

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ  
V PRAZE**

**Fakulta stavební**

**katedra geotechniky**



**DIPLOMOVÁ PRÁCE**

**Autor diplomové práce: Bc. Gabriela Hůlková**

**Vedoucí diplomové práce: doc. Dr. Ing. Jan Pruška**

**Posouzení stability čelby při ražbě pomocí štítu  
v zeminách na přechodu mezi odvodněným a  
neodvodněným chováním**

**2017**



## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Hůlková</u>	Jméno: <u>Gabriela</u>	Osobní číslo: <u>395706</u>
Zadávající katedra: <u>135</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce pozemích staveb</u>		

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: <u>Posouzení stability čelby při ražbě pomocí štítu v zeminách na přechodu mezi odvodněným a neodvodněným chováním</u>	
Název diplomové práce anglicky: <u>Tunnel face stability during shield tunnelling in soft ground with drained and undrained behaviour</u>	
Pokyny pro vypracování: - vypracovat rešerše k: plnoprofilovým razicím štítům, odvodněným a neodvodněným podmínkám, konsolidaci zemin, výpočtům stability čelby pomocí analytických a numerických metod - analytické a numerické výpočty stability čelby pro odvodněné a neodvodněné podmínky - numerický model se zohledněním konsolidace	
Seznam doporučené literatury:	
Jméno vedoucího diplomové práce: <u>Doc. Dr. Ing. Jan Pruška</u>	
Datum zadání diplomové práce: <u>2. 3. 2017</u>	Termín odevzdání diplomové práce: <u>21. 5. 2017</u> <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

*Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.*

Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)
-----------------------	---------------------

## **PROHLÁŠENÍ**

Prohlašuji, že jsem diplomovou prací s názvem „Posouzení stability čelby při ražbě pomocí štítu v zeminách na přechodu mezi odvodněným a neodvodněným chováním“ vypracovala samostatně a použila k tomu úplný výčet citací použitých pramenů, které uvádím v seznamu přiloženém k diplomové práci.

Nemám závažný důvod proti užití tohoto školního díla ve smyslu §60 Zákona č.121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon), ve znění pozdějších předpisů.

V Praze 21. 5. 2017

.....

Bc. Gabriela Hůlková

## **PODĚKOVÁNÍ**

Ráda bych zde poděkovala vedoucímu diplomové práce doc. Dr. Ing. Janu Pruškovi za jeho rady a čas, který mi věnoval při řešení dané problematiky.



## Abstrakt

Diplomová práce se zabývá stabilitou čelby při ražbě pomocí štítu v zeminách při odvodněných a neodvodněných podmínkách. Pozornost je věnována především zeminám, které mohou v různých fázích ražby měnit své chování z neodvodněného na odvodněné. V rámci práce je provedena parametrická studie pomocí analytických výpočetních metod, která vyšetřuje požadované podpůrné tlaky na čelbě v odvodněných a neodvodněných podmínkách. Vybrané výsledky z této studie jsou ověřeny numericky. V poslední části práce je řešena doba přechodu mezi neodvodněným chováním k odvodněnému chování zeminy před čelbou. V rámci této analýzy jsou stanoveny potřebné časy pro přechod.

**Klíčová slova:** stabilita čelby, odvodněné a neodvodněné podmínky, zeminový štít, bentonitový štít, konsolidace

## Abstract

This thesis deals with tunnel face stability during shield tunnel construction in soft ground under drained and undrained conditions. Considerable attention is given to the soils which may change their behaviour from undrained to drained. Analytical parametric study was performed in order to study the required face support pressures in drained and undrained conditions. The findings from parametric study are verified with numerical models. In the last part of the thesis the transition time is investigated between undrained and drained behaviour soils in front of the tunnel face. The required time spans for the transition are determined.

