



ROAD-TRAFFIC s.r.o.
Kancelář - Korespondenční adresa:
Štramberská 515/45, 703 00 Ostrava - Hulváky
ID schránky: ykpas86
E-mail: info@road-traffic.cz

„Zlín, místní část U Majáku, ul. K Maják – skladová hala a dostavba obslužné komunikace v areálu SÚS“

Technická pomoc – zhodnocení vhodnosti způsobu založení objektu/konstrukce

Číslo zakázky:

Zhotovitel: **ROAD-TRAFFIC s.r.o.**

Zpracovatel: **doc. Ing. Jan Petrá, Ph.D., Ing. Jiří Doležel, Ph.D. – ČKAIT IM00**

OBSAH:

1. ÚVOD.....	2
2. PODKLADY.....	2
3. POPIS NAVRŽENÉHO NOVÉHO STAVU	2
4. ZÁVĚREČNÉ DOPORUČENÍ	6

-----V.ř.-----

-
Doc. Ing. Jan Petrá, Ph.D.
jednatel společnosti
ROAD-TRAFFIC s.r.o.

1. Úvod

Na základě písemné žádosti:

Správa a údržba silnic Zlínska s.r.o.
Správa majetku
Sídlem: K Majáku 5001, 760 01 Zlín
Zastoupen: Ing. Milan Hudec
(dále „zadavatel“)

a firmou

ROAD-TRAFFIC s.r.o.
Sídlem: Nivnická 665/10, 709 00 Ostrava – Mariánské Hory
Zastoupena: doc. Ing. Janem Petřem, Ph.D.
(dále „zhotovitel“)

bylo provedeno zhodnocení způsobu založení objektu skladové haly soli v areálu SÚS ve Zlíně, místní části U Majáku na ul. K Majáku, na základě obdržených podkladů, a to ve vztahu k závěrům inženýrsko-geologického průzkumu. Předmětem zhodnocení není kontrola správnosti návrhu pilotového aložení a metodiky posouzení mezních stavů únosnosti a použitelnosti a dále ve vztahu k určení vnitřních sil působících v základové spáře a hlavě piloty. **Zpracovatel hodnocení posoudil vhodnost návrhu pilotového založení skladové haly soli v souladu se závěry a doporučeními inženýrsko-geologického průzkumu.**

2. Podklady

- Projektová dokumentace „Urbanistické úpravy areálu SÚS Zlínska – 1. Etapa“ zpracovaná fa – LP PROJEKCE s.r.o., 05/2025
- Inženýrsko-geologický průzkum „Zlín, místní část U Majáku, ul. K Majáku, skladové haly soli a dostavby obslužné komunikace v areálu SÚS“, ZlínGeo, 04/2025

3. Popis navrženého nového stavu

Sklad soli je tvořen kvádrovou hmotou obdélníkového půdorysu o vnějších rozměrech 26,6x36,4 m se sedlovou střechou o mírném sklonu 10° s výškou hřebene +11,278 m. Jedná se o objekt s jedním nadzemním podlažím, bez podsklepení. Zastavěná plocha objektu je 970,84 m². Obestavěný prostor je cca 9,511 m³.

Sklad soli je osazen k východní hranici řešeného areálu, kde je dostatečný prostor pro manipulaci s nakladačem a posypovými vozy. Vstup se nachází na západní fasádě ve středu objektu, kde je následně celý prostor rozdělen na dva boxy pro skladování posypové soli. Sklad je dimenzován na uskladnění soli o hmotnosti 5000 tun při skladovací výšce 5,5 m.

Fasáda je tvořena pohledovým betonem ve svém přirozeném odstínu. Dále je fasáda doplněna provětrávanou dřevěnou fasádou ve své horní části. Šikmá střecha je tvořena velkoformátovou falcovanou krytinou.

(Převzato z PD část D.1.1. Architektoncko stavební řešení, D.1.1.-100 Technická zpráva)

3.1. Konstruktivní řešení založení objektu, základové desky

Vrchní vrstvy navážek se sestávají z asfaltového povrchu s kamenitým podkladem dále ve větší hloubce jak 0,8 m se nachází převážně jílovité a jílovopísčité zeminy ojediněle prokládané hlinitoštěrkovitým materiálem. Původní rostlý terén by měl být pak tvořen tuhými jílovitými zeminami třídy F6/F4 a níže jsou pak zvětralé jílovce třídy R6 postupně v hloubce přecházející do třídy R5. Vzhledem k relativně velké hloubce původního terénu a nosných vrstev je založení řešeno na hlubinných základech společně se základovou deskou.

