

Odborné vyjádření

Autor dokumentu:

Ing. Jan Ježek, Ph. D.

AI ČKAIT 0012298 v oboru geotechnika

Datum vypracování: 04/2025

Název stavby:**16 ŘRD_CITADELA 16, OBJEKT Č.P.115****Objednatel:**

Robert Heran

Bělocerkevská 24/1299, Praha 10 - Vršovice

Identifikační údaje	2
1.1 Údaje o místě	2
1.2 Název stavby:	2
1.3 Objednatel dokumentace.....	2
1.4 Zpracovatel výpočtu	2
2 VSTUPNÍ PODKLADY (CHRONOLOGICKY ŘAZENO).....	3
3 ÚVOD.....	4
3.1 Zadání/Úvod.....	4
3.2 Fotodokumentace etapovosti výstavby	4
3.3 Geologické území stavby	8
4 GEOMETRIE VÝPOČTU.....	10
4.1 Použitý software.....	10
4.2 Výpočetní model	10
4.3 Parametry podloží	10
4.4 Fázování výpočtu	12
4.5 Parametry zemin	12
4.6 Přetížení povrchu mechanizací.....	12
5 VÝSLEDKY	13
6 ZÁVĚR	18
7 NORMY, PŘEDPISY	22
8 DÍLČÍ POUŽITÁ LITERATURA.....	23

IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

1.1 Údaje o místě

1.2 Název stavby: 16 ŘRD_CITADELA 16, OBJEKT Č.P.115

1.2.1 Místo stavby:

Obec: Praha [554782]

Katastrální území: Libuš [728390]

Lokalita: V Hrobech

Druh pozemku svahu: ostatní plocha

Způsob využití pozemku svahu: manipulační plocha

1.2.2 Předmět dokumentu: Zpráva výpočtu (zohlednění dalších vstupů a parametrů v rámci shora uvedené stavby)

Numerický model stability: Hydro-mechanický spřažený výpočet (napjatostní výpočet spolu se změnou pórových tlaků v čase) – podklad pro určení stupně stability ve etapách výstavby

Stupeň PD: Nejedná se o projektovou dokumentaci

1.3 Objednatel dokumentace

Objednatel: Robert Heran, Bělocerkevská 24/1299, Praha 10 - Vršovice

1.4 Zpracovatel výpočtu

Odpovědný projektant: Ing. Jan Ježek, Ph. D.
AI ČKAIT 0012298 v oboru geotechnika

Datum zpracování: 04/2025

2 VSTUPNÍ PODKLADY (CHRONOLOGICKY ŘAZENO)

- [1] Budova C - v rámci č.p. 115/213, Praha 4 – Libuš; Zpráva o stavu konstrukce (Ing. Jan Zatloukal, Ph. D.; Prof. Ing. Petr Konvalinka, CSc.; 07.03.2014)
- [2] Budova C - v rámci č.p. 115/213, Praha 4 – Libuš; Zpráva o stavu konstrukce; doplnění Místní šetření ze dne 06.05.2014 (Ing. Jan Zatloukal, Ph. D.; 06.05.2014)
- [3] Odborný posudek statika; Posouzení stavu objektů provozovny Libušská 115/213 (Ing. Adolf Godík; 22.05.2014)
- [4] Odběr vzorků z kanálu s rozbořem a měření studní č.p.115/213 (Ing. Robert Heran + Jiří Šejbl; 05-07.2014)
- [5] Inženýrsko – geologické šetření na pozemcích 299 a 293/3 (Ing. Daniel Jirásko, Ph. D.; 03.2015)
- [6] Stanovisko k příčinám stavebních poruch objektu 115213 na p.č.299 k.ú. Libuš (RNDr. Tomáš Vrana; 06.2015)
- [7] Soubor budov v rámci č.p. 115/213, Praha 4 – Libuš; Zpráva o stavu konstrukce, doplnění; Monitoring konstrukcí 11/2013-6/2015 (Ing. Jan Zatloukal, Ph. D.; 15.06.2015)
- [8] Soubor budov v rámci č.p. 115/213, Praha 4 – Libuš; Zpráva o stavu konstrukce, doplnění; Aktivní poruchy k 09.2016 (Ing. Jan Zatloukal, Ph. D.; 09.2016)
- [9] Znalecký posudek; Posouzení hydrogeologických poměrů v území vymezeném ulicemi Libušská, V Hrobech; U Pejřárny a zarostlým pozemkem směrem k ulici Novodvorská (RNDr. Ladislav Bíža; 28.08.2017)
- [10] Soubor budov v rámci č.p. 115/213, Praha 4 – Libuš; Zpráva o stavu konstrukce, doplnění; Aktivní poruchy k 02.2018 (Ing. Jan Zatloukal, Ph. D.; 12.02.2018)
- [11] Znalecký posudek; o vlivu 16ŘRD na okolí, především objekt p.č. 155/213 (Ing. Josef Rott, Ph.D.; 22.04.2024)
- [12] Fotodokumentace z historie výstavby a z doby po výstavbě (objednatel odborného vyjádření)
- [13] Výkresové podklady ve formátu dwg (objednatel odborného vyjádření)
- [14] Geofond (informace o geologických poměrech) (<http://www.geology.cz/extranet>)
- [15] Web mapového serveru MAWIS (<http://cz.mawis.eu/>)
- [16] Podklady v rámci ČSN Online (Agentura ČAS)
- [17] Domácí i zahraniční literatura (seznam literatury na konci dokumentu)
- [18] Google mapy
- [19] Aktuální fotografie zadní stěny č.p. 115 vč. nových trhlin

3 ÚVOD

3.1 Zadání/Úvod

Na základě konzultace s objednatelem tohoto vyjádření byl proveden geotechnický výpočet metodou konečných prvků, jehož smyslem je namodelovat vývoj událostí při etapové výstavbě řadových domů (označení „Citadela 16“). Probíhá letitý spor o příčinách proběhlých deformací a vzniklých poruchách objektu č.p. 115/213, který bez ohledu na konkretizované příčiny vykazuje deformační změny a poruchy, které jsou pozorovány od doby (zahájení) výstavby řadových domů. Stavebník (žadatel o vydání dodatečného stavebního povolení 16 ŘRD_CITADELA 16) mj. předložil stavebnímu úřadu (na podporu svých tvrzení) znalecký posudek Ing. Rotta, Ph. D., č. 40/1/2024, ze dne 22. 4. 2024 (dále jen „rozporovaný posudek“), s jehož závěry pan Robert Heran zásadně nesouhlasí.

Zpracovateli tohoto odborného vyjádření dodal především dosavadní znalecké posudky, odborná vyjádření, technická data a údaje, měření, vyhodnocení odebraných vzorků z dotčené lokality, ale i rozsáhlou fotodokumentaci z celého průběhu výstavby, která prokazuje některé vlivy, zmíněné v dosavadních dokumentech okrajově či vůbec. Je vhodné uvést, že celá řada skutečností nastala až po vzniku těchto znaleckých posudků či odborných vyjádření, z tohoto důvodu v nich nejsou (ani nemohou být) obsažena veškerá relevantní zjištění, což ale nesnižuje vysokou erudici zpracovatelů těchto znaleckých posudků, ani odbornou úroveň jimi vypracovaných dokumentů.

Zpracovatel tohoto dokumentu je autorizovaným inženýrem v oboru geotechnika, ČKAIT č. 0012298.

Výpočet je nastaven tak, aby se pokusil (s informacemi dostupnými v danou chvíli) zmapovat celou historii výstavby rodinných domů Citadela i s ohledem na vliv vzniku negativních pórových tlaků - sání a jeho disipaci s ohledem na časový průběh výstavby a čas po výstavbě.

3.2 Fotodokumentace etapovosti výstavby

Všechny výše zmíněné dokumenty obsahují velké množství zajímavých informací a různých (často protichůdných) pohledů na problematiku. Z hlediska výstavby lze však z fotodokumentace vyčíst etapovost výstavby, kterou lze zjednodušeně shrnout následovně:

- 1) **Výstavba základů rodinných domů 16 ŘRD_CITADELA 16 na nových pozemcích k č.p. 115/213 přílehlajících**



Obrázek 1: Období výstavby 16 ŘRD_CITADELA 16, zakládání v nepažené jámě (rok 2011)

2) Výstavba vlastních konstrukcí rodinných domů 16 ŘRD_CITADELA 16 na nových pozemcích k č.p. 115/213 přiléhajících



Obrázek 2: Výstavba stropu v 1. NP v komplexu 16 ŘRD_CITADELA 16 (04/2012)