**Keywords:** tunnel face stability, drained and undrained conditions, EPB shield, slurry shield, consolidation

**Obsah**

Abstrakt.....	4
1 Úvod.....	7
2 Mechanizované štíty s plným záběrem v čelbě.....	8
2.1 Rozdělení štítů s plným záběrem v čelbě.....	10
2.1.1 Čelba bez podepření.....	10
2.1.2 Mechanicky podepřená čelba.....	10
2.1.3 Pneumatický štít.....	10
2.1.4 Bentonitový štít.....	10
2.1.5 Zeminový štít.....	11
2.2 Oblasti nasazení zeminových a bentonitových štítů a jejich vzájemné porovnání.....	12
2.3 Vlastnosti podpůrného média.....	14
2.3.1 Bentonitové štíty.....	14
2.3.2 Zeminové štíty.....	17
2.4 Fáze ražby a stanovení rychlosti.....	17
2.5 Shrnutí kapitoly 2.....	19
3 Odvodněné a neodvodněné chování zemin.....	20
3.1 Odvodněné podmínky.....	20
3.2 Neodvodněné podmínky.....	21
3.3 Odvodněná a neodvodněná smyková pevnost.....	22
3.4 Konsolidace zemin.....	24
3.4.1 Lineární teorie konsolidace - Terzaghiho teorie.....	25
3.4.2 Konsolidace v numerických modelech.....	29
3.5 Stabilita typických geotechnických konstrukcí v odvodněných a neodvodněných podmínkách.....	32
3.6 Stabilita čelby v odvodněných a neodvodněných podmínkách.....	35
3.7 Shrnutí kapitoly 3.....	37
4 Stabilita čelby.....	38
4.1 Podpůrný tlak.....	38
4.2 Analytické metody.....	40
4.2.1 Postup výpočtu metodou mezní rovnováhy pomocí Hornova mechanismu porušení 45	
4.2.2 Postup výpočtu pomocí faktoru stability, „Stability ratio method“.....	53

---

4.3	Numerické metody .....	54
4.4	Shrnutí kapitoly 4 .....	57
5	Parametrická studie stability čelby v odvodněných a neodvodněných podmínkách 58	
5.1	Uvažované parametry zemin .....	58
5.2	Vliv výšky nadloží .....	59
5.3	Vliv průměru čelby (štítu) .....	61
5.4	Vliv výšky hladiny podzemní vody .....	63
5.5	Vliv konzistence zeminy .....	65
5.6	Shrnutí výsledků parametrické studie .....	66
5.6.1	Diskuze výsledků .....	68
6	Numerické výpočty stability čelby .....	70
6.1	Zjednodušení modelu .....	70
6.2	Odvodněné podmínky .....	72
6.3	Neodvodněné podmínky .....	74
6.4	Vyhodnocení numerických výpočtů .....	77
6.4.1	Diskuze dodatečných výsledků numerické neodvodněné analýzy .....	78
7	Numerické výpočty konsolidace .....	81
7.1	Parametry zeminy a čas ražby .....	81
7.2	Ražba se vznikem negativních pórových tlaků .....	83
7.3	Ražba se vznikem pozitivních pórových tlaků .....	88
7.4	Vyhodnocení výsledků konsolidačních analýz .....	93
8	Závěr .....	94
	Seznam obrázků .....	96
	Seznam tabulek .....	99
	Seznam použitých zdrojů .....	100

# 1 Úvod

Ražby pomocí plnoprofilových štítů probíhají obvykle v zeminách, které pro udržení stability čelby vyžadují její aktivní podporu. Tato aktivní podpora je zajištěna dle typu štítu buď natlakovanou bentonitovou suspenzí nebo natlakovanou zeminovou kaší v odtěžovací komoře štítu.