V místě vystavby objektu bude odstraněna stávající asfaltový povrch, terén srovnán a bude proveda zhutněná štěrková vrstva o minimální mocnosti 0,60 m. Bude provedena srovnávací pilotovací rovina ve výšce - 0,500 m (měřeno od nuly) a budou vyvrtány piloty. Štěrkový násyp bude uložen na zhutněnou srovnanou pláň. Násyp je nutné hutnit po vrstvách o maximální výšce 250 mm.

Konstruktivní štěrkový násyp musí splňovat následující deformační parametry:

- $E_{def,2}=45 \text{ Mpa}$
- Poměr $E_{def,2}/E_{def,1}$

Skladba podloží pod skladem soli a její podlaha bude následující (směr od spodu):

- Zhutněná zemní pláň – $E_{def,1}=10$ Mpa
- Vrstva hrubého drceného kameniva frakce 16-32 mm, tloušťky 200 mm
- Vrstva šterkodrti z kameniva frakce 4-32 mm, tloušťky 370 mm
- Vrstva jemného drceného kameniva pro srovnání frakce 0-4 mm, tloušťky 30 mm (pro lepší zpevnění může být zavibrována s prolitím cementovým mlékem)
- Podkladní betonová deska z prostého betonu tl. 100 mm, třídy C12/15
- 2x PE fólie 0,2 mm (kluzná vrstva, v místě pilot vynechána)
- Ochranná netkaná geotextilie – 300 g/m² (v místě pilot vynechána)
- Konstrukce železobetonové desky

Piloty jsou navrženy jako vrtané o průměru 0,9 m. Označeny jsou P1, P2 a P3. Vnitřní piloty s označením P2 a P3 mají délku 11,60 m. Hlavy pilot s označením P2 budou ukončeny ve výšce -0,400 m. Vnitřní piloty s označením P3 (pod základovým prahem) budou ukončeny ve výšce -0,600 m. Piloty pod obvodovými stěnami s označením P1 mají délku 10,40 m. Hlava piloty je ukončena ve výšce -0,600 m.

Piloty

Obvodových pilot P1 je 21 ks – typ armokoše A1. Vnitřních pilot P2 je 30 ks – typ armokoše A2 a pilot P3 pod prahem 6 ks – typ armokoše A3. Piloty s označením P1-5, P1-6, P1-7 budou betonovány jen do výškové úrovně -1,45 m. V této části (rohu objektu) bude od této úrovně následně vyztužen a vybetonován základový práh. Beton pro piloty je navržen C25/30 – XC2.

Krytí vyztuže armokošů v pilotách je 60 mm. Výztuž pilot je zpracována na ve vykresové části. Před prováděním pilot je potřeba vytyčit správné výškové úrovně budoucí základové roznášecí desky.

Konstrukce základové desky

Základová deska je navržena jako železobetonová s přímícháním polymerových vláken. Je navržena v tloušťce 400 mm a pod stěnami je tloušťka zvětšena na 600 mm. V rohu základové desky je dále pro zajištění násypu terénu navržen práh P3 výšky 850 mm. Prah bude realizován po betonáži pilot. Deska bude propojena výztuží pilotami a samotná výztuž desky je tvořena ze skládané výztuže při spodním a horním povrchu Ø16/150 mm a při horním povrchu bude nad pilotami doplněna o další pruty Ø16/150 mm vložené mezi. Z desky bude vyvedeny výztuže do stěn v rozmezí prutů Ø16-20/150 mm. Krytí výztuže při spodním povrchu bude 40 mm, při horním povrchu 65 mm. Ze základové (podlahové) desky budou vyvedeny pruty výztuže pro následné napojení stěn. Volné okraje desek musí být opatřeny lemovací výztuží. Styky výztuže budou střídány. Navržený beton základové desky je C35/45 – XC4, XD3, XF4, XM2. Do betonové směsi budou přidány polymerová vlákna v množství 30 kg/m³. Povrch základové desky upravit na zavádlém betonu zahlazením – tzv. striáž. Základová deska bude realizována jako vodotěsná s maximálním průsakem 20 mm. U složení betonové směsi se řídit viz. ČSN P 73 24 04 ed.2 – tabulka F1 a F2 a dále ČSN EN 206+A2. Do betonové směsi přidat latentně hydraulickou struku pro zpomalení tuhnutí a zlepšení vlastností betonu proti agresivitě.