3) Výstavba teras – modelace terénu

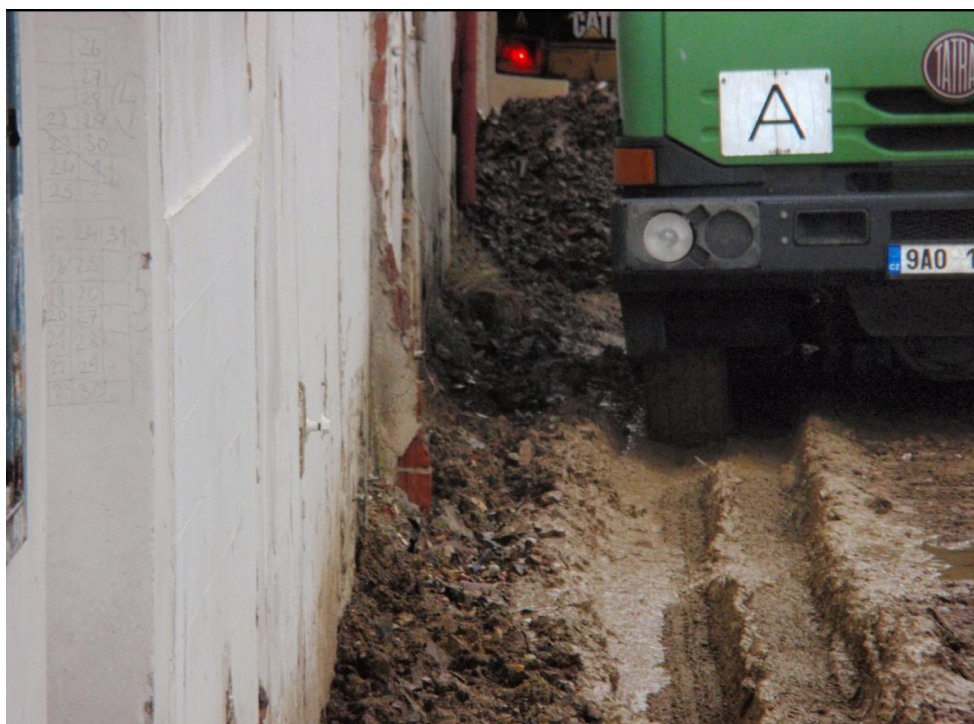


Obrázek 3: Terasa – modelace terénu (01/2013)

4) Výstavba teras – provádění opěrných zídek ze ztraceného bednění



Obrázek 4: Výstavba teras pomocí těžké mechanizace (02/2013)



Obrázek 5: Výstavba teras pomocí těžké mechanizace (02/2013)

5) Výstavba teras – provádění finálních terénních a zahradnických úprav



Obrázek 6: Stav u základové spáry objektu č.p. 115/213 v dubnu 2013



Obrázek 7: Zahradnické úpravy (04/2013)

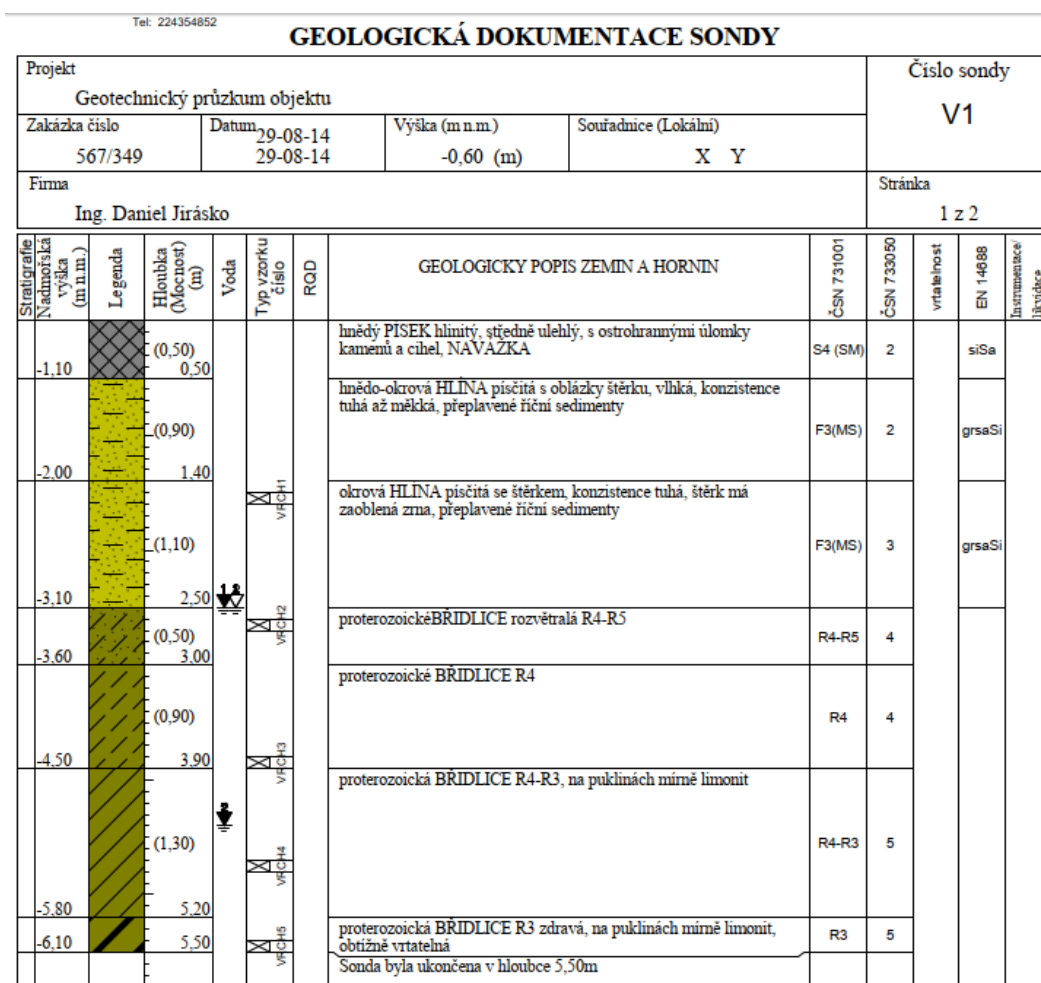
Z hlediska provedeného výpočtu je relevantní posudek Ing. Rotta, Ph.D., který nahlíží na problematiku z hlediska geotechniky [11]. Dále shledávám důležitými posudky RNDr. Vrány a RNDr. Bíží. Zatímco RNDr. Bíža se přiklání spíše k závěrům, že výstavbou nebyla HPV zásadně ovlivněna. Naopak RNDr. Vrana tvrdí, že HPV je ovlivněna výstavbou tím, že voda byla trvale v jámě odčerpávána.

Všechny závěry jsou k dispozici ve výše zmíněných podkladových dokumentech.

3.3 Geologické území stavby

Z hlediska popisu podloží není nutno opakovat to, co je velmi vyčerpávajícím způsobem popsáno v podkladech [5];[6]; [9] a [11].

Autor výpočtu vycházel především z popisu reálných kopaných sond (byť jejich složení je rozdílné), neboť ty popisují daný reálný stav souvrství v podzákladí konstrukce č.p. 115/213. Dále s příklonem k výpočtu v [11], který je proveden ve formě variantního posouzení deformačního chování způsobem rozptylu vstupních hodnot (E_{def} ; q a v) a stupně globální stability pomocí kritického úhlu vnitřního tření (ϕ_{cr}) a skoro nulové kritické soudržnosti c (v kritickém stavu je skutečně $c_{cr} \approx 0$ kPa), autor využívá zjištění uvedených v tomto posudku, ale zároveň je masiv modelován vícevrstevnatě právě z důvodu definování koeficientu filtrace jednotlivých svrchních zeminových vrstev a určení „nestlačitelného“ podloží, tím je myšleno podloží, které nevykazuje již zásadní konsolidační chování - v našem případě zjednodušeně uvažován materiál s puklinovým systémem, tj. horninou pevnosti cca R4 a vyšší. V rámci konstatování, co je ještě průlinový materiál (poloskalní) a co už je puklinový materiál, by bylo správné určit alespoň GSI (Cai et al., 2004) břidličnatého podloží, který vychází z klasifikace četnosti a vlastnosti puklin. To však zpětně nelze bez průzkumu provést. S velkou mírou pravděpodobnosti ale lze tvrdit, že polohy zdravých břidelic R3 (obtížně vrtatelných) lze z hlediska modelování nevyrovnaných pórových tlaků uvažovat jako materiál „non-porous“, tj. neporézní. Zevrubný popis výpočetního modelu popisuje i okrajové podmínky tohoto typu, tj. k nevygenerování pórových tlaků.



Obrázek 8: Profil IG vrtu (převzato z [5])

Zevrubný popis geologie lze popsat obdobně jako je v [11] a [6].

Geologie vrtu V1 a kopaných sond je rozdílná o výskyt svrchní vrstvy písčitých hlín se štěrkem (F3/MS + G) ve vrtu V1. Vrt V1 je půdorysně prakticky na úrovni hranici mezi pozemky, avšak je velmi blízko pouze okrajovým (jižním) částem hraniční zdi objektu č. p. 115. Kopané sondy se sice vztahují na vzdálenější základ objektu č. p. 115, avšak jsou blíže většímu úseku zdi, než je vrt V1. Z důvodu těchto nejistot bylo podloží modelováno jedním materiálem, avšak s alternativními hodnotami materiálových fyzikálně-mechanických charakteristik, z nichž mezní odpovídají výhradnímu zastoupení buď hlín nebo břidlic v celém profilu. Mezilehlé hodnoty poté reprezentují průměrnou hodnotu pro vícevrstvý masiv. Při požadavku na konkrétní souvrství by bylo nutné zhlédnout fotografie z výstavby (pokud jsou k dispozici) a/nebo provést dodatečnou kopanou sondu přibližně v polovině délky zdi, na straně stavebního záměru CITADELA 16.

