (Masopust, 1994).

Pre zmenšovacie koeficienty platia nasledovné rovnice, kde d je priemer pilóty:

- R 2 $\alpha_L = 0,25 + 0,125 \cdot \frac{a_L}{d}$ ak $2 \leq a_L/d \leq 6$
 R 3 $\alpha_L = 0,50$ ak $a_L/d < 2$
 R 4 $\alpha_L = 1,00$ ak $a_L/d > 6$
 R 5 $\alpha_{RA} = 0,70 + 0,10 \cdot \frac{a_R}{d}$ ak $2 \leq a_R/d \leq 3$
 R 6 $\alpha_{RZ} = 0,25 + 0,25 \cdot \frac{a_R}{d}$ ak $2 \leq a_R/d \leq 3$
 R 7 $\alpha_{RA} = \alpha_{RZ} = 1,0$ ak $a_R/d > 3$ pre $a_R/d < 2$ sa úloha rieši ako pre pilótové steny

Zmenšovacie koeficienty sú pre jednotlivé typy prvkov v rámci skupiny následne dopočítané ako:

- R 8 $\alpha_{iI} = 1 \cdot \alpha_{RA}$
 R 9 $\alpha_{iII} = 1 \cdot \alpha_{RZ}$
 R 10 $\alpha_{iIII} = \alpha_L \cdot \alpha_{RA}$
 R 11 $\alpha_{iIV} = \alpha_L \cdot \alpha_{RZ}$

Hodnota k_{hi} je potom vypočítaná ako:

- R 12 $k_{hi} = \alpha_i \cdot k_h$

4.3 Posúdenie pilierov tryskovej injektáže

4.3.1 Posúdenie pilierov tryskovej injektáže (GEO)

4.3.1.1 Výpočet zaťažovacej krivky piliera tryskovej injektáže

Charakteristická únosnosť piliera tryskovej injektáže (stav GEO) je počítaná ako únosnosť plášťa v súčte s únosnosťou päty. Charakteristická únosnosť päty ($q_{b,k}$) je počítaná podľa vzorca:

$$R_{13} \quad q_{b,k} = c'_k \cdot N_c + q' \cdot N_q + \gamma' \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma$$

, kde c'_k je hodnota súdržnosti v kPa; q' efektívne priťaženie v päte vplyvom hĺbky založenia v kNm^{-2} ; γ' efektívna objemová tiaž základovej pôdy pod základovou škárou v kNm^{-3} ; B priemer základu v m; N_c , N_q , N_γ súčinitele únosnosti závislé od návrhovej hodnoty uhla šmykovej pevnosti. Návrhová únosnosť päty piliera je následne vypočítaná ako:

$$R_{14} \quad R_{bd} = K_l \cdot A_b \cdot \frac{q_{b,k}}{\gamma_b}$$

, kde K_l je súčiniteľ narastajúci s hĺbkou založenia, A_b je plocha päty piliera, γ_b je súčiniteľ únosnosti = 1,1. Návrhová únosnosť plášťa je počítaná ako:

$$R_{15} \quad R_{sd} = u \cdot \sum (h_i \cdot q_{sik}) / (\gamma_s)$$

, kde u je obvod piliera, h_i je mocnosť vrstvy s plášťovým trením q_{sik} a $\gamma_s = 1,1$. Hodnoty charakteristickej únosnosti päty $q_{b,k}$ a charakteristického plášťového trenia q_{sik} boli určené aj s ohľadom na závislosť medzi odporom na hrote statickej penetračnej skúšky (tu korelované s počtom úderov ťažkej dynamickej penetračnej sondy (DIN 4014, 03/1990), (Masopust, 1994)) a skúmanými veličinami $q_{b,k} / q_{sik}$ (Bustamante & Gouvenot, 2001) (uvedené v (Croce, Flora, & Modoni, 2014)).