(Převzato z PD část D.1.1. Architektoncko stavební řešení, D.1.1.-100 Technická zpráva)

3.2. Inženýrsko-geologický průzkum, obecné informace, závěry

Obecné informace

Areál SÚS se nachází v terénu změněném rozsáhlými terénními úpravami při jeho výstavbě. Od vrcholové hřbetní části v severním podílu plochy přechází současný terén do svahu se sklonem a jeho postupným nárůstem k jihu. Původní terén před zástavbou tvořil svah ukloněný k VJV s nárůstem spádu až do ostře zařízlého dna údolní erozní deprese se spádníci k jihu ve východní okrajové části budoucího areálu.

V současnosti je erozní deprese v areálu SÚS a níže, v průmyslově využívaném úseku podél Březnické ulice, zavezená různorodou navážkou. Zástavba v areálu je situovaná převážně v jeho střední a západní části. Ve východní podílu plochy, která je zavezena a upravena proměnlivě mocným násypem, nade dnem erozní deprese až 5-ti m deponie, se nachází zpevněné parkovací a odstavné plochy pro techniku a v jeho jižní části 4 lehké objekty skladu soli a výrobky solanky.

Lokalita orograficky náleží ke Kudlovské vrchovině v geomorfologické podcelku Zlínské vrchoviny, celku Vizovické vrchoviny a v podsoustavě Slovensko – moravských Karpat.

Předkvartérní podloží zde budují flyšové horniny převážně vsetínských vrstev zlínského souvrství račanské jednotky magurského příkrovu, které jsou paleogenního stáří. Litologicky jsou vsetínské vrstvy reprezentované nepravidelným střídáním proměnlivě mocných souvrství jílovců a siltovců s rigidnější pískovci v objemově podružnějším zastoupení. Průběh flyšových vrstev je v generelu protažený ve směru ZJZ-VSV, sklon vrstev se vlivem provrácení mění.

Povrch flyšových hornin v přirozeném terénu lze očekávat kolem 1,5 až 2 m p.t. Převažující, tence vrstevnaté, poloskalní flyšové jílovce a siltovce bývají v mocnosti kolem 1 až 1,5 m zvětralé tř. R6, hlouběji jsou navětralé tř. R5 a lepší, s rychlým nárůstem pevnosti do hloubky.

Kvartérní pokryv na svahu představují deluviální – svahové jílovité sedimenty, místy s příměsí pískovcových sutí. Jejich konzistence je tuhá, na přechodu do zvětralého flyšového podloží jsou zeminy tuhé až pevné. Svahové hlíny byly zaznamenány sondou SP2 v hloubkovém rozhraní 3,1 až 4,5 m. Dno erozní deprese je vyplněné zeminami splavenými z přilehlých svahů a přepravenými v rámci jejího sezónního zvodnění (fluviodeluviální a aluviální sedimenty). Litologicky jde o jílovité hlíny a jíly tuhých až měkkých konzistencí, které byly sondou SP1 zastiženy v hloubkovém rozhraní 4,9-6,3 m, sondou DP5 3,9 až 5,3 m p.t. Pod objektem garáží a zpevněnou plochou v jejich jižním sousedství byly svahové hlíny odřezem svahu z větší části odtěžené. Součástí kvartérního pokryvu jsou navážky, kterými byla zavedena erozní deprese a terén ve východním podílu areálu byl upravený do současného stavu. Z geologické interpretace penetračních záznamů sestávají deponie v místě sond SP1 a SP2 ze směsi jílovitých a jílovitopísčitých zemin s penetračními odpory $q_c = 0,4-1,5$ MPa a ojediněle prokládaných hlinitošterkovitým materiálem s $q_c = 7-10$ MPa. (viz. lokální maxima na záznamu sondy SP1). Změny penetračního odporu v soudržných deponiích indikují míru ulehlosti materiálu, případně jejich nasycení na kontaktu s propustnějšími polohami nesoudržných navážek. Navážky v místě sond SP1 a SP2 jsou materiálově obdobné a podle průběhu křivek penetračního odporu q_c (MPa) zde byly deponie zřejmě navážené a plošně upravované ve stejném období.

Navážky v místě testovaném sondou DP5 jsou materiálově zcela odlišné, v hloubkovém rozhraní 2,1-3,9 m a lokálně i výše vykazující penetrační odpory kolem $q_d = 7-8$ MPa. Může jít o rozvolněné a po vrstvách rozpadlé jílovce a siltovce, které byly těženy z výkopků např. při výstavbě garáží, nebo ze zářezu terénu jižně od objektu.

Zrnitost deponií v prostoru zavedené erozní deprese se nepravidelně mění, nelze vyloučit i polohy s příměsí stavební suti (cihly, kusy betonu, dřevo a.j.) i jiného odpadu.

V krycí vrstvě pod zpevněnými plochami v nadloží deponiemi zavedené deprese jsou navážky v mocnosti až 1 m hrubozrnné, kamenité a hlinitokamenité.