Pro nastavení podpůrného tlaku na čelbě existují obecně dvě meze - horní a dolní mez. Dolní mez odpovídá tlaku, který zajistí, aby nedošlo k ztrátě stability. Horní mez pak odpovídá maximálnímu možnému tlaku, kdy nedojde jeho vlivem k protržení nadloží nebo k úniku podpůrného média z odtěžovací komory štítu. Hodnoty zmíněných dvou mezí se nacházejí různě daleko od sebe v závislosti na podmínkách ražby. Při ražbách ve městech pod nízkým nadložím se tyto meze zpravidla nalézají velmi blízko sebe.

K určení těchto dvou mezí existují četné analytické, empirické a numerické metody. Výpočet maximálního podpůrného tlaku je kodifikován např. v německém ZTV-ING (2012), kde popsána metoda je v zásadě nezávislá na typu zastižené zeminy. Naproti tomu v případě určování minimálního podpůrného tlaku je při výběru metody výpočty třeba zohlednit typ zastižené zeminy na čelbě. Zejména je třeba se při výběru zaměřit na fakt, jestli se zemina během ražby, ve fázi stavění ostění nebo v případě prostoje stroje bude chovat odvodněně či neodvodněně. U některých typů zemin je pro všechny tyto fáze jasné, že se budou chovat jednoznačně odvodněně. Mezi tyto zeminy patří např. šterky či hrubozrné písky. U zemin, které se však chovají nejprve neodvodněně, pak dochází vlivem konsolidačního času k odvodněnému chování. Mezi tyto zeminy patří např. jíly. U těchto zemin není jasné, zda se budou chovat během jednotlivých fází výstavby tunelu odvodněně či neodvodněně.

Cílem této práce je zabývat se posouzením stability čelby pro zeminy, které se mohou v různých fázích ražby, tj. ve fázi rubání, stavby ostění či při delším prostoji stroje chovat buď odvodněně či neodvodněně. Přičemž má být stanoveno, které ze zmíněných chování zemin je z hlediska stability čelby nepříznivější.

Zkoumání stability čelby má být provedeno na základě teoretické rešerše v odvodněných a neodvodněných podmínkách pomocí analytických metod, které jsou v současnosti nejpoužívanější. Na základě provedení zkoumání má být zhodnoceno, jaké parametry ovlivňují odvodněnou a neodvodněnou stabilitu čelby. Verifikací pomocí numerického modelu mají být potvrzeny výsledky z analytických metod pro stanovení potřebného přítlaku na čelbě v odvodněných a neodvodněných podmínkách.

Pomocí konsolidační analýzy má být zjištěno, ve kterých fázích výstavby tunelu se zeminy budou chovat neodvodněně a ve kterých odvodněně. Na základě těchto výsledků má být stanoveno doporučení ohledně volby metody výpočtu minimálního podpůrného tlaku na čelbě v jednotlivých fázích ražby v zeminách na přechodu mezi neodvodněným a odvodněným chování z hlediska minimalizace rizika nestability čelby.