Charakteristická zaťažovacia krivka samostatného piliera tryskovej injektáže bola vypočítaná podľa (Burlon, Frank, Baguelin, Habert, & Legrand, 2014), (Abchir, Burlon, Frank, J., & Legrand, 2016) na základe takzvaných $\tau - w_z$ a $q - w_b$ kriviek, simulujúcich mobilizáciu plášťového trenia a odporu na päte v závislosti na zvislom posune. Pri výpočte charakteristickej zaťažovacej krivky boli použité návrhové plášťové trenia q_s (q_{sik} / γ_s) a návrhová únosnosť päty q_b ($q_{b,k} / \gamma_b$). Charakteristické zaťažovacie krivky boli vypočítané podľa nasledovných závislostí:

$$R_{16} \quad \tau(w_z) = q_s \cdot (1 - e^{-w_z / \lambda_s})$$

$$R_{17} \quad q(w_b) = q_b \cdot (1 - e^{-w_b / \lambda_b})$$

, kde $\tau(w_z)$ a $q_b(w_b)$ sú funkcie mobilizácie plášťového trenia a odporu na päte v závislosti na posune w_z , resp. w_b , q_s a q_b sú maximálne plášťové trenia a maximálny odpor na päte a λ_s a λ_b sú definované ako:

$$R_{18} \quad \lambda_s = \frac{q_s \cdot B}{\alpha_s \cdot E_M}$$

$$R_{19} \quad \lambda_b = \frac{q_b \cdot B}{\alpha_b \cdot E_M}$$

, kde B je priemer piliera tryskovej injektáže (tu je $B = 1,5$ m), E_M je presiometrický modul, α_s a α_b sú koeficienty závislé od typu zeminy (pre triedy GT1 – GT4 je $\alpha_s = 0,8$ a $\alpha_b = 4,8$ a pre triedu GT5 je $\alpha_s = 2,0$ a $\alpha_b = 9,0$). Hodnoty síl z charakteristickej zaťažovacej krivky boli, pre získanie návrhovej únosnosti piliera tryskovej injektáže a návrhovej zaťažovacej krivky, vydelené súčiniteľom $\xi_3 = 1,25$. Charakteristická tuhosť piliera tryskovej injektáže bola určená z návrhovej zaťažovacej krivky pre maximálnu charakteristickú silu F_{Ek} (maximálna charakteristická sila z SO 201 – 00 a SO 202 – 00)

Navýšenie sadania vplyvom skupinové účinku bolo uvažované podľa (Poulos, 1968), (Caputo & Viggiani, 1983).

R 20

$$w_i = w_l \cdot \sum_{j=1}^n Q_j \cdot \alpha_{ij}$$

, kde w_i je zvýšenie sadania skúmaného zaťaženého piliera tryskovej iniektáže, w_l je počiatočný sklon zaťažovacej krivky získaný regresnou analýzou modelu návrhovej zaťažovacej krivky podľa (Chin, 1970), Q_j je zaťaženie j – teho prvku piliera tryskovej iniektáže a α_{ij} je interakčný faktor závislý na priemere piliera a osovej vzdialenosti pilierov a je vypočítaný ako (Modoni & Bzówka, 2012):

R 21

$$\alpha_{ij} = e^{-0,52 \cdot (s/D)}$$

, kde s je osová vzdialenosť pilierov a D je ich priemer.

4.3.1.2 Výpočet sadania podložia – ekvivalentný pás

Konečné sadanie základovej pôdy (celkové alebo čiastkové) pod vyšetrovaným bodom odporúča norma (STN 73 1001, 2010) určovať z rovnice R 22. Tento vzťah nepredpokladá roztlačanie základovej pôdy pod základom do strán:

R 22

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,i} - m_i \cdot \sigma_{or,i}}{E_{oed,i}} \cdot h_i$$

, kde s je sadanie uvažovaného bodu; $\sigma_{z,i}$ zvislá zložka napätia pod uvažovaným bodom vplyvom prítlačenia stavbou σ_{ol} v strede i -tej vrstvy; m_i opravný súčiniteľ prítlačenia, ktorý sa pre i -tú vrstvu stanoví v závislosti od druhu základovej pôdy; $\sigma_{or,i}$ pôvodné geostatické napätie v strede i -tej vrstvy; h_i hrúbka i -tej vrstvy; $E_{oed,i}$ návrhový oedometrický modul i -tej vrstvy základovej pôdy.

4.3.2 Posúdenie pilierov tryskovej iniektáže (STR)

4.3.2.1 Návrhová pevnosť materiálu tryskovej iniektáže

Návrhová pevnosť materiálu tryskovej iniektáže f_d je podľa (STN EN 12716, 12/2019) stanovená ako:

R 23

$$f_d = \alpha \cdot f_k / \gamma_m$$

, kde α je súčiniteľ zohľadňujúci dlhodobé účinky zaťaženia na pevnosť v tlaku ($\alpha = 0,85$), γ_m je súčiniteľ spoľahlivosti pre pevnosť v prostom tlaku rovný 1,5 a f_k je charakteristická pevnosť v prostom tlaku. Pre navrhovanú charakteristickú pevnosť v prostom tlaku $f_k = 6,0$ MPa je teda návrhová pevnosť v prostom tlaku $f_d = 3,4$ MPa.