Z regionálně geologického hlediska spadá zájmové území do základní jednotky svrchního proterozoika Barrandienu středočeské oblasti. Skalní podloží je budováno komplexem sedimentárních hornin tzv. štěchovické skupiny. Litologicky se jedná zejména o tvrdé prachovité břidlice a jemné prachovce, podřízeně pak droby. Tektonické porušení skalního masívu v zájmové oblasti příliš intenzivní není.

Pokud se však podíváme na fotky z výstavby a podíváme se na profil prvotního výkopu nepažené stavební jámy, skutečně profil zájmové strany stavební jámy lze přibližně charakterizovat profilem vrtu V1:



Obrázek 9: IG profil výkopu

Ve 4,00 – 4,50 m p.t. se již zjevně nachází břidlice R3/R4 (výška nezapaženého výkopu byla 4 metry (!!)). Rozhraní ve svahu jámy z fotky není nejlépe patrné, ovšem, pokud budeme uvažovat rozhraní F3/MS vs. R4/R5 břidlice někde kolem 2,00 m p.t., nebude provedena tolik zásadní chyba. Takový předpoklad je na straně bezpečnosti. Navážka skutečně končí kolem 1,00 m p.t (viz obr. č.9).

S ohledem na kopané sondy lze očekávat poloskalní rozhraní výše (kolem 1,20 m p.t.). Eluvium břidlic, respektive přechod do skalního podloží je ale nekonzistentní, to je dáno rozdílným stupněm zvětrání těchto poloh v různých místech.

4 GEOMETRIE VÝPOČTU

4.1 Použitý software

Pro daný výpočet byl vybrán SW Plaxis. PLAXIS je výkonný softwarový nástroj určený pro numerické modelování geotechnických problémů pomocí metody konečných prvků (MKP). Umožňuje analyzovat deformace, stabilitu a proudění podzemní vody v zeminách a horninách. Podporuje jak dvourozměrné (PLAXIS 2D), tak trojrozměrné (PLAXIS 3D) výpočty, včetně pokročilých simulací, jako jsou konsolidace, dynamické zatížení nebo spřažené analýzy proudění a deformací. Díky široké škále dostupných konstitutivních modelů půd a přívětivému uživatelskému rozhraní je často využíván v praxi i ve výzkumu.

Software PLAXIS vznikl koncem 80. let na Technické univerzitě v Delftu (Nizozemsko) jako iniciativa nizozemského Ministerstva dopravy a vodního hospodářství (Rijkswaterstaat). Původně byl vyvinut pro analýzu říčních hrází na měkkých zeminách v nizozemských nížinách. S rostoucím zájmem odborné veřejnosti vznikla v roce 1993 společnost Plaxis BV, která pokračovala ve vývoji a rozšiřování funkcí programu. V roce 2010 byla uvedena plnohodnotná verze PLAXIS 3D.

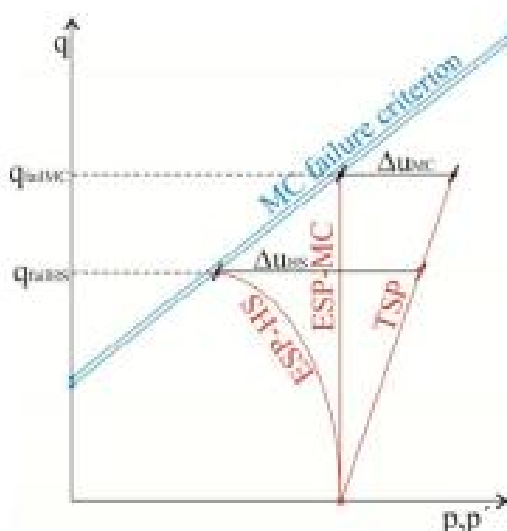
Od roku 2018 je PLAXIS součástí společnosti Bentley Systems, globálního poskytovatele softwaru pro inženýrské aplikace. V roce 2021 byl dále integrován do divize Seequent, která se zaměřuje na subsystémová geovědní řešení.

4.2 Výpočetní model

Model pro výpočet byl zvolen ve 2D variantě příčného řezu svahem. Za účelem spojité analýzy proudění a deformací (dále jen „coupled analysis“) byly hranice řezu zvoleny velkoryse. Rozsah je zvolen +30; -30 m od základového pasu (jeho osy) objektu č.p. 115/213. Velmi konzervativně jsou voleny hranice modelu jako uzavřené, tj. nepropustné. Toto opatření dobu disipace nevyrovnaných pórových tlaků na stranu bezpečnosti prodlužuje (cílem bylo mmj. zjistit, zdali svah teras je k dnešní době plně zkonsolidován).

4.3 Parametry podloží

Materiály (až na vrstvu F3/MS pomocí vztahu Hardening-Soil) jsou modelovány Mohr-Coulombovým konstitučním vztahem. Přesto, že tento konstituční vztah negeneruje realistické dráhy efektivního napětí při neodvodněném zatížení (tj. během vytvoření zářezu a následné postupné konsolidaci nevyrovnaných pórových tlaků), nejsou k dispozici informace, aby se dalo modelovat složitějšími materiálovými vztahy. Mohr – Coulomb v tomto případě ale stupeň stability nadhodnocuje rovnou cestou efektivní dráhy napětí (ESP – effective stress path) na obálku plasticity:



Obrázek 10: efektivní dráhy napětí (Mohr-Coulomb vs. Hardening-Soil) a totální dráha napětí (Brinkgreve and Et al., 2016)

V případě zeminy F3/MS bylo uvažováno s neodvodněným chováním v průběhu exkavace. Materiál byl nastaven jako Undrained (A), kdy je neodvodněná smyková pevnost výstupem výpočtu, je funkcí

efektivního napětí a v průběhu disipace pórových tlaků se bude měnit. Vývoj nevyrovnaných pórových tlaků (sání v tomto případě) je faktorem určujícím efektivní dráhu napětí.

Použitím Mohr-Coulombova vztahu u poloskalních a skalních hornin jako zjednodušení ve výpočtu lze však vcelku obhájit. Totiž úvaha vychází z fotodokumentace původního výkopu. Ten je cca 4,00 m p.t. odkopán ve svislé směru, ve vzdálenosti cca (9,30m) od základového pasu budovy č.p. 115/213. To je dlouhá vzdálenost a pokud bychom uvažovali právě generelní hodnotu kritického úhlu vnitřního tření celého geologického profilu $\varphi_{cr} = 27,4^\circ$ (pro zjednodušení 25°), tak ani tzv. „zálomový úhel“ k budově nedosahuje.

Klasickým přístupem mechaniky zemin by teoretická smyková plocha měla sklon $(45^\circ + \varphi_{cr}/2)$ od vodorovné, tj. $57,5^\circ$. To jsou bezpečná čísla. Zcela dle fotodokumentace lze konstatovat, že svah byl stabilní v době výkopu jámy. Nicméně otázkou je, zdali stupeň stability měl dostačenou rezervu, a i když není normativně psáno, že dočasný svah musí mít rezervu F_s , báňské předpisy (Vyhl. 26/1988Sb. ČBÚ) stanovují pro nezajištěné lomové svahy minimální stupeň stability $F_{s,min} = 1,20$ pro výpočty s reziduálními parametry*. V pražské stavební vyhlášce by neměl nezapažený svislý svah v intravilánu mít hloubku větší než 1,50 m p.t. bez ohledu na geologické prostředí. To jsou 2 požadavky, které nebyly zohledněny.

Výše popsané důvody ale mohou vést k úvaze, že lze zpětnou analýzou zjistit pevnostní parametry zeminových vrstev pro zajištění $F_s = 1,00$, přičemž skalní (poloskalní) polohy lze považovat za stabilní vzhledem k vyšším pevnostním charakteristikám. I přestože nemáme testy, které by parametry břidlic potvrzovaly, je zřejmé, že to není geotyp, ve kterém by došlo k predisponování kritické smykové plochy. Parametry břidlic byly charakterizovány ve výpočtu podle tabulky technických vlastností horninového prostředí Prahy (Hudek, 1971).

Zjištěné parametry zeminových vrstev F3/MS podle prvotního výkopu při současném výpočtu nevyrovnaných pórových tlaků (sání) vzniklých při exkavaci při $F_s = 1,00$ poté jsou zavedeny pro výpočet stupně stability výkopu teras po disipaci pórových tlaků. Dílčí pokles vody HPV v průlinových vrstvách je taktéž namodelován.

*- Citace z 26/1988Sb. ČBÚ:

Požadované informace o minimálním stupni bezpečnosti stability závěrných svahů v lomech naleznete ve vyhlášce Českého báňského úřadu č. 26/1989 Sb., konkrétně v § 46.

Minimální stupeň bezpečnosti (koeficient) řezu lomového svahu:

- 1) 1,3 pro konečný svah
- 2) 1,2 pro provozní svah ze soudržných zemin
- 3) 1,1 nesoudržných zemin
- 4) 1,2 pro generelní svah uvažující reziduální pevnost soudržných zemin

Reziduální smyková pevnost je definována jako nejmenší hodnota ustáleného smykového napětí dosažená při smykové zkoušce nebo na skluzové ploše havarovaného svahu, zajišťující jeho nový labilní stabilitní stav.