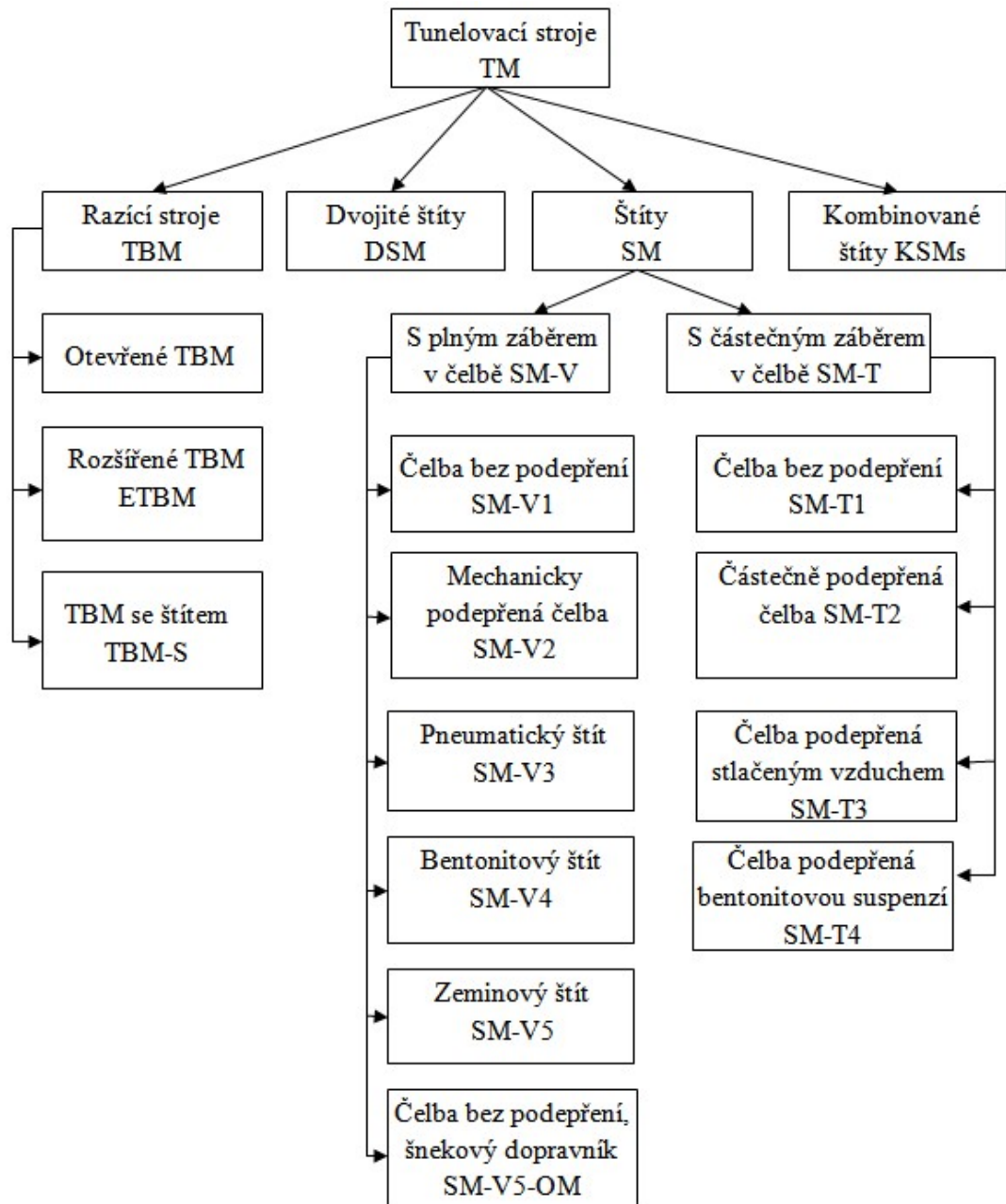
## 2 Mechanizované štíty s plným záběrem v čelbě

V této kapitole jsou nejprve představeny mechanizované štíty s plným záběrem v čelbě a jejich rozdělení do charakteristických skupin. Následně je přistoupeno k podrobnému popisu funkcí zeminového a bentonitového štítu. Specifika těchto štítů jsou charakterizována s ohledem na podpůrné médium a oblasti nasazení těchto štítů.

Mechanizované štíty s plným záběrem v čelbě (SM-V podle DAUB) jsou charakteristické rotující řeznou hlavou umístěnou v čele štítu. Na řezné hlavě jsou umístěny řezné nástroje (např. řezné disky, dláta, atd.), které zajišťují rozpojování zeminy [1]. Uspořádání řezných nástrojů na řezné hlavě závisí na geologických poměrech, v nichž bude štít nasazen. Oblast pro nasazení štítů je velice rozmanitá, především se uplatňují v obtížných geologických podmínkách, v zeminách nestabilních, silně propustných a zvodnělých [2].