Pri kombinovanom posúdení ohybu a šmyku (súčasné pôsobenie normálového a šmykového napätia) sa podľa (DIN 4093, 11/2015) uvažuje, že v posudzovanom reze by maximálne normálové napätie nemalo presiahnuť $\sigma_{max} \leq 0,7 \cdot f_d$ a súčasne by maximálne šmykové napätie nemalo presiahnuť hodnotu $\tau_{max} \leq 0,2 \cdot f_d$.

4.3.2.2 Výpočet napätí v priereze

Pre tu navrhované prvky sa uvažuje s prevodom kruhového prierezu na štvorcový prierez s dĺžkou strany $h = 1,33$ m ($A = 1,77$ m²; $W = 0,39$ m³; $e_{lim1} = 0,22$ m; $e_{lim2} = 0,44$ m). V prípade, že je celý prierez tlačný (výslednica zvislej sily je v jadre prierezu) a teda excentricita zvislej sily je $e_{lim1} \leq h/6$, potom sú maximálne normálové σ_{max} a šmykové τ_{max} napätia počítané ako:

R 24

$$\sigma_{max} = \frac{V}{A} + \frac{V \cdot e}{W}$$

R 25

$$\tau_{max} = \frac{1,5 \cdot H}{A}$$

, kde V je zvislá sila, e je vypočítaná excentricita, A je plocha prierezu, W je prierezový modul, H je vodorovná sila. V prípade, že je prierez čiastočne ťahaný (výslednica zvislej sily je mimo jadra prierezu) a teda excentricita zvislej sily je $h/6 \leq e_{lim2} \leq h/3$, potom sú maximálne normálové σ_{max} a šmykové τ_{max} napätia počítané ako:

R 26

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot V}{l_l \cdot B}$$

R 27

$$\tau_{max} = \frac{l_l \cdot 5 \cdot H}{A'}$$

, kde l_l je 3* vzdialenosť výslednice od okraja prierezu, B je šírka prierezu, A' je tlačaná plocha prierezu.

4.4 Výpočet metódou konečných prvkov

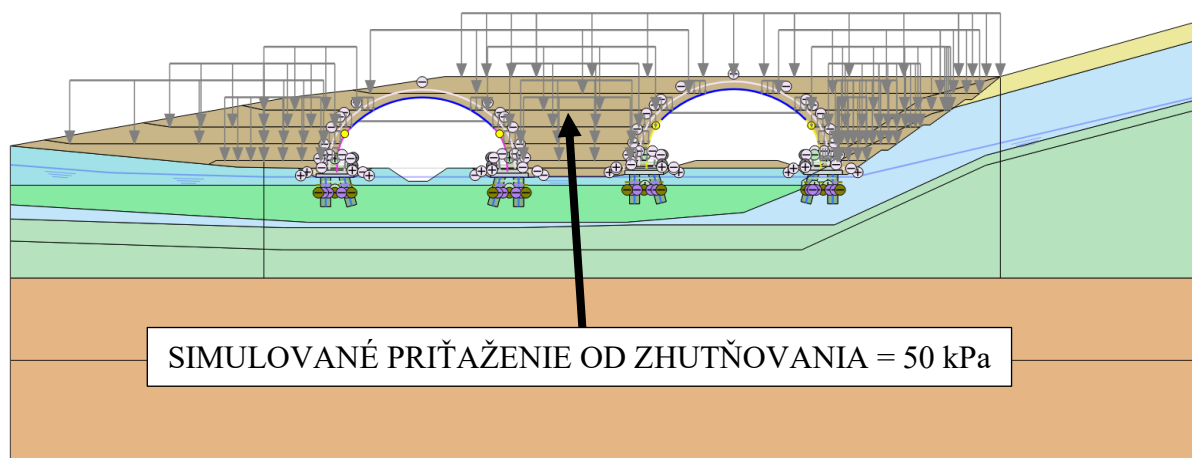
Výpočet metódou konečných prvkov bol realizovaný v sw Plaxis 2D (PLAXIS, 2022). Pre modelovanie zemín a hornín bol použitý Mohr – Coulomb materiálový model, pre modelovanie klenby bol použitý lineárne pružný model s prvkom *plate*. Samotné piliere tryskovej injektáže boli v rámci prípravy projektu modelované tromi spôsobmi a to ako:

- oblasť s priemernými pevnostnými a deformačnými parametrami (vážený priemer zemina – injektáž s ekvivalentnou šírkou oblasti 1,2 m),
- prvky *embedded beam row*,
- prvky *plate*.