4.4 Fázování výpočtu

Fáze výpočtu	Poznámka
ZS 0	Primární napjatost zeminového masivu; generelně uvažovaná hodnota $K_0 = 0,50$ (příklon k očekávané hodnotě dle [11])
ZS 1	Exkavace terénu $t = 5$ dní ($0,432 \cdot 10^6$ s)
ZS 2	ϕ - c redukce - stabilitní analýza - dohledané efektivní parametry F3/MS včetně sání
ZS 3	Konsolidace výkopu (výstavba založení domů) $t = 2$ měsíce ($5,184 \cdot 10^6$ s)
ZS 4	Zásyp výkopu $t = 1$ měsíc ($2,592 \cdot 10^6$ s) spolu s exkavací materiálu pro terasy
ZS 5	ϕ - c redukce - stabilitní analýza – v čase fáze 4
ZS 5a	ϕ - c redukce - stabilitní analýza – v čase fáze 4 + přetížení staveništní dopravou
ZS 6	Výstavba teras $t = 1$ měsíc ($2,592 \cdot 10^6$ s)
ZS 7	Konsolidace svahu (opěrné konstrukce) min nevyrovnaný pórový tlak = 1 kPa
ZS 8	ϕ - c redukce - stabilitní analýza – v čase fáze 7

Tabulka 1: Rozfázování výpočtu

4.5 Parametry zemin

materiál	γ_{sat} (kNm ⁻³)	c_{ef} (kPa)	ϕ_{ef} (°)	E_{def} (MPa)	E_{ur} (MPa)	ν (-)	k_f (ms ⁻¹)
GT1 F3/MS	21,0	5*	27**	10	30**	0,35	$2,00 \cdot 10^{-9}$
GT2 R5/R6 Eluvium břidlice	20,0	10*	32*	15	45	0,30	$1,00 \cdot 10^{-9}$
GT3 R4 Břidlice zvětralá	22,0	25	32	25	60	0,28	$2,00 \cdot 10^{-9}$
GT4 R4 Břidlice zdravá	23,5	100	35	300	500	0,25	„neporézní“

Tabulka 2: Použité parametry ve výpočtu

Pozn.: U zemin typu F3/MS bylo přístupováno s respektem vůči stanovením dle [11]. Orientační hodnoty koeficientu filtrace byly určeny normativně, a to z normy ČSN 75 2410 Malé vodní nádrže.

Zdravé polohy břidlic slouží v podstatě jako podklad ve výpočtu a odůvodnění volby jejich parametrů je v kapitole 4.3. Je zřejmé, že nebudou mít vliv na smykovou plochu.

* - parametry stanovené zpětnou analýzou nezapaženého výkopu

** - parametry převzaté z [11]; s respektem k odůvodnění v [11]

4.6 Přetížení povrchu mechanizací

Dle doporučení technických pomůcek ČKAITu 1.9.6 „Navrhování pažených stavebních jam“ bylo zvoleno zahrnout do výpočtu možné přetížení povrchu silničními vozidly (stavební mechanizací). Jedná se o stavební stroje do hmotnosti 24 t pro vzdálenost od hrany výkopu $\geq 0,6$ m. Dále je uvažováno přetížení chodci dle ČSN 1991-1.

V tomto statickém posudku bylo uvažováno s přetížením:

Název	Charakteristická velikost (kPa; kN/bm)
Celoplošné zatížení chodci – proměnné	5
Stavební mechanizace – proměnné - $\geq 0,6$ m	40
Základový pas sousední budovy – stálé**	200

Tabulka 3: charakteristická hodnota přetížení na povrchu

** - bylo uvažováno v místě základové spáry základového pasu č.p. 115/213 (umístění a hloubka základové spáry sousední budovy je známá), bylo uvažováno s hodnotou 200 kPa na šířku základového pasu.

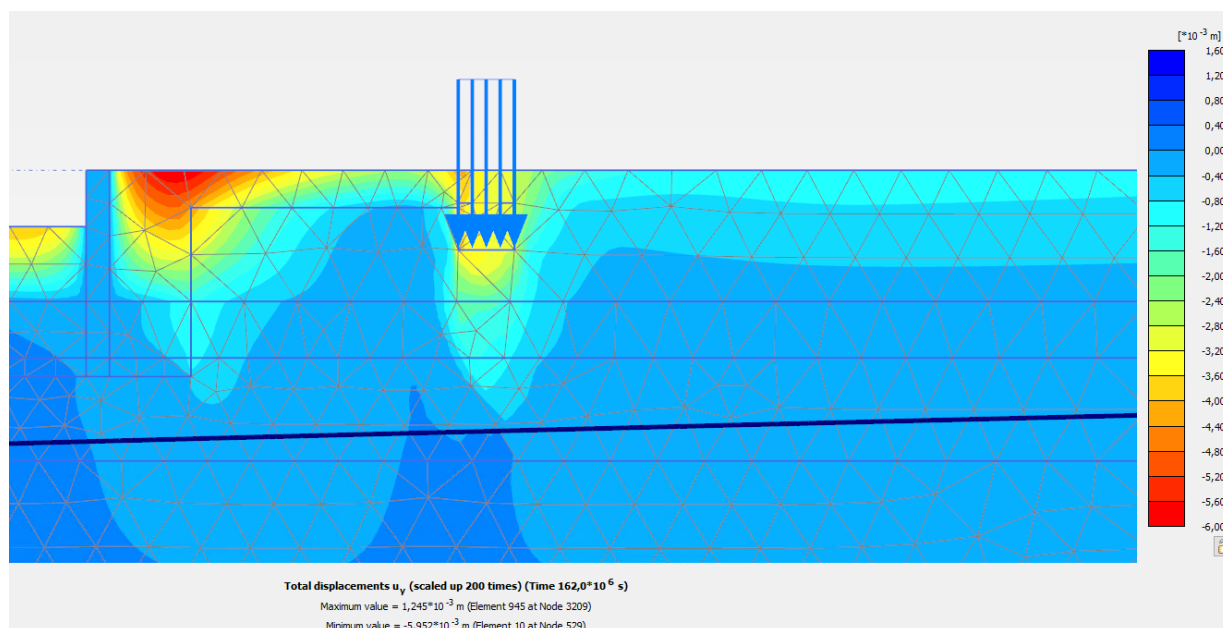
2.2.2 Přírůstky zemních tlaků od ostatního stálého i nahodilého zatížení

Stálé i nahodilé zatížení za rubem pažicí konstrukce (v libovolné hloubce) má vliv na přírůstky příslušných zemních tlaků, (v klidu, aktivních a even. i pasivních). Náhradní zatížení povrchu terénu za silniční vozidla a stavební stroje o celkové hmotnosti do 24 t se uvažuje jako celoplošné neohraničené zatížení povrchu za rubem stěny o charakteristické velikosti $p = 10$ kPa, *obr. 49a*, přičemž musí být dodržena vzdálenost vozidla od pažicí konstrukce $y \geq 3,0$ m. Je-li tato vzdálenost menší, ($y = 0,6 - 3,0$ m), doporučuje se zvýšit zatížení v pásu širokém 3,0 m na následující velikosti, (*obr. 49b*):

- při vzdálenosti $y > 2,0$ m ... $p_1 = 20$ kPa;
- při vzdálenosti $y > 1,0$ m ... $p_1 = 30$ kPa;
- při vzdálenosti $y > 0,6$ m ... $p_1 = 40$ kPa.

5 VÝSLEDKY

Základní výsledky jsou v souladu s tvrzeními popsanými v [11], pokud bude brán zřetel na podklady a vstupy daného posudku. Deformace svislé v podzákladí domu č.p. 115/213 po všech fázích výstavby popsaných v kapitole 4.4 nepřesahují hodnoty 3,5 mm. To skutečně není vyloženo nějaká kritická hodnota.