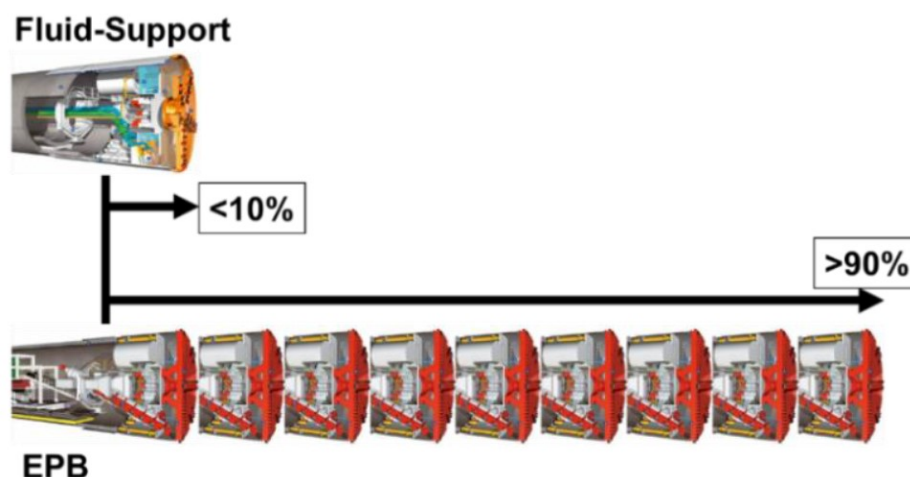
V rámci různých geologických podmínek se vyšetřuje stabilita čelby, která je hlavním kritériem pro rozhodnutí o tom, zda bude nasazen stroj s aktivní podporou čelby nebo bez aktivní podpory čelby. Pokud ražba probíhá v zeminách pevné až tvrdé konzistence (nejčastěji v málo porušeném horninovém masivu), ve kterých nehrozí nebezpečí nestability, může být použita čelba bez podepření. V případě zemin plastických (měkkých až kašovitých) nebo v silně rozpukaném horninovém masivu a také v případě, že ražba probíhá pod hladinou podzemní vody (pokud nemůže být hladina podzemní vody snižována) je nasazen stroj s aktivní podporou čelby [2].

V souladu s hlavním kritériem pro výběr štítu, jsou štíty rozděleny podle způsobu podpory čelby. Současná klasifikace tunelovacích strojů je zachycena na obr. 2-1, tato klasifikace byla zpracována podle doporučení DAUB (Německý spolek pro podzemní stavby) v roce 2010.



Obr. 2-1: Současná klasifikace tunelovacích strojů [3] – uvedené zkratky odpovídají německé terminologii

Doporučení DAUB rozděluje štíty s plným záběrem v čelbě do 5-ti kategorií, které budou podrobněji popsány v následujících podkapitolách. Největší pozornost v celé diplomové práci bude věnována štítům bentonitovým (slurry, SPB) a zeminovým (EPB), které umožňují aktivní podporu čelby a v současné době představují největší četnost nasazení při ražbách (obr. 2-2). Zejména zeminový štít patří v dnešní době jednoznačně k nejvíce frekventovaným štítům s aktivní podporou čelby [3].



Obr. 2-2: četnost nasazení štítů s aktivní podporou v současné době [3], EPB = zeminový štít, Fluid-Support = bentonitový štít

## 2.1 Rozdělení štítů s plným záběrem v čelbě

### 2.1.1 Čelba bez podepření

Pro ražbu bez podepření je používán otevřený štít. V pracovní komoře štítu je normální atmosférický tlak. O nasazení tohoto typu štítu rozhodují geologické podmínky, které zajistí stabilní čelbu během celé výstavby [3].

### 2.1.2 Mechanicky podepřená čelba

Mechanicky podepřená čelba byla používána v historii, v současné době tento způsob podepření není již využíván [3].