V tomto texte sú zobrazené len výsledky pre model s tryskovou injektážou modelovanou ako oblasť so šírou 1,2 m. Je nutné poznamenať, že vzhľadom na obmedzené a nedostatočné množstvo vstupov je použitý MKP model len orientačný. Výsledky boli použité na skúmanie všeobecného správania sa danej konštrukcie a potvrdenie úvah v zjednodušených výpočtoch. V rámci výsledkov boli v numerickom výpočte sledované:

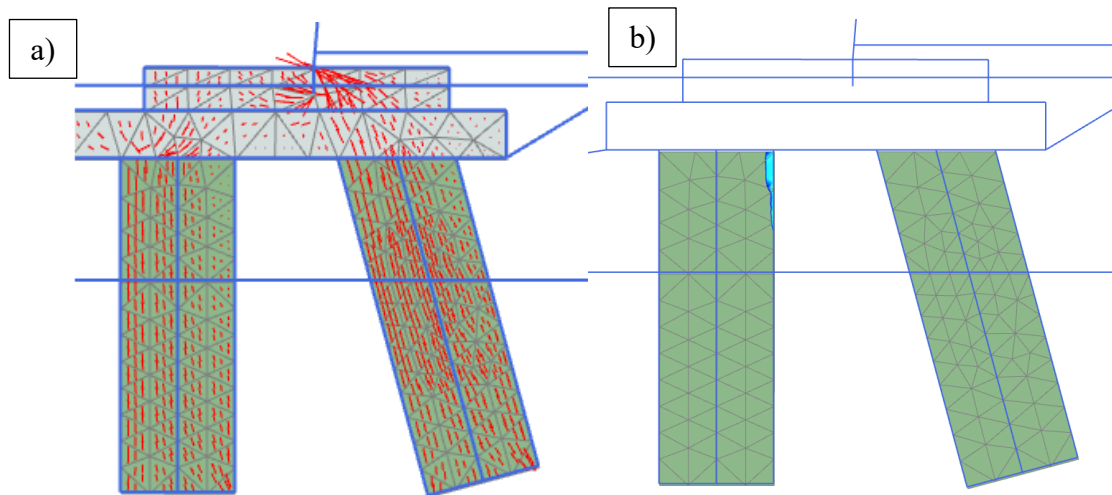
- toky hlavných tlakových napätí prechádzajúcich zo základových konštrukcií na prvky tryskovej injektáže Obr. 8,
- potenciálne ťahové oblasti Obr. 8,
- najnepriaznivejšie spôsoby porušenia masívu a konštrukcie Obr. 9,
- celkové sadanie konštrukcie Obr. 10.

Geometria numerického modelu je uvedená na Obr. 7. Na tomto obrázku je možné vidieť aj zaťaženie každej vrstvy zásypu ekoduktu. Pri výpočtoch boli zásypové vrstvy aktivované postupne. Jednotlivé vrstvy boli vždy aktivované aj so zaťažením 50 kPa simulujúcim hutniaci proces. Toto zaťaženie bolo vždy v nasledujúcej fáze deaktivované. Následne bola spustená ďalšia fáza s novou hutnenou vrstvou s priťažiením 50 kPa.



Obr. 7: Geometria numerického modelu.