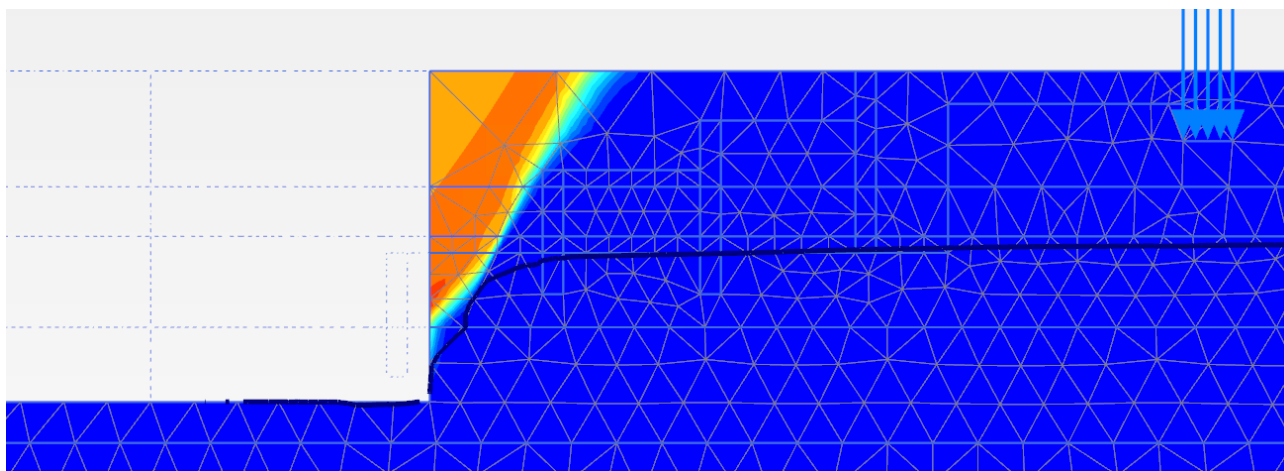


Obrázek 11: Deformace po etapách výstavby

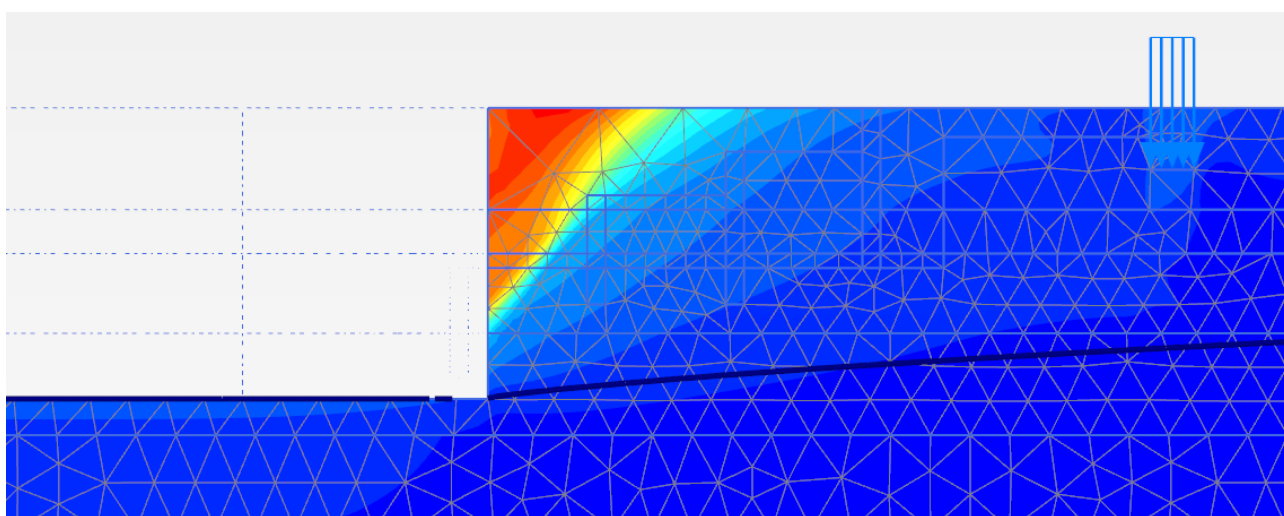
V místě povrchu s kontaktem s budovou tyto narůstají až na hodnotu 4,5 mm. V případě koruny zasypaného svahu až 5,95 mm. Tyto hodnoty jsou velmi malé a potvrzují předpoklady v [11].

Rozporovaný posudek správně uvažuje kritické hodnoty masivu, sice jako celku, pro určení globálního stupně stability po výstavbě. Pokud bychom se však zaměřili trochu na proces vývoje výstavby a zaměříme se na fotodokumentaci a pokusíme se i zahrnout vliv oscilace hladiny podzemní vody, což lze v souladu s [9], kde se autor v celém setu měření HPV odvolává pouze na jednu relevantní studnu/vrt, který je dokumentován v geofondu a hladina podzemní vody před výstavbou je 2,40 m p.t., můžeme simulovat proces výstavby i s kolísáním podzemní vody.

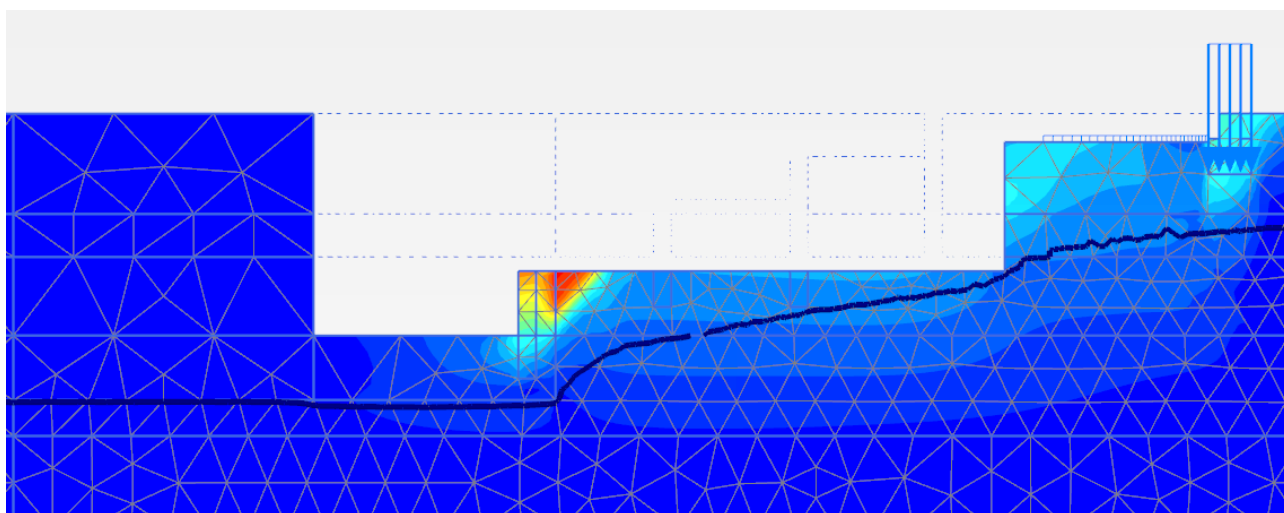
Vlastní kolísání podzemní vody není extrémní, ovšem minimálně dává představu o vzniklých depresních křivkách podzemní vody v jednotlivých fázích výstavby a lze při sdružené analýze zahrnout časový vliv kolísání podzemní vody spolu s určením nevyrovnaných pórových tlaků, které mají přímý vliv na stupeň stability odřezů.



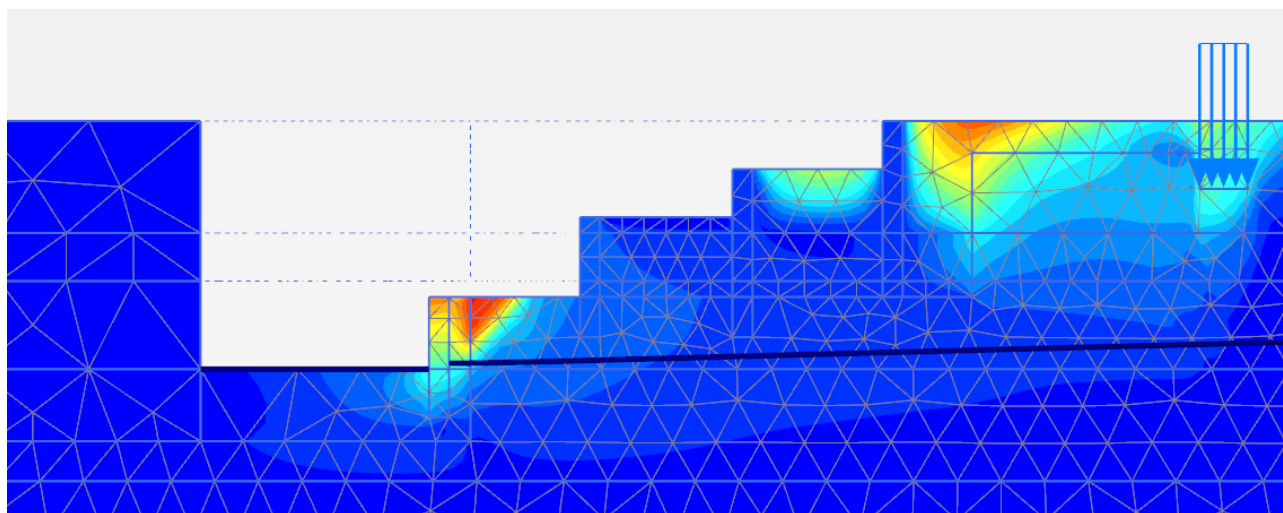
Obrázek 12: Depresní křivka vody po exkavaci výkopu při zahájení výstavby



