Navržení technologického postupu výstavby hluboké stavební jámy pro založení objektu ICRC v areálu FN u sv. Anny v Brně

Lenka Bendová

Rešeršní práce

Obsah

1. Úvod 3

2. Geografické a geologické vymezení území 3

3. Geologická charakteristika a vývoj oblasti 4

3.1 Geologické poměry studovaného území 6

3.2 Hydrogeologické a hydrologické poměry 8

4. Geotechnické vlastnosti hornin 8

5. Software a hlavní normy pro stanovení základových konstrukcí 10

5.1 Mezní stav základové půdy 11

5.2 Geotechnické kategorie 12

6. Čerpací zkouška 12

6.1 Odvodnění základové půdy 13

6.2 Odvodnění stavební jámy 14

7. Stabilita svahu a metoda mezní rovnováhy 15

8. Zemní tlaky 16

9. Pažené a těsněné jámy 17

10. Literatura 19

11. Přílohy

1. Úvod

Dne 5.2.2010 byl na základě smlouvy navržen projekt geologických prací na doplňkový inženýrsko-geologický průzkum pro výstavbu nových objektů ICRC v areálu FN u sv. Anny v Brně. Doplňující průzkum byl registrován v ČGS – Geofondu pod číslem 122/2010 a bylo ohlášeno zahájení geologických prací na Krajském úřadě Jihomoravského kraje a Úřadu městské části Brno – střed (Poul, 2010).

Cílem průzkumných prací bylo vyhloubení 5-ti jádrových vrtů do hloubky 10 až 30 m, celkově 110 m, 53 m statické penetrace a 35 m těžké dynamické penetrace. Dále proběhlo sledování a dokumentace geologického podloží a sledování navržené a ustálené hladiny podzemní vody. Laboratorně bylo zpracováno 12 neporušených vzorků zemin a 14 poloporušených vzorků zemin odebraných z vrtných jader, zatříděných dle normy ČSN 73 1001, ČSN 73 3050 a normy ISO 14688. Proběhlo 300 m geofyzikálních profilů georadarem a geodetické zaměření provedených sond a profilů.

V závěrečné zprávě podané Poulem (2010) byly zaznamenány výsledky průzkumu, včetně geologických popisů vrtů, výsledky laboratorních zkoušek a technické zprávy.

Účelem stavby je vybudovat v areálu FN u sv. Anny v Brně materiálně - technickou základnu. Má se zde zrealizovat mezinárodní centrum klinického výzkumu s novými kardiopřístoji a zdravotnickou technikou, přičemž dojde k propojení nových a stávajících objektů.

2. Geografické a geomorfologické vymezení území

Lokalita, která je předmětem studia, leží v centru města Brna, v bloku ohraničeném ze severní strany ulicí Pekařská, z východní strany ulicí Leitnerova, z jižní strany ulicí Hybešova a Václavská a ze západní strany ulicí Křížová a Mendlovým náměstím. Povrch staveniště je nečleněný a z velké části rovinný zhruba 202 – 201 m n. m. a leží na okraji údolní nivy řeky Svratky v levobřežním aluviu (Balun, 2003).

Z geomorfologického hlediska území města Brna leží v oblasti České vysočiny, jihovýchodní části Českomoravské subprovincie, v prostoru Brněnské vrchoviny, jejíž součástí je Brněnská kotlina (Czudek, 1975). Brněnská kotlina vzájemně odděluje severněji položenou Drahanskou vrchovinu od jižněji položené Bobravské vrchoviny. Na severozápadě se pak rozprostírají sníženiny Boskovické brázdy, která Brněnskou vrchovinu odděluje od Českomoravské vrchoviny a kam Brněnská kotlina u Kuřimi ústí (Demek *et al*. 1965; Müller *et al*., 2000). Prostor Brněnské kotliny, který vznikl řadou křížících se zlomových systémů orientovaných různými směry, je dále rozdělen řadou hrástí a hrásťových hřbetů (Müller *et al*., 2000). Vznik Brněnské kotliny je kladen na rozhraní mezi karpatem

a spodním badenem. Členitý povrch Brněnské vrchoviny je silně ovlivněn netektonickými a erozními procesy. Na obr. 1 je vyznačená lokalita, která se nachází ve středu města Brna.

3. Geologická charakteristika a vývoj oblasti

Město Brno se rozkládá na styku dvou regionálně geologických jednotek - Českého masivu a Západních Karpat. Brněnský masiv, jehož rozloha je asi 600 km^2, je krystalinické těleso kadomského stáří, které vystupuje na povrch mezi Miroslaví, Šebetovem a Brnem. Je součástí většího celku zvaného brunovistulikum, jehož zakrytý severní okraj byl zjištěn severně od Krakova, směrem k J se těleso táhne až k Dunaji. Brunovistulikum, považované za kadomský magmatický oblouk, je různorodým komplexem složeným především z různých typů magmatických hornin od granitů až k bazickým a ultrabazickým členům (Müller *et al*. 2000). Poruchovým pásmem Hané je brunovistulikum rozděleno na severovýchodní část s převahou biotitických pararul a pouze s podřízenými tělesy gaber a gabrodioritů a na pestřejší jihozápadní část, která má podobné složení jako heterogenní brněnský masív včetně metabazitových pruhů (Chlupáč *et al*. 2002). Na východě přes horniny brněnského masivu transgredují sedimenty devonu a spodního karbonu a na západní straně brněnský masiv lemuje východní okrajový zlom boskovické brázdy. Horniny brněnského masivu jsou z důvodu paleozoických geotektonických cyklů intenzivně deformačně postiženy (Mísař *et al.* 1983). Přibližně středem brněnského masivu, který je tvořen granodiority s významným zastoupením hornin metamorfního pláště, se táhne centrální bazické pásmo, tzv. metabazitová zóna (Müller *et al*. 2000). Členění brněnského masivu je zřejmě podmíněno šupinovitou stavbou s východní vergencí, přičemž nejvýznamnější šupinou je metabazitová zóna s krou granodioritu typu Jundrov a relikty spodnodevonských klastik (Mitrenga, Rejl 1993). Metabazitová zóna je dále rozdělena na dvě subzóny: západní granitoidní subzóna a východní metabazaltová subzóna. Má zcela samostatné postavení. Je to severojižní pruh vulkanických hornin mezi Žlutým kopcem v Brně a Černou Hornou. Na východě je přesunuta přes granodiority východního pruhu a šupiny devonských hornin a na západě jsou na metabazalty nasunuty diority. Metabazaltová subzóna má postavení zcela samostatné geologické jednotky (Müller *et al*. 2000). Stáří této subzóny je 725 Ma. Ve spodních patrech se nachází amfibolické diority, které jsou látkově shodné s diority metadioritové subzóny. Vystupují zde tmavé bazity, světlé afanity a metabazity. Na území města Brna vystupují výchozy tmavých bazitů v oblastech: Špilberk, Petrov, Kraví Hora, Jundrov, Mediánky, Palackého vrch, Ivanovice, Česká a dále mezi Katany a Milonicemi (Štelcl - Weiss *et al.* 1986). Brunovistulikum je z velké části pokryto paleozoickými, mezozoickými a neogenními sedimenty (Müller *et al.* 2000; Mísař *et al.* 1983).