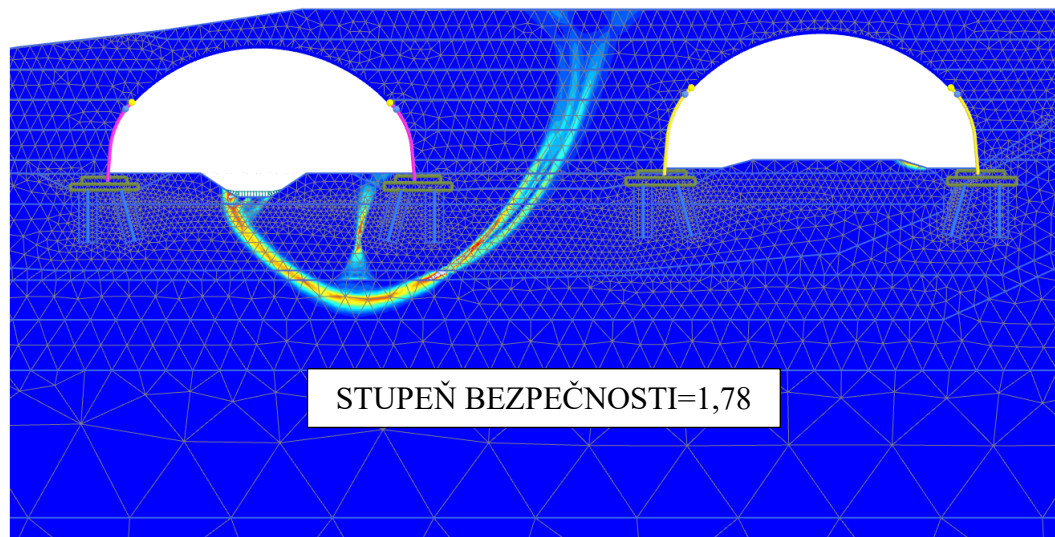
Fig. 7: Geometry of the numerical model.



Obr. 8: Hlavné napätia v pilieroch tryskovej injektáže, a) hlavné tlakové napätia σ_1 , b) hlavné ťahové napätia σ_3 .

Fig. 8: Principal stresses in jet grouting columns: a) principal compressive stresses σ_1 , b) principal tensile stresses σ_3 .

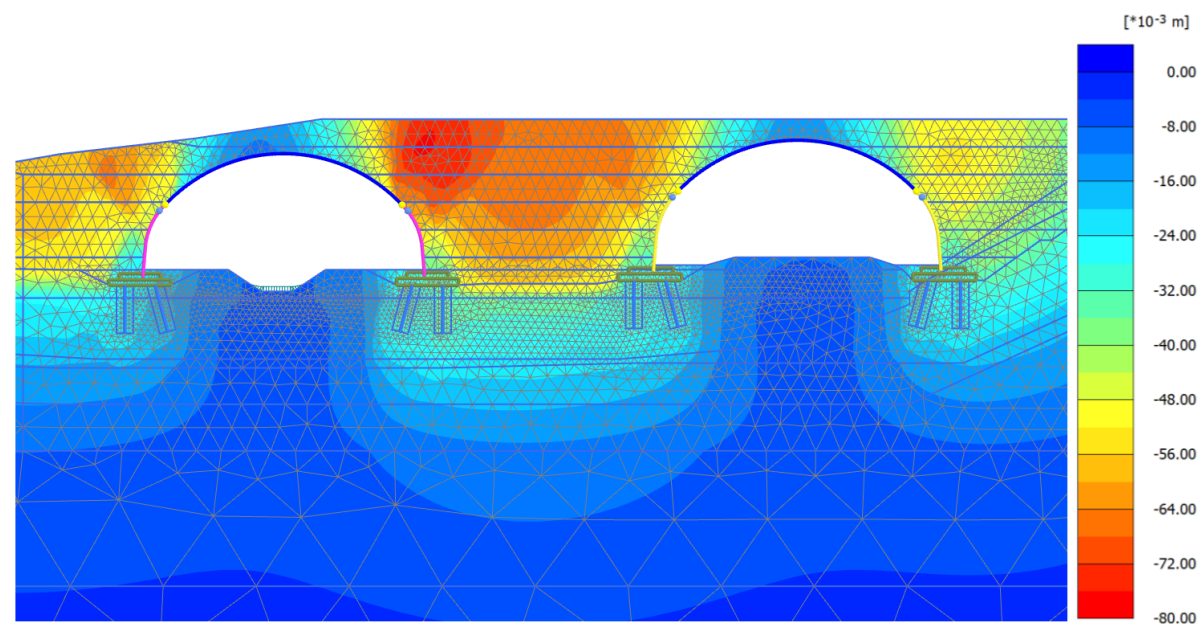
Na Obr. 8 je možné vidieť tok hlavných napätí z päty klenby cez jej základy na piliere tryskovej injektáže. Ako je možné vidieť samotné piliere nie sú priamo pod základom zaťažené rovnomerne. Tieto výsledky sú samozrejme mierne skreslené faktom, že klenba, modelovaná prvkom platy, prechádza do objemového prvku základu. Avšak, nehomogenita poľa hlavných napätí najmä na zadnom pilieri je zrejmalá. Z uvedeného je možné konštatovať, že uvažovanie čistého kĺbu v mieste spoja základu piliera tryskovej injektáže, prípadne prenos čisto zvislého zaťaženia uvažovaný v analytickom výpočtovom modeli, nie sú úplne presné.