Obrázek 13: Ustálená hladina výkopu

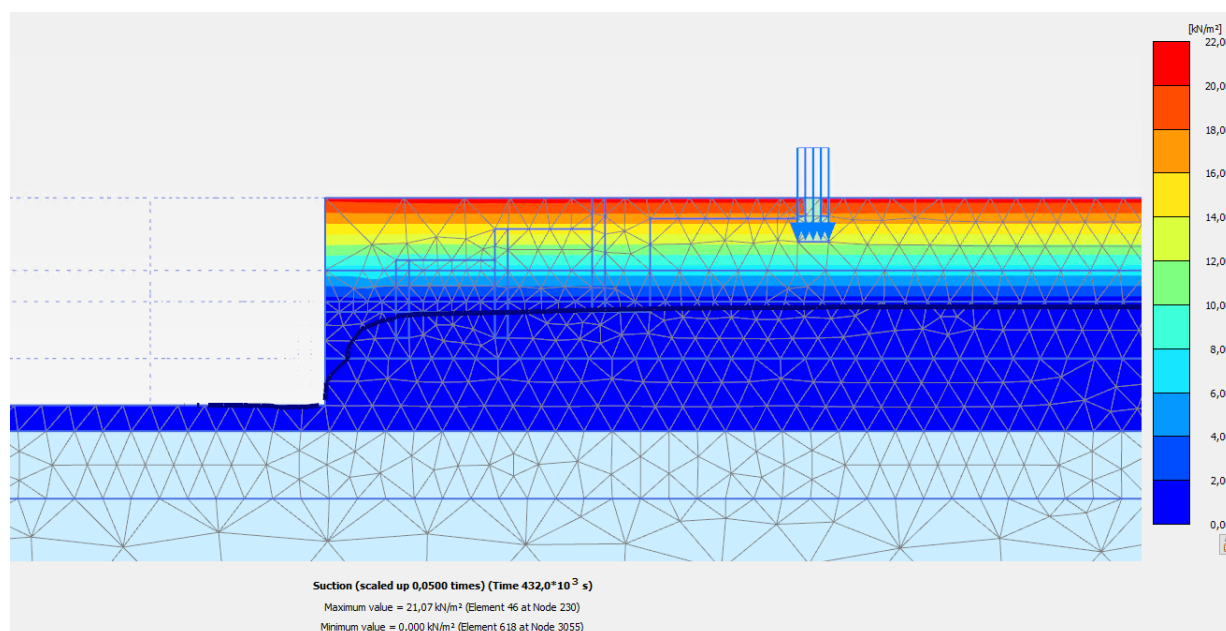


Obrázek 14: Nastoupání hladiny při výstavbě teras

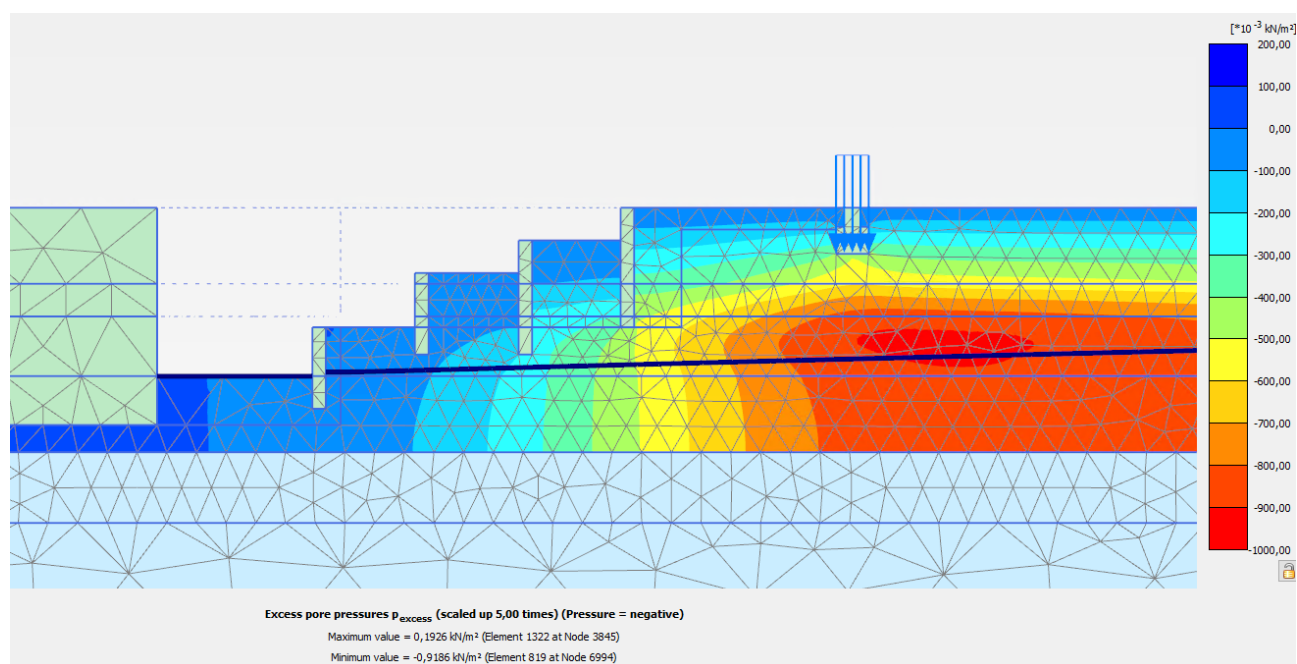


Obrázek 15: Ustálená hladina v čase „nekonečno“ po uzavřené výstavbě

Pokud bychom se zaměřili na nevyrovnané pórové tlaky, rychlá exkavace výkopu výstavby objektů vyvolá největší hodnoty záporných hodnot – sání:



Obrázek 16: Hodnoty sání ihned po výkopu

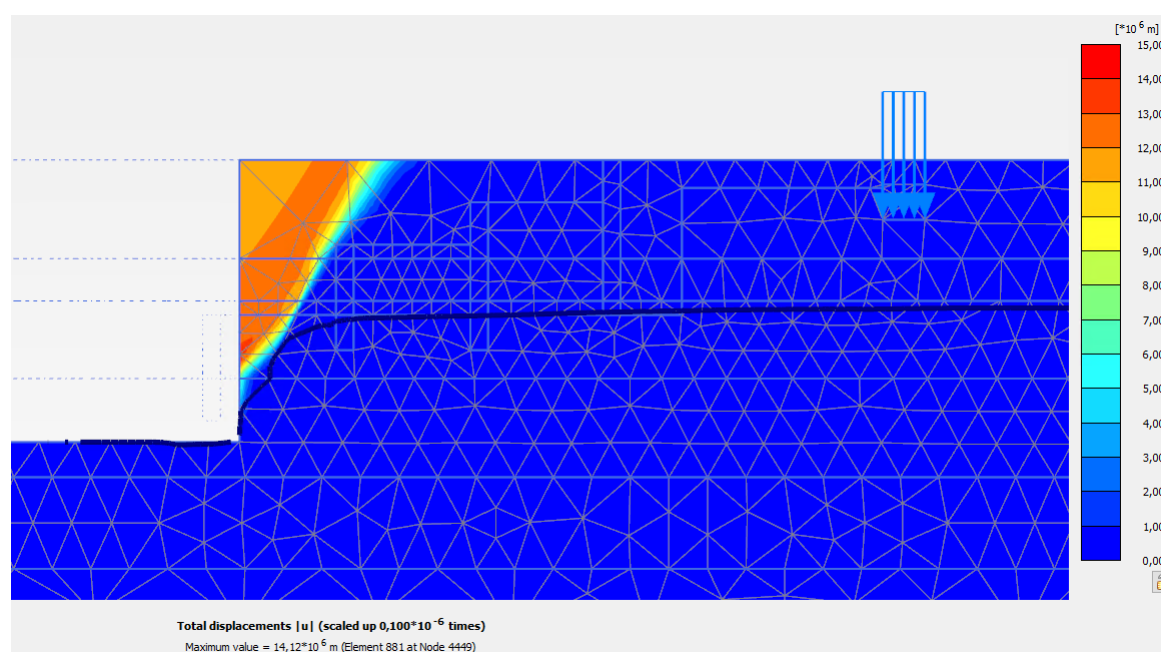


Obrázek 17: Disipace nevyrovnaných pórových tlaků ve finální fázi (dopočtena doba 5 let)

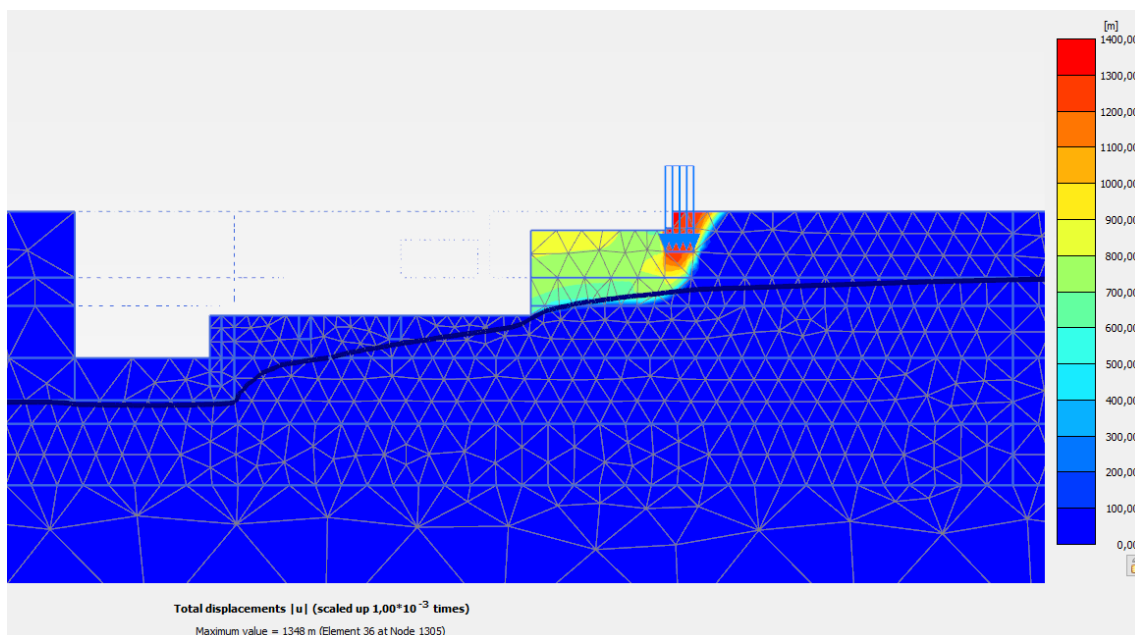
Ve finální fázi je provedena konsolidační analýza do doby, než dojde k absolutnímu ustálení nevyrovnaných pórových tlaků – tato doba je přibližně 5,16 roku (jedná se fakticky o doběh infinitezimální hodnoty nevyrovnaných pórových tlaků). V případě stavu k dnešku se dá celý svah považovat jako zkonsolidovaný, kde je již samozřejmě také ustálená depresní křivka podzemní vody.