Hladina podzemní vody byla v maloprůměrových průzkumných dílech změřena zakleslá v navážkách, v sondě SP1 – 4,1 m p.t. (387,2 m n.m.), v sondě DP5 – 3,4 m p.t. (384,8 m n.m.). S velkou pravděpodobností jde o infiltrované srážky, které jsou propustnějšími polohami deponií drénované směrem jihu. Sezónně zvodněné bývají i kvartérní sedimenty výplně dna erozní deprese a rozhraní na kontaktu s flyšovým povrchem. Puklinově zvodněné jsou i flyšové horniny hlouběji v masivu. Sondou SP3 byl puklinový průsak zaznamenaný mělce pod povrchem terénu.

(Převzato z IG průzkumu „Zlín, místní část U Majáku, ul. K Majáku, skladové haly soli a dostavby obslužné komunikace v areálu ÚS“)

Závěry IG průzkumu pro skladové haly soli

Geologické poměry pod projektovanými skladovými halami soli byly testované sondami SP1, SP2 a DP5.

Penetrační sondy v kombinaci s výškovým zaměřením terénu před výstavbou areálu prokázaly, že projektované objekty budou celým půdorysem umístěné nad erozní depresí zavedenou 3 až 5 m různorodé navážky. **Tři stávající, konstrukčně jednoduché a lehké objekty úložiště soli půdorysu cca 19x10 m vykazují porušení a rozvolnění desek opláštěvání vlivem sedání a dotvarování podloží. Ze stejných důvodů byla odtržena zděná zídka mezi nejvýše umístěným skladem soli a oplocením areálu. Pojezdy těžké techniky a dotvarováním podloží je porušena část zpevněné betonové plochy před prostředním objektem.**

Ze záznamů penetračních sond SP1 a SP2 jsou navážky pod zpevněným povrchem do 0,6 až 1 m p.t. hrubozrnné, kamenité s vysokými penetračními odpory $q_c \geq 30$ MPa. Hlouběji jsou navážky hlinitojílovité, místy jílovitopísčité, s penetračními odpory v rozmezí $q_c = 0,4$ až 1,5 MPa, které se cyklicky opakují v úsecích mocnosti kolem 1-1,5 m. Změny penetračního odporu indikují značnou nehomogenitu ulehlosti navážek pravděpodobně nedokonalým hutněním větších mocností rozhrnované sypaniny. Fyz.-mechanické parametry soudržných navážek tak vykazují nízké a značně proměnlivé geotechnické parametry v rozmezí:

$$\text{objemová tíha } \gamma_n = 19-19,5 \text{ kNm}^{-3}$$

$$\text{oedometrický modul deformace } E_{\text{oed}} = 2,5-6 \text{ MPa}$$

Lokální polohy nesoudržných nebo polosoudržných zahliněných šterkovitých nebo kamenitých navážek tř. F2-G4/Y, mocnosti 0,2-0,4 m, s odpory kolem 8-10 MPa, vykazují deformační parametry $E_{oed} = 30-35$ MPa. V mocnosti až 2 m byly obdobné odpory a geotechnické parametry prokázány sondou DP5 v hloubkové úrovni 2,3 až 3,7 m p.t.

Z výše uvedených rozborů lze konstatovat, že navážky v úseku zavezené údolní deprese a pod celým půdorysem nově projektovaných skladových hal jsou zrnitostně a geotechnicky velmi variabilní. Ani po relativně dlouhé době jejich uložení, úpravě a nedokonalém a proměnlivém hutnění pojezdy použitou technikou, nedošlo k významnější homogenizaci násypu vlastní vahou. Přetížení zemin násypu stavbou se pod základy projeví jejich dlouhodobějším a nerovnoměrným sedáním a dotvarováním.

Tuhá základová konstrukce, kvalitní přehutnění zemin v podzákladí a úprava základové spáry roznášecím polštářem z drceného kameniva by teoreticky mohla být pod lehčími, půdorysně kompaktními a na sedání málo citlivými stavbami dostačující.

U půdorysně rozsáhlejších staveb s většími rozpory je reálnější alternativou založení na hlubinných základech vetknutých do flyšových hornin ověřených v hloubce 4,5 m (SP2) až 6,3 m p.t. (SP1). Převažující flyšové jílovce a siltovce byly v mocnosti kolem 1,5-2 m zvětralé tř. R6, hlouběji byly navětralé tř. R5 a lepší.