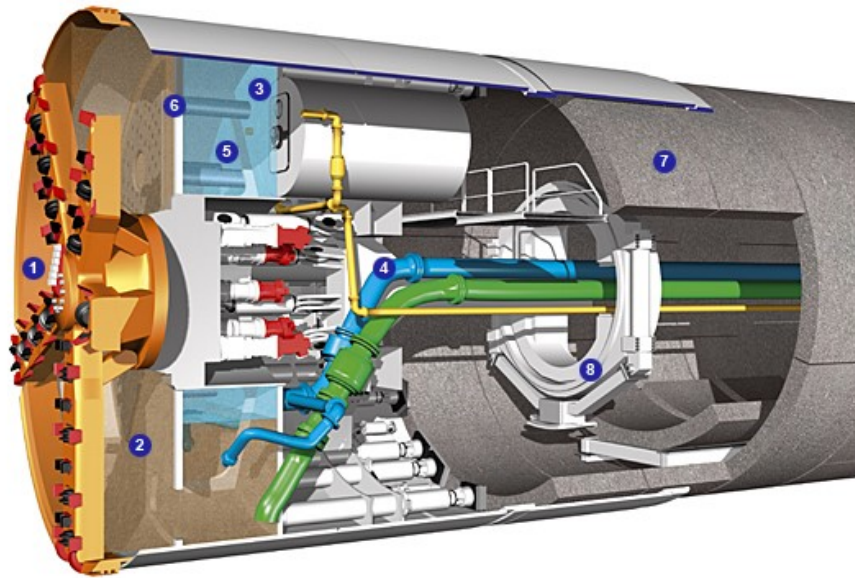
### 2.1.3 Pneumatický štít

Pneumatický štít (APBS) umožňuje zapažení čelby stlačeným vzduchem. Prostor s přetlakem vzduchu je od zbytku stroje oddělen vzduchotěsnou přepážkou [1]. Tento způsob zapažení čelby je určen pro stabilní zeminy pod hladinou podzemní vody. Bentonitové i zeminové štíty jsou také vybaveny přídatnými systémy pro zajištění stability čelby i stlačeným vzduchem, aby byl umožněn přístup na čelbu pro provozní údržbu (např. výměna rezných nástrojů atd.) [4].

### 2.1.4 Bentonitový štít

U tohoto štítu (SPBS) je čelba během ražby zapažena bentonitovou suspenzí (voda a bentonit). Podporující suspenze proniká do pórů zeminy a působí tak proti hydrostatickému tlaku vody v zemině. Část tlaku suspenze, která je vyšší než hydrostatický tlak se pak přetváří v efektivní napětí, protože dochází k ucpání pórů zeminy bentonitovou suspenzí [5]. Konstrukce štítu je znázorněna na obr. 2-3. Řeznou hlavou (1) je těžena rubanina. V pracovní komoře (2) štítu je odtěžená zemina směřována s podporující suspenzí čelby. Odtěžená rubanina má větší tíhu než podporující suspenze, a proto klesá na dno pracovní komory, odkud je rubanina společně se suspenzí odčerpávána prvním potrubím do separační jednotky, kde rozpojená zemina sedimentuje a bentonit se regeneruje pro další použití. Pomocí

druhého potrubí (4) je přiváděna do tlakové komory vyčištěná či čerstvá suspenze. Vzduchový polštář (5), který se nachází mezi nornou a tlakovou stěnou zajišťuje potřebný tlak na suspenzi. Tento polštář umožňuje bentonitovým štítům relativně přesné řízení jejich podpůrného tlaku. Pokud jsou během ražby očekávány valouny, které by nemohly být odčerpány potrubím, je součástí řezné hlavy drtič kamenů, nebo je tento drtič umístěn mezi pracovní a tlakovou komorou [2].