Z hlediska stupně stability výkopů je celá řada věcí diskutabilní a vyvolává nejasnosti. V našem výpočtu byla hledána hodnota $F_s = 1,00$ nezapaženého 4 m výkopu na začátku výstavby s tím, že konzervativně na stranu favorizující dodavatele stavby bylo uvažováno s hodnotou sání a s neustálenou depresní křivkou podzemní vody odpovídající času proudění cca 5 dní. Výsledkem byl zjištěn stupeň stability $F_s = 1,03$ pro parametry F3/MS $c' = 5$ kPa a $\varphi' = 27^\circ$.

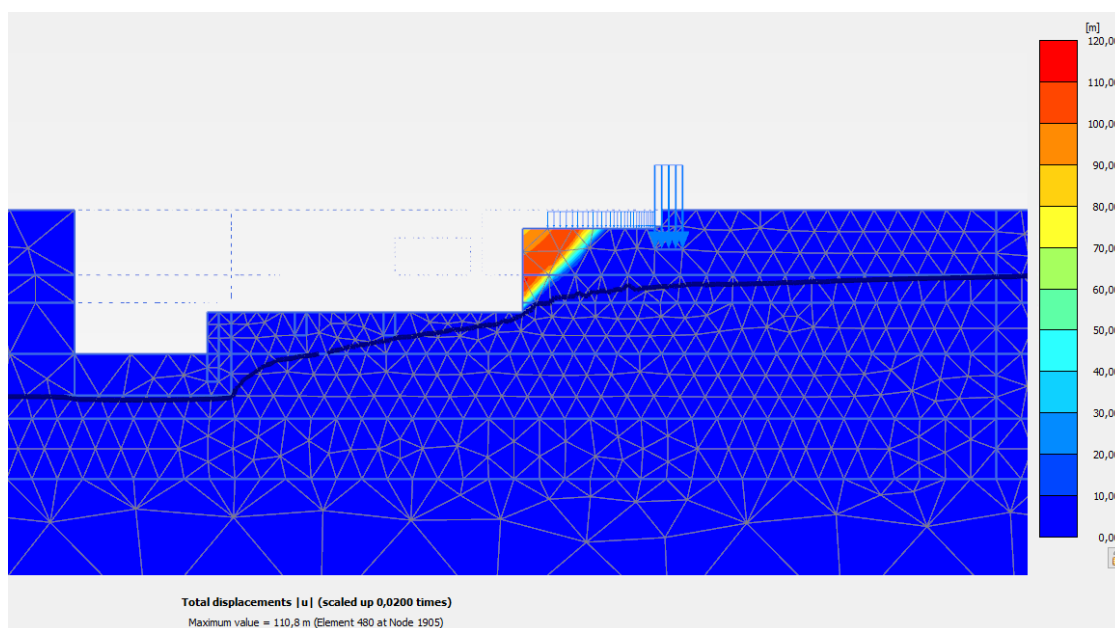
Hodnota 27° odpovídá použitému úhlu v kritickém stavu. Pro nulovou kohezi a z numerických důvodů byla hledána hodnota pro $F_s = 1,00$; ta je přibližně teda 5 kPa, což je pochopitelně o něco vyšší, než v kritickém stavu hodnota blížící se k 0 kPa.

Obrázek 18: $F_s = 1,03$ pro výkop při výstavbě

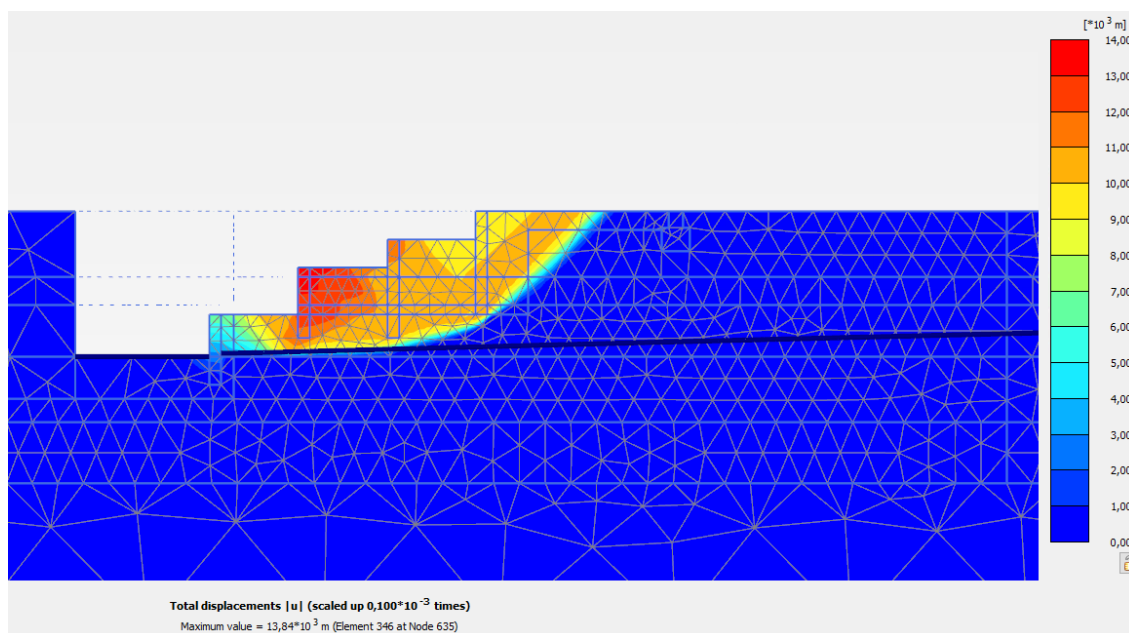
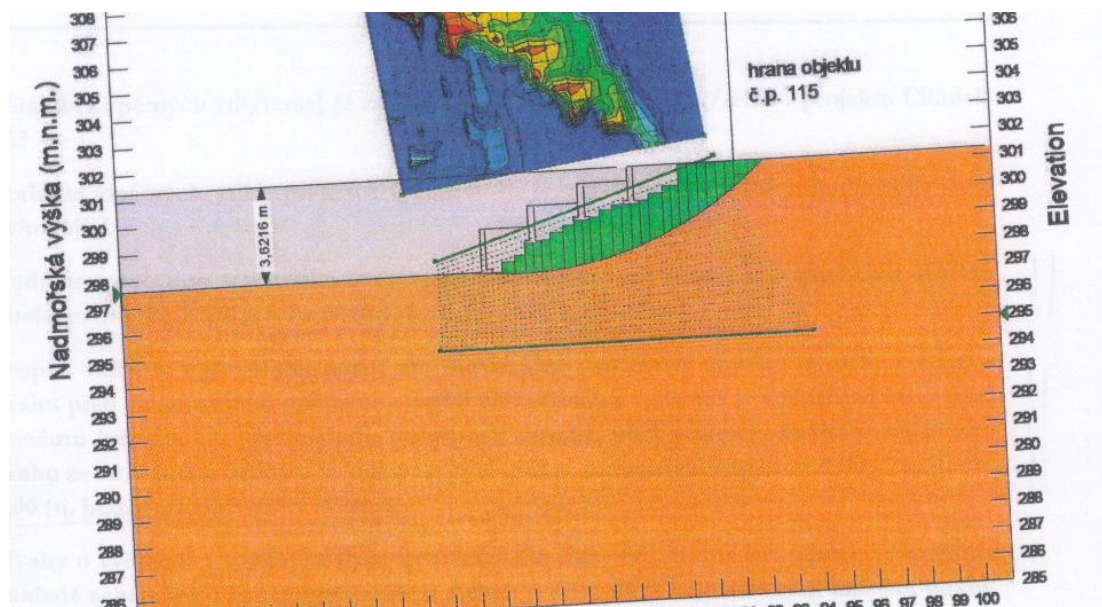
Tyto hodnoty byly poté využity v dalších stabilitních fázích:



Obrázek 19: $F_s = 1,32$ v procesu výstavby teras (před příjezdem těžké mechanizace)



Obrázek 20: $F_s = 0,89$ v procesu výstavby teras (při příjezdu těžké mechanizace)

Obrázek 21: $F_s = 2,31$ v nynějším stavu při aktivaci zídek

Obrázek 22: Tvar smykové plochy je obdobný jako v [11]

Hodnota $F_s = 1,69$ je v souladu s $F_s = 2,31$ při aktivaci opěrných zdí. Autor tohoto výpočtu je nemohl ve výpočtu nezahrnout, neboť docházelo ke zplastizování jen „lokálních zubů opěrných zdí“ (pokud byly uvažovány z plastickým chováním a jako zemina), které neumožňovaly konvergenci výpočtu úplně shodně nastaveného s [11]. V poslední pokusné fázi výpočtu byly zadány celé oblasti pevnostní parametry kritické $C = 2 \text{ kPa}$ a $\varphi_{cr} = 27,4^\circ$ tak, aby bylo porovnání v souladu.