Během kontinentálního driftu docházelo ke kolizi prakontinentů, která vyvrcholila variským vrásněním ve svrchním paleozoiku. Brunovistulikum bylo v průběhu tohoto vrásnění konsolidováno a přičleněno k východnímu okraji Českého masivu. Během variského vrásnění byly do brněnského

masivu tektonicky začleněny dvě šupiny. Šupina vulkanických hornin tzv. metabazitová zóna, představuje relikt oceánského dna zřejmě spodnopaleozoického stáří. Druhá šupina spodnodevonských klastických sedimentů se nachází v zóně Babí lom až Červený kopec. Tektonické pohyby způsobovaly intenzivní mylonitizaci a slabou metamorfozu hornin brněnského masivu. Ve svrchním devonu v průběhu famenu, došlo k výraznému, tektonicky podmíněnému poklesu dna pánve. Batymetrické změny prostředí měly za následek ukončení sedimentace na karbonátových plošinách a zánik rifů (Müller *et al*. 2000).

Mezozoikum je v oblasti Brna zastoupeno hlavně jurskými a křídovými sedimenty. Obnova sedimentace začala až ve spodní a střední juře, kdy se v údolích sv. až jv. směru usazovaly říční a mělkovodní mořské sedimenty. K významné fázi jurské transgrese došlo koncem střední jury, kdy moře zaplavilo nejen oblast brunovistulika. Po ústupu moře a uložení jurských sedimentů se oblast brněnského masivu opět stala souší. Následovalo ještě několik záplav, které způsobily vznik vápencových brekcií s planktonními foraminiferami. Na území, kam moře nezasáhlo, pokračovala kontinentální říční nebo jezerní sedimentace, mající za následek vznik tzv. rudických vrstev (Müller *et al*. 2000).

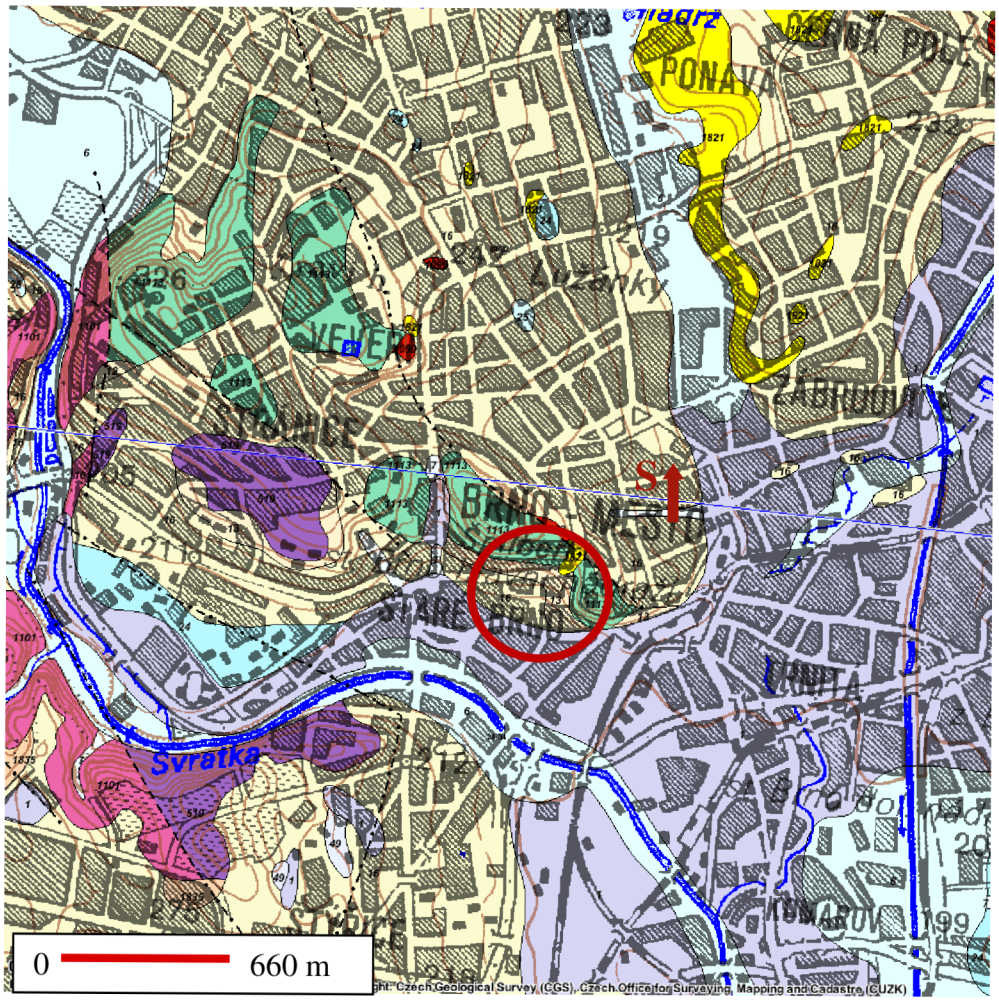
V paleogénu a neogénu opět proniklo na území Brněnska moře. V ottnangu došlo k výrazné denudaci reliéfu a ukládání jílů, písků, štěrků, někdy i vápnitých písků a písčitých jílů, které se vytvořily v zakleslých krách brněnského masivu. Jíly ottnangu tvoří málo mocné vložky v píscích a štěrcích, ojediněle se vyskytují i samostatné polohy větších mocností. Uloženiny ottnangu jsou na původní mikrofaunu velmi chudé. Kvůli ojedinělému výskytu autochtonní fauny a charakteru uloženin lze předpokládat, že sedimentační prostředí, ve kterém se tyto horniny ukládaly, mělo sladkovodní, maximálně oligo- až mezohalinní charakter. Tyto jíly jsou pravděpodobně produktem jezerní nebo říčně jezerní sedimentace bez výraznějších mořských vlivů (Müller *et al*. 2000).

Během kvartéru se ve střední Evropě tvořily podél toků řek průběžným systémem terasové akumulace. Terasové akumulace vznikly v důsledku zařezávání koryt toků do podložního skalního podkladu při postupném výzdvihu, který byl kombinován s kolísáním spodní erozní báze toků při klimaticky podmíněných glacieustatických změnách úrovně mořské hladiny (Chlupáč *et al*. 2002). V pliocénu a začátkem spodního pleistocénu vznikaly podél toků Svratky, Svitavy a Litavy fluviální akumulace písčitých štěrků s bází 36–48 m. První nejstarší dobře zachovaná akumulační štěrková terasa ve výšce 92 m nad řekou je terasa líšeňská, která je pliocenního stáří. První jasná pleistocenní akumulace je stránská terasa (Musil, 1993). Ke štěrkům této akumulace náležejí patrně také relikty fluviálních sedimentů při jižním břehu Brněnské přehrady a štěrky vystupující jihozápadně od Kraví hory. Ve spodním pleistocénu pokračovalo zahlubování řek, což vedlo k vzniku další fluviální akumulace s relativní výškou báze 17–35 m (Müller *et al*. 2000). Tato úroveň akumulace je v okolí Brna označována jako „tuřanská terasa“ a začíná zde nepřetržitý sled terasových úrovní až do

současnosti (Musil, 1993). Je to velmi složitá akumulace složená z pěti souvrství nad sebou. Není to typická říční terasa, jde spíše o rozsáhlý výplavový kužel. Před akumulací této terasy muselo dojít k velké erozní činnosti. V průběhu středního pleistocénu vznikaly říční terasy jednak v relativní výšce 16–24 m, jednak se vytvořila úroveň modřické terasy, odpovídající hlavní zdvojené terase moravských úvalů s povrchem až 15 m a bází přibližně v úrovni povrchu niv. Fluviální písčité štěrky risského stáří lemují levý břeh řeky Svitavy a souvisle provázejí tok Svratky. Další terasa je v okolí Maloměřic dělena na dva stupně: vyšší s relativní výškou báze 10–15 m a nižší s bází 2–4 m pod nivou. Oba stupně směrem po toku splývají. Ve svrchním pleistocénu dochází ke vzniku nejmladších petromiktních říčních písčitých štěrků, které vyplňují dna údolních niv. Říční štěrky Svratky tvoří hlavně valouny z hornin brněnského masivu a krystalinika Českomoravské vrchoviny. Nejmladší fluviální sedimenty v nivách řek a potoků, pokračují tvorbou sedimentárního komplexu písčitých štěrků a povodňových hlín o celkové mocnosti 1 až 8 m, ukazují i humózní subfosilní půdy (Müller *et al*. 2000). Působením lidské činnosti vznikají nejmladší sedimenty, které se nazývají antropogenní sedimenty. Antropogenní sedimenty tvoří hlavně různé druhy navážek nebo základy historické zástavby. Jedná se především o podloží historických center měst (Müller *et al*. 2000; Chlupáč *et al*. 2002).