Obr. 9: Najnepriaznivejší mechanizmus porušenia v rámci výpočtu $\varphi - c$ redukcie (Brinkgreve & Bakker, 1991).

Fig. 9: The most unfavorable failure mechanism within the $\varphi - c$ reduction analysis (Brinkgreve & Bakker, 1991)..

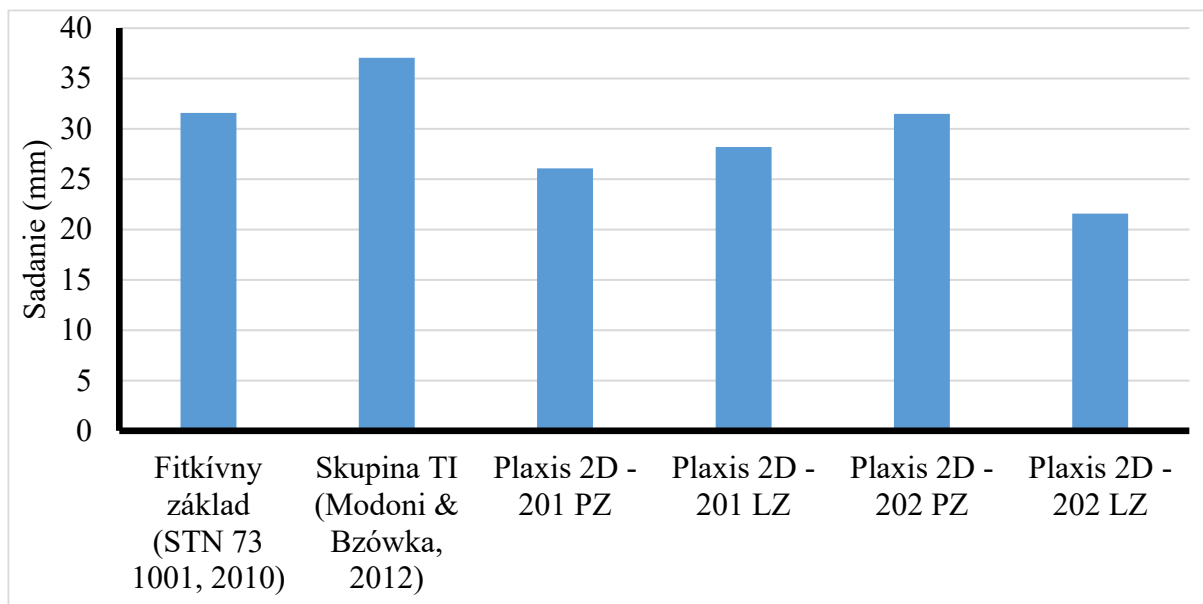
Najnepriaznivejší mechanizmus porušenia zistený numerickým výpočtom je uvedený na Obr. 9. Predpokladá sa, že sa jedná o mechanizmus, kedy je dosiahnutá únosnosť pod blokom zeminy vylepšenej piliermi tryskovej injektáže, kedy následne dochádza aj k porušeniu klínu zeminy v zásepe medzi klenbami. Stupeň bezpečnosti bol dosiahnutý na úrovni 1,78. Je nutné upozorniť, že prvky platy simulujúce klenbovú konštrukciu boli modelované ako lineárne pružné. To znamená, že výsledný stupeň stability nie je ovplyvnený porušením samotnej konštrukcie klenby.



Obr. 10: Vypočítané sadania v sw Plaxis 2D.

Fig. 10: Calculated settlements in Plaxis 2D software.