(Převzato z IG průzkumu „Zlín, místní část U Majáku, ul. K Majáku, skladové haly soli a dostavby obslužné komunikace v areálu SÚS“)

3.3. Statický výpočet

Dle dostupných podkladů byl návrh a posouzení pilot proveden v modulu Pilota fa. GEO, přičemž

- Metodika posouzení: výpočet podle EN 1997
- Výpočet pro odvozené podmínky: NAVFAC DM 7.2
- Zatěžovací křivka: lineární (Poulos)
- Vodorovná únosnost: pružný poloprostor
- Návrhový přístup: 2 - redukce zatížení a odporu

Vnější piloty/obvodové

Posouzení tlačené piloty:

Únosnost piloty na plášti $R_s = 987,07$ kN

Únosnost piloty v patě $R_b = 468,45$ kN

Únosnost piloty $R_c = 1455,53$ kN

Extrémní svislá síla $V_d = 1350,00$ kN

$R_c = 1455,53$ kN $>$ $1350,00$ kN $= V_d$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace pláště tření $R_{yu} = 1363,39$ kN

Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 7,1$ mm

Celková únosnost $R_c = 1601,08$ kN

Maximální sednutí $s_{lim} = 20,5$ mm

Pro maximální užité svislé zatížení $V = 964,29$ kN je sednutí piloty 5,0 mm

Vnitřní piloty

Posouzení tlačené piloty:

Únosnost piloty na plášti $R_s = 1322,64$ kN

Únosnost piloty v patě $R_b = 468,45$ kN

Únosnost piloty $R_c = 1791,09$ kN

Extrémní svislá síla $V_d = 1670,00$ kN

$R_c = 1791,09$ kN $>$ $1670,00$ kN $= V_d$

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace pláště tření $R_{yu} = 1880,73$ kN

Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} $s_y = 8,7$ mm

Celková únosnost $R_c = 1970,20$ kN

Maximální sednutí $s_{lim} = 19,3$ mm

Pro maximální užité svislé zatížení $V = 1192,86$ kN je sednutí piloty 5,5 mm.

4. Závěrečné zhodnocení

V souladu se závěry inženýrsko-geologického průzkumu a rešeršní činností zpracovatele průzkumu hodnotíme návrh pilotového založení skladové haly za vhodný a to z důvodů:

- výrazné mocnosti různorodých nedokonale hutněných navážek v místě předpokládaného umístění haly:
„Zrnitost deponií v prostoru zavezené erozní deprese se nepravidelně mění, nelze vyloučit i polohy s příměsí stavební suti (cihly, kusy betonu, dřevo a.j.) i jiného odpadu.“,
- poruch na již stávajících objektech SÚS Zlín ve vztahu k nerovnoměrnému sedání v důsledku nesterorodosti podloží a nedostatečnému zhutnění navážek:
„Tři stávající, konstrukčně jednoduché a lehké objekty úložiště soli půdorysu cca 19x10 m vykazují porušení a rozvolnění desek opláštování vlivem sedání a dotvarování podloží. Ze stejných důvodů byla odtržena zděná zídka mezi nejvýše umístěným skladem soli a oplocením areálu. Pojezdy těžké techniky a dotvarováním podloží je porušena část zpevněné betonové plochy před prostředním objektem.“,
- velikosti objektu, kdy půdorysně se jedná o objekt půdorysu s vnějšími rozměry 26,6x36,4 m se sedlovou střechou:
„U půdorysně rozsáhlejších staveb s většími rozpory je reálnější alternativou založení na hlubinných základech vetknutých do flyšových hornin ověřených v hloubce 4,5 m (SP2) až 6,3 m p.t. (SP1). Převažující flyšové jílovce a siltovce byly v mocnosti kolem 1,5-2 m zvětralé tř. R6, hlouběji byly navětralé tř. R5 a lepší.“,
- předpokládaného dimenzování haly na uskladnění soli o hmotnosti 5000 tun při skladovací výšce 5,5 m.

Předností pilotového založení je eliminace nerovnoměrného sedání a sedání celkového objektu, a tedy minimalizování potenciálních poruch v obvodových stěnách objektu a poruch plynoucích z nerovnoměrného sedání dilatované základové desky.

Zvýšené investiční náklady na pilotové založení lze k případným nákladům spojených s riziky plynoucími z poruch objektu/konstrukce ve vztahu k nedostatečnému založení v případě plošného založení považovat za přijatelné.

Vypracoval dne 21.7. 2025

.....V.R.....

Ing. Jiří Doležel, Ph.D.

držitel „Oprávnění k výkonu hlavních a mimořádných prohlídek mostů pozemních komunikací“ č. 188/2016
autorizovaný inženýr v oboru mosty a inženýrské konstrukce, ČKAIT č. IM00 1103808