3.1 Geologické poměry studovaného území

Podloží je tvořeno antropogenními navážkami a říčními náplavami, které zvedly terén o 3 až 4 m. Fluviální sedimenty zde tvoří souvrství hnědých až černých bahnitých povodňových hlín a jílů, výjimečně se vyskytují i náplavy zetlených dřev černé barvy. Bází náplavů tvoří občasné písčité a zejména štěrkovité zeminy. Předkvartérní podloží tvoří nerovný povrch šedobéžových zvětralých vápnitých jílů, ottnangského stáří a proterozoické horniny (Poul, 2010). Podložím jílů je granodiorit brněnské vyvřeliny, proto je mocnost jílů v areálu nemocnice více než 10 m (Balun, 2003). Zcela zvětralé horniny byly odstraněny erozí vodního paleotoku. Jedná se tedy o povrch starší než 15 Ma. Horniny v podloží mají charakter písčito-jílovitých zemin s občasnými úlomky původní matečné horniny (Poul, 2010). Na obr. 1 je vyznačená geologická stavba zkoumaného území, která leží v centru Brna.



Legenda:

Kenozoikum

Kvartér

- navážka, halda, výsypka, odval
- nivní sediment
- smíšený sediment
- písčito-hlinitý až hlinito-písčitý sediment
- kamenitý až hlinito-kamenitý sediment
- spraš a sprašová hlína
- písek, štěrk

Paleozoikum

Devon

- arkózy, slepence

Proterozoikum

Neoproterozoikum

- šedý, načervenalý biotitický granodiorit
- biotitický granodiorit až tonalit
- metabazalt, zelená břidlice

Kenozoikum

Neogén

- vápenitý jíl (tégl), místy s polohami písků
- klastika- písky, štěrky s polohami pískovce
- jíly, prachovité jíly, podřadně písky, vzácně štěrky

Obr. 1: Výřez z geologické mapy 1:50 000 s vyznačenou lokalitou výzkumu (ČGS, 2011).

3.2 Hydrogeologické a hydrologické poměry

Hydrogeologické poměry města Brna se vyznačují značnou pestrostí. Ovlivňují je četné antropogenní zásahy do přirozených poměrů, zejména zastavěné plochy omezují infiltraci, kanalizace, odvodňování stavebních jam atd. Velké množství hydrogeologických údajů se koncentruje především do oblasti rozšíření neogenních a kvartérních sedimentů v centru Brna (Müller *et al*. 2000).

Z hydrologického hlediska studované území leží na okraji údolní nivy řeky Svratky v levobřežním aluviu v nadmořské výšce 202 m n.m. Koryto řeky je vzdáleno zhruba 600 m jižním směrem. Proudění podzemní vody je pravděpodobně ve směru proudění řeky Svratky.

V prostoru FN u sv. Anny byla zachycena zvodeň tvořená kvartérními štěrkopísky, které se nachází v podloží náplavových jílů často s organickou příměsí. Propustnost je průlinová a hladina podzemní vody je napjatá a nachází se zde velký rozdíl mezi hladinou ustálenou a naraženou. Během měření ustálené hladiny docházelo k jejím výkyvům (Balun, 2005). Hladina podzemní vody byla zjištěna ve všech provedených sondách a kolísá v úrovních 2,2 m až 4,2 m pod stávajícím terénem. Důležité je v rámci staveniště rozlišovat podzemní vodu, která je na kontaktu s neogenními jíly a na vodu, která je obsažena v kvartérních souvrstvích. Voda, která je obsažena v kvartérních sedimentech nevykazuje dle ČSN EN 206-1 agresivní prostředí vůči prostému betonu. Naopak podzemní voda v kontaktu s neogenním jílem byla dle ČSN EN 206-1 charakterizována jako mírně síranově agresivní prostředí. Dle norem ČSN 03 8375 a ČSN 03 8372 je podzemní voda velmi agresivní vůči kovovému potrubí a neliniovému zařízení (Poul, 2010).

4. Geotechnické vlastnosti hornin

Antropogenní navážky se nachází v nejsvrchnější části, jsou nestejnorodého charakteru cihlové suti a písčité hlíny s kameny a betonovými bloky a pozůstatky dřívějších stavebních konstrukcí. Navážky jsou zjištěny do hloubky přibližně 2,5 m. U soudržných zemin je konzistence tuhá a u nesoudržných jsou navážky středně ulehlé až kypré.

Kvartérní sedimenty byly zjištěny ve všech vrtech a jsou rozděleny na prachovitou hlínu, fluviální jíly, písek a štěrk.

Hlína prachovitá – prH

Jedná se o zeminu, která se vyskytuje těsně pod svrchními navážkami. Barva je většinou béžová až nahnědlá s písčitou příměsí. Konzistence je převážně měkká, občasně tuhá se silnou stlačitelností, ale malou únosností. Dle normy ISO 14688 se jedná o zeminu sasiCl až Cl a dle normy ČSN 73 1001 jde o zeminu třídy (F4)-F6. Třída těžitelnosti je 2. dle ČSN 733050. Geomechanické vlastnosti jsou uvedeny v příloze, tab. 1.

Jíl fluviální s organickou příměsí – Jf

Tato zemina byla také zajištěna ve všech vrtech s výjimkou vrtu J4. Jíl má měkkou konzistenci, barva je černá, vrstva je občasně zvodnělá, silně stlačitelná a také málo únosná.V podloží organických jílů většinou leží vrstvy štěrků. Dle normy ISO 14688 se jedná o zeminu msaCl až Cl a dle normy ČSN 73 1001 jde o zeminu třídy F8 (CH). Třída těžitelnosti je 2. dle ČSN 733050. Geomechanické vlastnosti jsou uvedeny v příloze, tab. 2.

Písek jílovitý až hlinitý – jP

Písek je silně zajílovaný s měkkou konzistencí jemnozrnné složky, ulehlost písku je střední a je zvodnělá. Vrstva písku se vyskytuje jen v omezených a nevýznamných místech. Dle normy ISO 14688 se jedná o zeminu Sa, clSa až MSa, a dle normy ČSN 73 1001 jde o zeminu třídy S2 – S4. Třída těžitelnosti je 2. dle ČSN 733050. Geomechanické vlastnosti jsou uvedeny v příloze, tab. 3.

Štěrk jílovitý a písčitý – Š

Štěrky jsou často hrubozrnné, petromiktní a středně ulehlé. Ulehlost byla stanovena v rozmezí 0,57–0,63. Za předpokladu, že mají štěrky nízkou ulehlost, dá se konsolidace štěrků předpokládat ještě během stavby. Dle normy ISO 14688 jsou štěrky zatříděny jako saGr, Clar a saCGr, dle ČSN 73 1001 se jedná o zeminy G3 – (G5). Geomechanické vlastnosti jsou uvedeny v příloze, tab. 4.