Vypočítané sadania v numerickom modeli sú znázornené na Obr. 10. Na Obr. 11 je možné vidieť porovnanie vypočítaných sadaní v numerickom modeli pre rôzne základy SO 201 – 00 a SO 202 – 00 so sadaniami vypočítanými analytickým výpočtovým postupmi. Je možné konštatovať, že dosiahnuté rozdiely sú prijateľné a v rozmedzí do 10 mm. Toto neplatí pre základ objektu SO 202 – 00, ktorý je z dôvodu geometrie nad násypu menej zaťažovaný. Zároveň je možné všimnúť si, že za pomoci numerického modelu je možné vystihnúť odlišné zaťaženia pre jednotlivé základy, rovnako ako odlišné geologické pomery pod základmi.



Obr. 11: Porovnanie vypočítaných sadaní rôznymi metódami.

Fig. 11: Comparison of calculated settlements using different methods.

5 Záver

Vďaka doplnkovým prieskumným prácam (dynamicke penetračné sondy), ktoré realizoval zhotoviteľ prác špeciálneho zakladania, bolo možné ešte pred realizáciou flexibilne reagovať na rôznorodé inžinierskogeologické pomery. Stĺpy tryskovej injektáže boli operatívne upravené, aby reflektovali potrebu votknutia do polôh uľahnutých fluvialných štrkov.

Napriek uvedenej úprave bolo vďaka nasadenej technológii tryskovej injektáže možné dodržať časový harmonogram a finančné náklady určené na práce špeciálneho zakladania.

Analýza prezentovanej technológie založenia poukázala na potrebu ďalšieho skúmania za pomoci numerických modelov kalibrovaných voči meraniam deformácií in – situ. Zároveň bude za pomoci 3D numerických modelov možné optimalizovať návrh a mechanizmy pôsobiace na priečne zaťažené piliere tryskovej injektáže.

Samostatnou výzvou do budúcnosti je použitie roznášacích vankúšov z hrubozrnného materiálu, ktoré sú umiestnené medzi betónovými základmi konštrukcie a prvkami vylepšenia podlažia. Takouto konštrukčnou úpravou je možné výrazne redukovať účinky priečných zaťažení na nevystužené prvky s nízkou únosnosťou v tlaku.

6 Referencie

- Abchir, Z., Burlon, S., Frank, R., J., H., & Legrand, S. (2016). *t–z curves for piles from pressuremeter test results. Géotechnique*, 137-148.
- Brinkgreve, R., & Bakker, H. (1991). Non-linear finite element analysis of safety factors. *Computer methods and advances in geomechanics.*, 1117-1122.
- Burlon, S., Frank, R., Baguelin, F., Habert, J., & Legrand, S. (2014). Model factor for the bearing capacity of piles from pressuremeter test results – Eurocode 7 approach. *Géotechnique*, 513-525.
- Bustamante, M., & Gouvenot, D. (2001). Dimensionnement des colonnes de jet grouting comme élément porteur et d'ancrage. *Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey*, 2777-2782.
- CAD-ECO a.s. (09/2022). *D3 Zelený most Svčinovec, Časť A - Ekodukt nad cestou I/11, Časť B - Ekodukt nad ŽSR, podrobný inžinierskogeologický prieskum.*
- Caputo, V., & Viggiani, C. (1983). Pile foundation analysis: a simple approach to nonlinearity effects. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 32.
- Croce, P., Flora, A., & Modoni, G. (2014). *Jet Grouting. Technology, Design and Control.*
- DIN 4014. (03/1990). *Bored cast-in-place piles, Formation, design and bearing capacity.*
- DIN 4093. (11/2015). *Design of strengthened soil. Set up by means of jet grouting, deep mixing or grouting.*
- Chin, F. (1970). Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure. *The Second Southeast Asian Conference on Soil Engineering*, 81-92.
- Masopust, J. (1994). *Vrtané piloty. Čeněk a Ježek.*
- Modoni, G., & Bzówka, J. (2012). Analysis of Foundations Reinforced with Jet Grouting. *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING*, 1442-1454.
- PLAXIS. (2022). *PLAXIS 2D - Reference manual CONNECT Edition V22.*
- Poulos, H. (1968). Analysis of the settlement of pile groups. *Géotechnique*, 449-471.
- STN 72 1004. (1990). *Presiometrická skúška.*
- STN 73 1001. (2010). *Geotechnické Konštrukcie. Zakladanie stavieb.*
- STN EN 12716. (12/2019). *Vykonávanie špeciálnych geotechnických prác. Prúdová injektáž.*
- STN EN 1997-2. (2008). *Navrhovanie geotechnických konštrukcií. Časť 2: Prieskum a skúšanie horninového prostredia.*