6 ZÁVĚR

Byl proveden výpočet s cílem zpětnou analýzou prvotního výkopu pro stavbu 16 ŘRD_CITADELA 16 a pomocí fotografických dokumentací určit pevnostní parametry prostředí. Z důvodů popsaných již úvodu tohoto dokumentu bylo nutno přistoupit k modelování vícevrstevnatého podloží. Pochopitelně, toto je určitá možnost chybovosti zadání, ale k dispozici není a nebudou lepší vstupy co se geologických vrstev a vstupů týká.

S maximálním přihlédnutím k jinak velmi profesionálnímu posudku Ing. Rotta, Ph.D. byla provedena snaha reflektovat i jeho výsledky s ohledem na použité kritické parametry masivu a použité deformační charakteristiky tak, aby maximálně odpovídaly jeho variantní analýze.

Zároveň ale proběhla rešerše fotodokumentace, jejichž nejhorší případy jsou deklarovány v tomto dokumentu, především jasně zdokumentovaný pohyb těžké techniky nad nezapaženým výkopem přímo u základového pasu objektu č.p. 115/213.

Při snaze reflektovat i různé fáze výstavby lze konstatovat, že stupeň stability ve chvíli výstavby výkopu pro umístění opěrných zdí činil:

$$F_s = 1,32$$

Bez zahrnutí jakéhokoliv přetížení mechanizací. To je sice dostatečně stabilní číslo, nicméně jedná se o hraniční hodnotu v rámci požadovaných rezerv stability, minimálně dle báňských předpisů o stabilitách nezapažených závěrných svahů (viz. vyhl. ČBÚ 26/1989Sb.).

Pokud ovšem reflektujeme i zatížení mechanizací, ke kterému během výstavby prokazatelně docházelo, zde se dostáváme k nevyhovující hodnotě:

$$F_s = 0,89$$

Přestože nedošlo k celkovému kolapsu svahu, je zřejmé, že pojezdy mechanizace nemohly být šetrné k základovému pasu budovy. Z výše vypočtených výsledků a z projevených deformací a (neustále) vznikajících trhlin je patrné, že proces výstavby byl velmi nešetrný a mohl způsobit lokální plastické deformace v podzákladí objektu č.p. 115/213.

Dle výpočtů by stav měl být k nynějšímu datu urovnaný a zkonsolidovaný, stabilita výsledné konstrukce je vyhovující, nicméně k rozvoji trhlin dochází i v poslední době [viz obrázek 23].

Sání v maximální míře dosahovalo hodnotu cca -22 kPa, to není extrémní hodnota, výsledný stupeň stability byl uvažován po absolutní disipaci nevyrovnaných pórových tlaků. V době výstavby opěrných zdí bylo sání v masivu ještě aktivní, čili přispívalo k lepší stabilitě odřezu. V případě, že bychom sání neuvažovali, výsledný stupeň stability by vycházel i o něco menší.





Obrázek 23: Aktuální fotografie zadní stěny č.p. 115 vč. nových trhlin

Vypracovali: Ing. Jan Ježek, Ph.D.
AI ČKAIT Geotechnika 0012298

V Praze dne 16.04.2025

Sídlo: Bajkalská 672/14, Vršovice
100 00 Praha 10

IČO: 081 49 411

Email: honza@geotechnikapraha.cz

7 NORMY, PŘEDPISY

NORMY:

- | | | |
|-----|--------------------|--|
| 1) | ČSN EN 1990 | Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí |
| 2) | ČSN EN 1991-(1-7) | Zatížení konstrukcí (Eurokód 1) |
| 3) | ČSN EN 1992-1-1 | Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Všeobecná pravidla a pravidla pro budovy (Eurokód 2) |
| 4) | ČSN EN 1993-1-1 | Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby |
| 5) | ČSN EN 1995-1-1 | Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby |
| 6) | ČSN ISO 2394 | Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí |
| 7) | ČSN ENV 13670 | Provádění betonových konstrukcí |
| 8) | ČSN EN 1997-1 | Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Všeobecná pravidla |
| 9) | ČSN EN 1997-2 | Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy |
| 10) | ČSN EN 206-1 | Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda |
| 11) | ČSN EN 197-1 | Cement – Část 1: Složení, specifikace a kritéria shody cementů pro obecné použití |
| 12) | ČSN 73 0037 | Zemní a horninový tlak na stavební konstrukce |
| 13) | ČSN 73 1001 | Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy (zrušená) |
| 14) | ČSN P 73 1005 | Inženýrskogeologický průzkum |
| 15) | ČSN 73 6133 | Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací |
| 16) | ČSN 73 0020 | Terminologie spolehlivosti stavebních konstrukcí a základových půd |
| 17) | ČSN 72 1002 | Klasifikace zemin pro pozemní komunikace |
| 18) | ČSN 72 1006 | Kontrola zhutnění zemin a sypanin |
| 19) | ČSN 75 2410 | Malé vodní nádrže |
| 20) | ČSN EN ISO 14688-1 | Geotechnický průzkum a zkoušení – Pojmenování a zatřídování zemin – Část 1: Pojmenování a popis |
| 21) | ČSN EN ISO 14688-2 | Geotechnický průzkum a zkoušení – Pojmenování a zatřídování zemin – Část 2: Zásady pro zatřídování |
| 22) | ČSN EN ISO 14689-1 | Geotechnický průzkum a zkoušení – Pojmenování a zatřídování hornin – Část 1: Pojmenování a popis |

OSTATNÍ MATERIÁLY:

- | | | |
|-----|--|---|
| 23) | Masopust J. | Vrtané piloty (Čeněk a Ježek, 1994) |
| 24) | Masopust J. | Navrhování základových a pažicích konstrukcí příručka k ČSN EN 1997-1 (IC ČKAIT, 2012 + 2018) |
| 25) | Masopust J., Mužík P. | Velkopřůměrové vrtané piloty (SNTL, 1990) |
| 26) | Horák V., Mužík L., Račanský V. (2009) | Eurokód 7: ČSN EN 1997-1, ČSN EN 1997-2 (ČKAIT přednáška) |
| 27) | Kos J. | Geotechnické navrhování (ČSN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí Část 1: Obecná pravidla) |
| 28) | Masopust J. | Rizika prací speciálního zakládání staveb (IC ČKAIT, 2011) |
| 29) | Herle V. | Příspěvky k navrhování konstrukcí podle Eurokódu 7 (časopis SILNIČNÍ OBZOR číslo 1/2013) |
| 30) | Herle V. | Stručné obsahy přednášek (Navrhování geotechnických konstrukcí (nejen) na pozemních komunikacích); (sborník k semináři, 2013) |
| 31) | Kresta F. | Úprava zemin (Česká Silniční Společnost, 2020) |

TP/TKP/VL PK:

- | | | |
|-----|-----------------|--|
| 32) | TP 53 | Protierozní opatření na svazích PK |
| 33) | TP 94 | Úprava zemin |
| 34) | TP 114 | Svodidla na pozemních komunikacích |
| 35) | TP 139 | Betonové svodidlo |
| 36) | TP 167 | Ocelová svodidla ArcelorMittal, prostorové uspořádání |
| 37) | TP 170 | Navrhování vozovek pozemních komunikací - všeobecná část, katalog, návrhová metoda |
| 38) | VL 2 | Silniční těleso |
| 39) | VL 2.2 | Odvodnění |
| 40) | TKP | Technické kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací – celý soubor, především kapitola č. 4 |
| 41) | Směrnice (1990) | Typizační směrnice monolitické zdi pro silniční stavby |

8 DÍLČÍ POUŽITÁ LITERATURA

BRINKGREVE, R. B. J. and ET AL., 2016. *PLAXIS 2016*. The Netherlands: PLAXIS bv, p. -16.

CAI, M.; KAISER, P.K.; UNO, H.; TASAKA, Y. and MINAMI, M., 2004. Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Roč. 41, č. 1, pp. 3-19. ISSN 1365-1609. Available at: [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(03\)00025-X](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00025-X).

HUDEK, J., 1971. *Přehled technických vlastností horninového prostředí 1. provozního úseku trasy A metra (Leninova tř. - nám. Míru): 1. Část - horniny skalního podloží*.