Jíl neogenní pevný – J

Jde o jíl stáří ottnang. Byl zajištěn pouze ve vrtech J4, Jv4 a malé mocnosti ve vrtu J3. Jíl je převážně tuhý až pevný. Hlubokovodní jíly jsou dle normy ISO 14688 zařazeny do třídy Cl, dle ČSN 73 1001 jsou zatříděny jako F6 Cl až F8 CH. Plasticita je ovlivněna zejména přítomností detritického křemene a jílové frakce a expandabilních minerálů. V jílech se občas vyskytují úlomky okolních metabazitů, které jsou téměř rozložené. Betonové konstrukce při styku s neogenními jíly a podzemní vodou by měly být odolnější vůči síranové agresivitě. Zeminy jsou objemově nestálé a silně až extrémně namrzavé. Geomechanické vlastnosti jsou uvedeny v příloze, tab. 5.

Zjištěny byly také proterozoické horniny, které se v místě staveniště dělí na převládající metabazity a granodiority. Z geomechanického hlediska je důležitý stupeň zvětrávání a četnost diskontinuity, proto je proterozoikum rozděleno na eluvium a navětralé až zvětralé horniny.

Eluvium granodioritu a eluvium metabazitu – elR

V oblasti staveniště je nutné odlišovat eluvium, které leží pod vrstvou neogenního jílu. Toto eluvium je tvořeno rozloženou sklaní horninou a je typické charakterem zeminy (ISO 14688 saCl, ČSN 73 1001 F6 CL, F4 CS) občasně s úlomky až relikty navětralé až zcela zvětralé horniny a nachází ve vrtech J4, Jv4, J6 a patrně J3. Geomechanické vlastnosti jsou uvedeny v příloze, tab. 6.

Druhý typ eluvia je vyvinut v podloží kvartérních štěrků, či jílů. Tato hornina je převážně rozpukaná a z mechanického hlediska je méně stlačitelná a výrazně pevnější a únosnější než předešlý typ eluvia. Dle ČSN 73 1001 tento typ lze označit jako R6-(R5).

Navětralé až zvětralé skalní horniny – R

Skalní horniny, které byly zjištěny pod svrchními eluvii jsou téměř nestlačitelné a vyznačují se vysokou pevností. Dle ČSN 73 1001 lze skalní horniny zatřídit jako R3-R5. V podloží kvartérních souvrství jsou skalní horniny méně zvětralé a více únosné (Poul, 2010). Geomechanické vlastnosti jsou uvedeny v příloze, tab. 7.

5. Software a hlavní normy pro stanovení základových konstrukcí

Software GEO 5.0 od společnosti Fine je soubor programů na geotechnické výpočty a modelování celé řady geotechnických úloh. Tvoří širokou škálu programů, které jsou založené jak na analytických postupech, tak i na metodě konečných prvků. Skládá se z několika jednotlivých programů, které pracují samostatně. Každý program řeší určitou úlohu.

ČSN EN 1997-1 (73 1000)

Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla neboli norma ČSN EN 1997-1 (73 1000). Je to česká verze evropské normy EN 1997-1:2004, která má statut české technické normy.

Norma ČSN EN 1997-1 (73 1000) nahradila normy ČSN P ENV 1997-1 (73 1000), ČSN EN 1997-1 a ČSN EN 1997- 1 (73 1000) z března 2005. Norma EN 1997-1 rozlišuje zásady a aplikační pravidla, které mají pro stavby umístěné na území České republiky normativní charakter. Změny proti předchozí normě se vztahují ke změně způsobu převzetí EN 1997-1 do soustavy norem ČSN a ČSN EN 1997-1 z března 2005 převzala EN 1997-1 schválením k přímému používání jako ČSN, tato norma ji přejímá překladem. EN 1997 a EN 1990:2002 se používají pro stanovení zásad a požadavků pro bezpečnost a použitelnost, popisuje zásady navrhování a ověřování a uvádí pokyny pro související hlediska spolehlivosti konstrukcí. Z geotechnického hlediska se zabývá navrhováním pozemních a inženýrských staveb, je zaměřena na požadavky pevnosti, stability, použitelnosti a trvanlivosti konstrukcí. Norma EN 1997-1 rozlišuje zásady a aplikační pravidla, které se používají v České republice jako normativní.

ČSN P ENV 1997-2 (73 1000)

Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 2: Navrhování na základě laboratorních zkoušek. Účelem zkoušení propustnosti zemin je stanovit součinitele propustnosti nebo hydraulickou vodivost pro vodu, proudící nasycenou zeminou. Požadavky pro zkoušky propustnosti jílů, hlín a organických zemin mohou být použity jen zkušební vzorky 1. nebo 2. třídy jakosti. Pokud jsou pro jíly použity zkušební vzorky 3. třídy jakosti, měla by být uvážena rekonsolidace pro minimalizování účinku porušeni vzorku. Pro písky a štěrkové materiály mohou být použity zkušební vzorky 3. třídy jakosti a také prohnětené nebo zhutněné vzorky zemin.

ČSN P ENV 1997- 3 (73 1000)

Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 3: Navrhování na základě terénních zkoušek neboli norma ČSN P ENV 1997-3. Tato norma dnes již neplatí, byla nahrazena normou ČSN EN 1997-2 (73 1000) Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy, která slouží také jako náhrada ČSN P ENV 1997-2 (73 1000), ČSN P ENV 1997-3 (73 1000) a ČSN EN 1997-2 (73 1000). Norma ČSN P ENV 1997-3 (73 1000) byla předběžná norma, která sloužila jako doporučený dokument pro použití terénních zkoušek při navrhování geotechnických konstrukcí.

5.1 Mezní stav základové půdy

Pro posuzování základové půdy při návrhu základů se používá metoda mezních stavů, která se stanovuje pomocí normy ČSN 73 1001 a EVN 1997 – 1:2004. Je to stav, při kterém dochází k takovým kvalitativním změnám v základové půdě nebo na konstrukci, že stavba přestává vyhovovat kladeným požadavkům.

Mezní stav se dělí na dvě skupiny:

I. Mezní stav únosnosti – 1) Stav ztráty stability základu.

2) Stav porušení základové půdy.

Mezní stav únosnosti je stav dosažený při namáhání, které v základové půdě vyvolá vznik souvislých smykových ploch, na nichž je pevnost ve smyku právě vyčerpána a tudíž dochází k porušení základové půdy přechodem velkých oblastí základové půdy do plastického stavu. Případné zvětšení zatížení by mohlo způsobit nepřístupné zaboření a naklonění konstrukce a vytlačení zeminy nad původní terén (Weiglová, 2007).

II. Mezní stav použitelnosti nebo přetvoření – Stav, který ztěžuje běžné používání konstrukcí nebo základů. Je definovaný podle potřeby hodnotami celkového sednutí, nerovnoměrného sednutí, časového průběhu sednutí atd. Při návrhu konstrukce je důležité: 1) Zajištěna dostatečná bezpečnost proti porušení podzákladí mezním zatížením.

2) Sedání, obzvláště nerovnoměrné sedání musí být v přípustných mezích (Weiglova, 2007).

5.2 Geotechnické kategorie

Při návrhu geotechnické konstrukce musíme vycházet z náročnosti konstrukce a základových poměrů, například u málo složitých geotechnických projektů s nízkým rizikem je možné použít zjednodušené návrhové postupy. Kvůli stanovení požadavků na geotechnikou kategorii jsou zavedeny 3 Geotechnické kategorie, do kterých má být konstrukce předběžně zařazena ještě před provedením geotechnického průzkumu (Lamboj - Štěpánek, 2005). Rozlišuje se podle složitosti základové půdy a náročnosti konstrukce.

1. Geotechnická kategorie se používá pro relativně jednoduché základové poměry a nenáročnou konstrukci. Únosnost se posuzuje na základě hodnot tabulkové vypočtové únosnosti R*dt* a porovnává se s výpočtovým kontaktním napětím v základové spáře σ*ds*: σ*ds* ≤ R*dt*.

2. Geotechnická kategorie se využívá jak pro jednoduché základové poměry s náročnou konstrukcí, tak pro složité základové poměry s nenáročnou konstrukcí. Pro tuto kategorii můžeme použít směrné normové charakteristiky, které jsou pro jednotlivé zeminy uvedeny. Musíme však pro zatřídění zeminy mít k dispozici základní průkazné hodnoty jako je vlhkost, konzistenční meze, zrnitost a ulehlost (Weiglová, 2007).

3. Geotechnická kategorie je zaměřena na složité základové poměry s náročnou konstrukcí, jedná se především o plošné a výškové stavby. Pro výpočty únosnosti a sedání musíme použít průkazné hodnoty, pomocí laboratorních nebo polních zkoušek. Pokud máme k dispozici velké množství výsledků průkazných zkoušek, provedeme statistický rozbor a na jeho základě stanovíme výpočtové charakteristiky zemin (Weiglová, 2007).

Studované území se nachází v obtížných podmínkách 3. geotechnické kategorie.

6. Čerpací zkouška

Je to polní zkouška, při níž se čerpá voda z vrtu nebo studně s cílem získat informaci o produktivitě objektu nebo parametrech zkoušeného zvodnělého kolektoru a zkoušené zvodně a o možném účinku odběru vody na okolí (Šamalíková, 1996). Při čerpací zkoušce se čerpáním konstantního množství vody nebo proměnlivého množství vody při konstantním snížení hladiny podzemní vody vyvolá v čerpací studni snížení hladiny podzemní vody a piezometry, které jsou umístěné okolo studní a pozorují změny depresní hladiny (Ťavoda *et al.,* 1985). Tato zkouška vychází z předpokladu ustáleného proudění, při kterém se sleduje změna tvaru depresní křivky v průběhu čerpání a po něm. Provádí se a vyhodnocuje podle platných předpisů. Měření probíhá v intervalech 30 sekund, 1, 2, 3, 4, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 45, 60, 120 a 240 minut (Šamalíková, 1996). Pomocí čerpací zkoušky se stanoví střední hodnota součinitele propustnosti $\underline{k}$ z celého okolí vrtu. Vyhloubí se vrt o průměru 150 až 400

mm až na nepropustné podloží a vypaží se děrovanou výpažnicí. Ze studně se čerpá konstantní množství vody Q. Snížení hladiny podzemní vody kolem studně, která má původní mocnost H, se sleduje v pozorovacích vrtech, které jsou kratší a menšího průměru zhruba 40 mm a jsou rozmístěny ve dvou na sebe kolmých profilech, které tvoří tzv. hydrologický kříž. Vzdálenost mezi prvním pozorovacím vrtem a studnou má být minimálně $r_1 = 0,5H$, vzdálenost druhého $r_2 = 2r_1$. Při výpočtu se předpokládá, že rozdělení rychlosti vody po celé výšce průtočného profilu je rovnoměrné a je třeba, aby depresní kužel byl mírný a snížení ve studni nebylo větší než H/4. Výpočet vychází z předpokladu, že pláštěm každého potenciálního válce o poloměru r a výšky h protéká konstantní množství vody Q při sklonu hladiny dh/dr. Určité zjednodušení je, když délka průsaku vody dl je podle Dupuita nahrazena jeho průmětem do vodorovné dr. Toto zjednodušení je možné při mírném sklonu hladiny (Lamboj - Štěpánek, 2005).

Výpočet pro napjatou zvodeň je podle vzorce:

$$k = Q.\ (\log r_2 - \log r_1) / \pi\ 2\ M\ (h_2 - h_1)$$

Výpočet pro zvodeň s volnou hladinou:

$$k = Q.\ (\log r_2 - \log r_1) / \pi\ (h_2)^2 - (h_1)^2$$

Q – odběr vody ($m^3 . s^{-1}$)

$h_{1,2}$ – výška vody v měřicích vrtech (m)

$r_{1,2}$ – vzdálenost měřicích vrtů od studně (m)

M – mocnost zvodně (m)

6.1 Odvodnění základové půdy

Při zakládání staveb pod úrovní hladiny podzemní vody je třeba stavební jámu odvodnit, což se převážně provádí odčerpáním vody z vytěženého prostoru případně i z části podloží. Provádí se dva druhy odvodnění povrchové nebo hloubkové. Způsob odvodnění se určuje hlavně na základě druhu zeminy a hloubce jámy pod hladinou podzemní vody.

Povrchovým odvodněním se odstraňuje voda vyvěrající ze svahů a ze dna stavební jámy, kdy se voda svádí obvodovými příkopy do studní. Odtud se odčerpává mimo staveniště. Při vyvěrání vody ze svahů i ze dna je důležité dbát na vliv proudového tlaku j. Z tohoto důvodu je povrchové odvodnění vhodné při malé hloubce a v zeminách poměrně stabilních, například ve štěrcích a hrubých píscích nebo v zahliněných nesoudržných zeminách, popřípadě na skále.

Během hloubkového odvodnění voda nevyvěrá na povrch, ale stahuje se do vystrojených studní a z nich se čerpá a odvádí mimo staveniště. Průměr studně závisí na přítoku vody a na použitém druhu čerpadla např. v propustných zeminách se používají studně většího průměru a v méně propustné zemině stačí tenká čerpací jehla, pokud se nepoužije ponorné čerpadlo. Použitím odstředivých čerpadel umístěných nad studní je třeba vzít v úvahu, že vodu vytlačuje čerpadlem atmosférický tlak působící na hladinu ve studni, který je přibližně 100 kPa. V čerpadle tak dochází k maximálnímu podtlaku asi 60 až 70 kPa, proto sací výška u čerpadla nemůže přesáhnout 6 až 7 m. Pokud je však zapotřebí odvodnění ve větší hloubce, je třeba vybudovat studně v několika horizontech. Hloubkové odvodnění je tedy jednoznačně ekonomicky náročnější než povrchové. U hloubkového odvodnění jsou jednak vyšší náklady na vybudování studní a jednak čerpá více vody z větší hloubky (Lamboj - Štěpánek, 2005).

6.2 Odvodnění stavební jámy

Stavební jáma má zajistit stabilitu okolí a podzemních sítí. Stavební jámy bývají nejčastěji svahované a počítají se k nim rýhy, které jsou maximálně 2 m široké a dále jámy pažené. Odvodnění stavební jámy může probíhat povrchově, hloubkově gravitačně (pomocí studní), hloubkově gravitačně (pomocí čerpacích jehel) a vakuovaně (pomocí čerpacích jehel). Pokud jde o nepříznivé hydrogeologické podmínky a při výskytu propustných a nepropustných vrstev, musí se hladina podzemní vody snižovat opatrně, aby nedošlo k prolomení dna jámy nebo zhroucení svahů. Doporučuje se ukončit strojní výkop 200 až 500 mm nad základovou spárou a zbytek se odstraňuje těsně před betonáží základu (Šamalíková, 1996). Důležité pro volbu nejvhodnějšího způsobu odvodění jsou hydrogeologické podmínky, geometrické uspořádání staveniště a technologické kritéria (Turček *et al*., 2005).

Hloubkové odvodňování a snižování hladiny podzemní vody se provádí ve všech nesoudržných zeminách, ve kterých se voda pohybuje gravitací. Jde o písky a štěrky, jejichž koeficient filtrace kolísá mezi $5 \cdot 10^{-2}$ $m.s^{-1}$ a $5 \cdot 10^{-5}$ $m \cdot s^{-1}$ (Šamalíková, 1996). Intenzivním čerpáním dojde k potřebnému snížení hladiny, takže výkop stavební jámy a ostatní zakládací práce se vykonávají v suchu (Ťavoda *et al.,* 1985). Nejprve se zhotoví odvodňovací systém, který se musí uvést do provozu a až po snížení hladiny podzemní vody lze hloubit stavební jámu jako v suchém prostředí (Turček *et al*., 2005). Se zvyšujícím se obsahem jemné frakce se mění i strmost křivky depresního kuželu hladiny podzemní vody. Čerpací vrt nebo studně se vrtají zhruba ve vzdálenosti 8 až 20 m od základové jámy a průměr je od 300 do 900 mm. Čerpací vrt je vyztužen ocelovými nebo umělohmotnými perforovanými rourami a prostor mezi vrtnou stěnou a rourami se vysypává štěrkem tzv. kačírkem. Aby nedošlo k zajílování kačírku, vkládá se někdy obal z geotextilií. Na základě typu a velikosti čerpacích vrtů se rozlišují mělká čerpací zařízení a hluboká čerpací zařízení (Bažant, 1981). Naopak v jemnozrnných zeminách, jejichž koeficient filtrace je asi 10^{-5} $m \cdot s^{-1}$, je většinou výše popsané

čerpání neúčinné a proto se musí pro snížení hladiny podzemní vody použít vakuové čerpání nebo můžeme použít elektroosmózu (Šamalíková, 1996).

Hloubkové odvodňování čerpacími studnami:

Odvodnění hydraulicky dokonalými studněmi

$Q = \pi k \, . \, H^2\text{-}h^2/In.R\text{-}r_0/r_0 \;\; (m^3/s)$

Q – množství vody (m^3/s)

h – hloubka vody pod dnem jámy (m)

R – dosah snížení (m)

r_0 – náhradní poloměr (m)

k – součinitel filtrace (m/s)

H – nesnížená hloubka podzemní vody po povrch relativně nepropustné vrstvy

Hloubkové odvodňování čerpacími jehlami:

Potřebný počet jehel

$n = Q/Q_i$

$Q_i = 0{,}0002$ až $0{,}0005 \; m^3/s$

Hloubkové odvodňování vakuovými čerpacími jehlami:

$Q = \pi k. \, H^2 + 2mh - 3h^2/ \, In.R+r/r$

$m = p_0 - p/\gamma_w$

p_0 – atmosférický tlak

p – tlak ve vakuovém systému

γ_w – měrná tíha vody (= 10 kN/m)

7. Stabilita svahu a metoda mezní rovnováhy

U svahované jámy je zapotřebí vytěžit veškerou zeminu nad úrovní základové spáry s dostatečným zabezpečením boků výkopu. Jestliže jsou boky šikmé a přebírá tento prvek také roli těsnící a je-li základová spára pod hladinou podzemní vody, vzniká těsněná jáma. V případě, že se jedná o vyšší svah v podmínkách 2. a 3. geotechnické kategorie, je potřeba provést výpočet stability svahu. Pro výpočet se používají metody výpočtu stability svahu, což jsou metody mezní rovnováhy (Turček *et al*., 2005).

Stabilita svahu F je to optimální sklon svahu stavební svahované jámy. V případě, že dojde k příliš velkému sklonu, nastane ztráta stability svahu a u příliš malého skonu dochází k nehospodárnosti návrhu (Turček *et al.*, 2005). Důležitým aspekty k výpočtu jsou výška svahu, vlastnosti zeminy či hornin a sklon terénu. U nesoudržných zemin je předpokládaný tvar smykové plochy rovinný. U trvalých svahů je požadovaný stupeň stability F >1,5, naopak u dočasných svahů je F > 1,3. V případě, že je F > 1, je svah stabilní a naopak, což vede k sesuvu, který způsobuje vznik nového rovnovážného stavu. Metoda mezní rovnováhy je tudíž rovnováha sil podél uvažované smykové plochy, která by vznikla případným sesuvem (Mencl, 1966).

Rovinné smykové plochy – rovinné smykové plochy předpokládáme u nesoudržných zemin. Svah je tedy stabilní v případě, že sklon svahu α od vodorovné roviny je menší než úhel vnitřního tření zeminy φ (Mencl, 1966).

$F = tg\ \varphi / tg\ \alpha$

8. Zemní tlaky

Pro navrhování stavebních konstrukcí a základů je důležitá norma ČSN 730037. Podobný přístup je obsažen v normě ČSN EN 1997-1:2004. Při výpočtu konstrukce pažené stavební jámy je potřeba stanovit tlak zeminy na pažení, přírůstek zemních tlaků od stálého i nahodilého zatížení a vliv podzemní vody. Zemním tlakem rozumíme funkci objemové tíhy zeminy a jejich smykových parametrů. (Turček *et al.*, 2005). V závislosti na posunu konstrukce vůči zemině rozlišujeme tři druhy zemních tlaků:

1. Zemní tlak v klidu S_r – Platí jak pro soudržné tak pro nesoudržné zeminy (Masopust, Glisníková, 2006). Jedná se o zatížení zeminy působící na konstrukci, která je natolik pevná a tuhá, že nedojde k její deformaci, posunu nebo pootočení. V případě, že nenastane žádný relativní pohyb stěny a základové půdy, musí se zemní tlak vypočítat jako zemní tlak v klidu. U zemního tlaku v klidu se musí brát v úvahu vývoj napětí v základové půdě. Podmínky zemního tlaku v základové půdě za opěrnou konstrukcí bereme v úvahu tehdy, jestliže je relativní pohyb konstrukce pro normálně konsolidovanou zeminu menší než $5\times10^{-4}\times h$ (ČSN P ENV 1997-1, 2006).

   Základní obecný vzorec: **$\sigma_0 = \sigma_z K_r$**

   Pro nesoudržné zeminy: **$K_r = 1 - \sin \varphi ef$**

   σ_0…….zemní tlak v klidu

   σ_z…….konstantní svislé napětí v hloubce z od tíhy zeminy

K_r…….součinitel zemního tlaku v klidu

2. Zemní tlak aktivní S_a – Dojde-li k posunu nebo pootočení konstrukce vlivem zatížení zeminou, nastane přechod z elastického stavu do plastického. Postupně se aktivuje smyková pevnost, počáteční velikost zatížení klesá na hodnotu aktivního zemního tlaku, to se vztahuje například na opěrné a pažící konstrukce (Šimek *et al*., 1990). Aktivní zemní tlak klesne na minimální hodnotu, jakmile se vytvoří jedna, nebo více smykových ploch, kdy klín zeminy ohraničený rubem konstrukce, povrchem terénu a smykovou plochou se dostane do stavu mezní rovnováhy. Velikost S_r je tedy vyšší než S_a. Pro nesoudržné zeminy se používá Rankinova teorie zemních tlaků nebo Mohrovo zobrazení zemních tlaků. Aktivní tlak nesoudržných zemin se také stanoví podle Coulomba a předpokládá se rovinná smyková plocha (Lamboj - Štěpánek, 2005). Parametry pro smykové pevnosti φ, c, δ , a se dosazují jako záporné hodnoty (ČSN P ENV 1997-1, 2006).

   Součinitel zemního tlaku aktivního: $\mathbf{K_a = tg^2 (45 - \varphi /2)}$

   Výsledný zemní tlak aktivní na stěnu výšky *h*: $\mathbf{S_a = 0{,}5\ \gamma\ .\ h^2.K_a}$

3. Pasivní zemní tlak neboli odpor S_p – Pasivní zemní tlak působí, pokud se konstrukce posunuje proti zemině, konstrukce je zatlačovaná do zeminy vnější silou. Dochází ke vzrůstání odporu (Šimek *et al*., 1990). Vychází se především z porušení komprimovaného masivu zakřivenými smykovými plochami. Rovinnou smykovou plochu lze využít pouze v případě, zanedbáme-li tření mezi zeminou a rubem konstrukce a pro přibližné výpočty (Turček *et al*., 2005). Parametry pro smykové pevnosti φ, c, δ , a se dosazují jako kladné hodnoty (ČSN P ENV 1997-1, 2006).

   Součinitel zemního tlaku pasivního: $\mathbf{K_p = tg^2 (45 + \varphi /2)}$

   Výsledný zemní tlak pasivní na stěnu výšky *h*: $\mathbf{S_p = 0{,}5\gamma\ .\ h^2.K_p}$

9. Pažené a těsněné jámy

Pažené jámy jsou důležité pro volbu technologie zapažení stavební jámy vycházející především z geologických a hydrogeologických poměrů staveniště, z charakteru vlastní stavby a jejího okolí, z charakteru pažení vyplívajícího z jeho trvalé či dočasné funkce a z ohledu na jednotlivé stavební fáze při zřizování pažení i při budování vlastního objektu. Důležitými kritérii při návrhu pažené jámy jsou bezpečnost a hospodárnost (Turček *et al*., 2005).

Konstrukční uspořádání pažených jam - Konstrukce pažené jámy se skládá ze tří základních typů konstrukčních prvků: pažení, roznášecí prahy (převázky), v případě potřeby také horní ztužující věnec, podpěrné konstrukce (rozpěry nebo kotvy). Konstrukce pažené stavební jámy může být navržena v různých variantách a kombinacích z uvedených tří základních prvků.

Pažení konstrukce bezprostředně přiléhá k hornině a zajišťuje spolu s dalšími prvky bezpečnost stěn jámy. Zajišťuje bezpečnost proti celkovému sesutí, proti erozi, vypadávání menších objemů hornin a u nepropustných pažení i proti pronikání podzemní vody. Pažení jámy je nejideálnější hlavně ve vodorovném směru, výjimečně i ve směru svislém. Převázky jsou vodorovné popřípadě mírně skloněné nosníky, které přiléhají k pažení a umožňují roznesení velkých soustředěných sil z podpor na větší plochu pažení. Roznášecí prahy jsou většinou ze strany jámy připojené k pažení a zhotovují se v jedné nebo více výškových úrovních (Turček *et al*., 2005).

Typy pažení - Svislé stěny stavební jámy se zabezpečí obvykle pomocí: příložného, zatažného a hnaného pažení, záporového pažení, štětové stěny z ocelových zámkových štětovnic, pilotové stěny z vrtaných velkoprofilových pilot, stěn z mikropilot, podzemní stěny prováděné ve dvou modifikacích – monilitické a prefabrikované stěny, stěny vytvořené metodou tryskové injektáže, stěny z kotvených prvků. Dále pak vyztužení hřebílkováním, zpevnění injektáží, případně zmrazením zvodnělé zeminy. U jedné stavební jámy lze použít i více různých typů pažení (Turček *et al*., 2005).

Rozpěrné konstrukce - Zajišťují podepření vlastního pažení pomocí konstrukce vestavěné do vnitřního prostoru jámy. Tyto rozpěrné prvky mohou být rozmístěny po výšce pažící stěny ve více úrovních a z hlediska trvání mohou být dočasné nebo trvalé (Turček *et al*., 2005).

Kotevní systém - Kotvení umožňuje přenos tahových sil ze stavební konstrukce do horninového prostředí, popřípadě slouží ke stabilizaci zemního či horninového masivu samostatnými předepnutými horninovými kotvami. Důležité je provedení vrtu o průměru 100 až 200 mm, do něhož se kotva vsune, upevní v kořeni a poté předepne na požadovanou sílu. Pro uspořádání kotev v podpěrném systému jsou obvyklé následující geometrické parametry: rozteč 2 až 4 m, vzdálenost mezi úrovněmi jednotlivých řad kotev 2,5 až 5,0 m, minimální sklon 10°, běžný sklon 15° až 30°, maximální sklon 45° (Turček *et al*., 2005).

Pilotové stěny - Obvykle je pažící stěna tvořena jednou řadou pravidelně rozmístěných pilot, podepřených po výšce víceúrovňovým systémem podpor, nejčastěji se jedná o kotvy s převázkami. Piloty jsou zhotovovány na místě a vytvářejí stěnu mezi kterými je určitý odstup (nesouvislé), nebo se vzájemně dotýkají (souvislé – tangenciální stěny), případně se překrývají (souvislé – převrtávané stěny). Nesouvislé pilotové stěny jsou nejvhodnější do zemin soudržných bez vlivu podzemní vody. Podobný způsob, který se používá u nesouvislých pilotových stěn, se používá v málo soudržných nebo nesoudržných zeminách nad hladinou podzemní vody. Tangenciální pilotové stěny jsou vhodné pro všechny typy zemin, v případě, že se nacházejí nad hladinou podzemní vody. Převrtávané pilotové stěny jsou vhodné pro těžké podmínky současného tlakového působení zeminy i podzemní vody (Turček *et al*., 2005).

10. Literatura

BALUN, D. (2003): Zpráva o geologických, hydrogeologických a základových poměrech akce Brno, Pekařská 53/55 v Brně – laboratorní pavilon a přístavba. Brno. 12 s.

BAŽANT, Z. (1981): Zakládání staveb. – Státní nakladatelství technické literatury. Praha. 368s.

CZUDEK, T. (1972): Geomorfologické členěni ČSR. – Geograficky ustav ČSAV. Brno. 137s.

ČGS. Česká geologická služba: lokalizační a mapová aplikace, verze 1.1.URL: http://www.geology.cz/app/ciselniky/lokalizace/show_map.php?mapa=g50&y=598692&x=1161116&s=1(Adresa platná k 20. 8. 2011.)

ČSN EN 1997-1 (2006): Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukci – Část 1: Obecná pravidla. – Česky normalizační institut. 138s.

ČSN P ENV 1997-3 (2000): Navrhování geotechnických konstrukci – Část 3: Navrhování na základě terénních zkoušek. – Česky normalizační institut. 132s.

DEMEK, J., BALATKA, B., CZUDEK, T., LAZNIČKA, Z., LINHART, J., LOUČKOVÁ, J.,PANOŠ, V., RAUŠER, J., SEICHTEROVÁ, H., SLADEK, J., STEHLIK, O., ŠTELCL, O., VLČEK, V. (1965): Geomorfologie českých zemi. – Nakladatelství československé akademie věd. Praha. 335s.

CHLUPAČ, I., BRZOBOHATÝ R., KOVANDA J., STRANIK Z. (2002): Geologicka minulost České republiky. – Academia. Praha. 436s.

LAMBOJ, L., ŠTĚPÁNEK, Z. (2008): Mechanika zemin a zakládání staveb. – Česká technika – nakladatelství ČVUT. Praha. 218s.

MASOPUST, J., GLISNÍKOVÁ V. (2006): Zakládání staveb. – VUT v Brně, FAST. 184s.

MÍSAŘ, Z., DUDEK, A., HAVLENA, V., WEISS, J. (1983): Geologie ČSSR I, Česky masiv. – Statni pedagogické nakladatelství. Praha. 333s.

MITRENGA, P. – REJL, L. (1993): Brněnský masiv. – In: Přichystal, A., Obstová, V., Suk, M. (eds.): Geologie Moravy a Slezska, 9-13. Moravské zemské muzeum, Brno.

MÜLLER, P., NOVÁK, Z. a kol. (2000): Geologie Brna a okolí. – Český geologický ústav. Praha. 92s.

MUSIL, R. (1993): Geologický vývoj Moravy a Slezska v kvartéru. – In: Přichystal, A., Obstová, V., Suk, M. (eds.): Geologie Moravy a Slezska, 133-156. Moravské zemské muzeum, Brno.

POUL, I. (2010): Závěrečná zpráva o provedeném doplňkovém inženýrskogeologickém průzkumu pro stavbu nových objektů ICRC v areálu Fakultní nemocnice u sv. Anny v Brně. – OHL ŽS,a.s. Brno. 22s.

ŠAMALÍKOVÁ, M. (1996): Inženýrská geologie a hydrogeologie. – Akademické nakladatelství. Brno. 77s.

ŠIMEK, J., JESENÁK, J., EICHLER, J., VANÍČEK, I. (1990): Mechanika zemin. – Státní nakladatelství technické literatury. Praha. 388s.

ŠTELCL, J., WEISS, J. (1986): Brněnský masív. – Universita J.E.Purkyně. Brno. 255s.

TURČEK, P., BARTAK, J., HULLA, J., MASOPUST, J., ROZSYPAL, A., VANIČEK, I. (2005): Zakládání staveb. – JAGA. Bratislava. 314s.

ŤAVODA, O., ŠABO, A. (1985): Zakladanie staveb pod hladinou podzemnej vody. – Vydavatelstvo technickém a ekonomickém literatúry. Bratislava. 272s.

WEIGLOVÁ, K. (2007): Mechanika zemin. – Akademické nakladatelství. Brno. 186s.

11. Příloha

	veličina	jednotky	**Hlína prachovitá**
konzistence	I_c	1	tuhá
vlhkost	w	%	
mez tekutosti	w_l	%	
mez plasticity	w_p	%	
index plasticity	I_p	1	
objemová tíha zeminy	γ	kN.m^{-3}	20,5
modul přetvárnosti	E_{def}	MPa	2
edometrický modul	E_{oed}	MPa	4,5
Poissonovo číslo	ν	1	0,40
totální soudržnost	c_u	kPa	25
totální úhel vnitř.tření	Φ_u	°	0
efektivní soudržnost	c_{ef}	kPa	8
efektivní úhel vnitř.tření	Φ_{ef}	°	25

Tab. 1: Mechanické vlastnosti hlíny prachovité kvazihomogenního celku 3 (Poul, 2010).

	veličina	jednotky	**Jíl fluviální**
konzistence	I_c	1	měkká
vlhkost	w	%	
mez tekutosti	w_l	%	
mez plasticity	w_p	%	
index plasticity	I_p	1	
objemová tíha zeminy	γ	kN.m^{-3}	19*
modul přetvárnosti	E_{def}	MPa	1
edometrický modul	E_{oed}	MPa	2
Poissonovo číslo	ν	1	0,42
totální soudržnost	c_u	kPa	17
totální úhel vnitř.tření	Φ_u	°	0
efektivní soudržnost	c_{ef}	kPa	2
efektivní úhel vnitř.tření	Φ_{ef}	°	12

Tab. 2: Mechanické vlastnosti fluviálního jílu kvazihomogenního celku 3 (Poul, 2010).

* Základová půda je zvodnělá, nebo pod hladinou podzemní vody.

	veličina	jednotky	**Jíl písčitý**
konzistence	I_c	1	pevný
vlhkost	w	%	13,9
mez tekutosti	w_l	%	34
mez plasticity	w_p	%	17,6
index plasticity	I_p	1	16,4
objemová tíha zeminy	γ	$kN.m^{-3}$	22
modul přetvárnosti	E_{def}	MPa	7
edometrický modul	E_{oed}	MPa	12
Poissonovo číslo	ν	1	0,35
totální soudržnost	c_u	kPa	70
totální úhel vnitř.tření	Φ_u	°	5
efektivní soudržnost	c_{ef}	kPa	14
efektivní úhel vnitř.tření	Φ_{ef}	°	25

Tab. 3: Mechanické vlastnosti písčitého jílu kvazihomogenního celku 4 (Poul, 2010).

	veličina	jednotky	**Štěrk**
konzistence	I_c	1	stř.ulehlý
vlhkost	w	%	
mez tekutosti	w_l	%	
mez plasticity	w_p	%	
index plasticity	I_p	1	
objemová tíha zeminy	γ	$kN.m^{-3}$	20*
modul přetvárnosti	E_{def}	MPa	45
edometrický modul	E_{oed}	MPa	55
Poissonovo číslo	ν	1	0,3
totální soudržnost	c_u	kPa	
totální úhel vnitř.tření	Φ_u	°	
efektivní soudržnost	c_{ef}	kPa	0
efektivní úhel vnitř.tření	Φ_{ef}	°	35

Tab. 4: Mechanické vlastnosti štěrku kvazihomogenního celku 3 (Poul, 2010).

* Základová půda je zvodnělá, nebo pod hladinou podzemní vody.

	veličina	jednotky	**Jíl neogenní**
konzistence	I_c	1	pevná
vlhkost	w	%	19
mez tekutosti	w_l	%	39
mez plasticity	w_p	%	23,5
index plasticity	I_p	1	15,5
objemová tíha zeminy	γ	kN.m^{-3}	21*
modul přetvárnosti	E_{def}	MPa	7,4
edometrický modul	E_{oed}	MPa	12,4
Poissonovo číslo	ν	1	0,35
totální soudržnost	c_u	kPa	60
totální úhel vnitř.tření	Φ_u	°	5
efektivní soudržnost	c_{ef}	kPa	25
efektivní úhel vnitř.tření	Φ_{ef}	°	25

Tab. 5: Mechanické vlastnosti neogenního jílu kvazihomogenního celku 5 (Poul, 2010).

* Základová půda je zvodnělá, nebo pod hladinou podzemní vody. Saturace jílu je 94–100 %

	veličina	jednotky	**Eluvium**
konzistence	I_c	1	
vlhkost	w	%	
mez tekutosti	w_l	%	
mez plasticity	w_p	%	
index plasticity	I_p	1	
objemová tíha zeminy	γ	kN.m^{-3}	23*
modul přetvárnosti	E_{def}	MPa	60
edometrický modul	E_{oed}	MPa	100
Poissonovo číslo	ν	1	0,3
totální soudržnost	c_u	kPa	
totální úhel vnitř.tření	Φ_u	°	
efektivní soudržnost	c_{ef}	kPa	0
efektivní úhel vnitř.tření	Φ_{ef}	°	40

Tab. 6: Mechanické vlastnosti eluvia kvazihomogenního celku 3 (Poul, 2010).

* Základová půda je zvodnělá, nebo pod hladinou podzemní vody.

	veličina	jednotky	**Skalní hornina**
konzistence	I_c	1	
vlhkost	w	%	
mez tekutosti	w_l	%	
mez plasticity	w_p	%	
index plasticity	I_p	1	
objemová tíha zeminy	γ	$kN.m^{-3}$	26*
modul přetvárnosti	E_{def}	MPa	250
edometrický modul	E_{oed}	MPa	300
Poissonovo číslo	ν	1	0,27
totální soudržnost	c_u	kPa	
totální úhel vnitř.tření	Φ_u	°	
efektivní soudržnost	c_{ef}	kPa	
efektivní úhel vnitř.tření	Φ_{ef}	°	

Tab. 7: Mechanické vlastnosti skalní horniny kvazihomogenního celku 3 (Poul, 2010).

* Základová půda je zvodnělá, nebo pod hladinou podzemní vody.