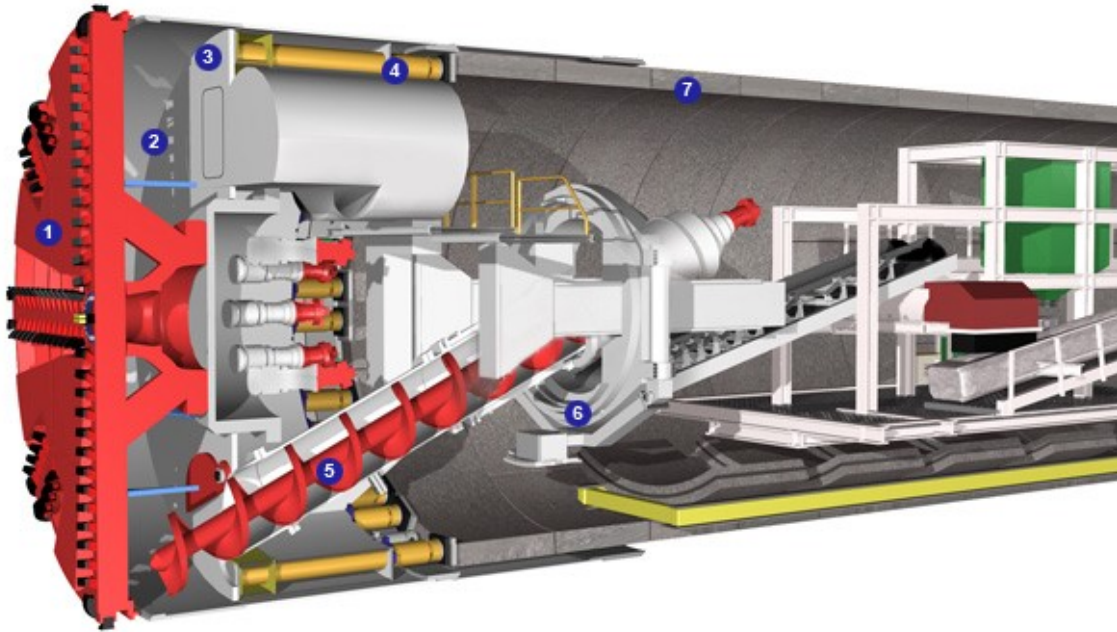
Obr. 2-3: schéma bentonitového štítu - (1) řezná hlava, (2) pracovní komora, (3) tlaková stěna, (4) potrubí pro dopravu suspenze, (5) vzduchový polštář, (6) norná stěna, (7) segmenty, (8) erektor [3]

Hladina podpůrného média v pracovní komoře může být snížena úplně nebo částečně a nahrazena stlačeným vzduchem. Snížení hladiny musí zajistit dostatečně velký a bezpečný pracovní prostor pro přístup personálu pro provádění oprav nebo výměnu nástrojů na řezné hlavě [6].

### 2.1.5 Zeminový štít

Zeminový štít (EPBS) má podstatně menší pořizovací náklady než bentonitový štít, neboť zde nemusí být mísící a odlučovací zařízení pro bentonit. Čelba je v tomto případě pažena samotnou rozpojenou zeminou, jejíž vlastnosti mohou být vylepšené přídatnými aditivy. Aditiva jsou do zeminy přidávána na čelbě a v pracovní komoře. Zemina rozpojená řeznými nástroji umístěnými na řezné hlavě je kontrolovaně vpouštěna do pracovní komory, kde je smíchávána s plastickou zeminovou kaší. Pracovní komora je opět od zbytku tunelu oddělena tlakovou stěnou. Rozpojená zemina je dále z pracovní komory kontrolovaně odtěžována šnekovým dopravníkem na dopravníkový pás. Nekontrolovanému vniknutí rozpojené zeminy do pracovní komory brání tlaková síla, která je vytvářena tlakovou stěnou spolu s kontrolovaným vpouštěním a odtěžováním zeminy z pracovní komory [2].





Obr. 2-4: Schéma zeminového štítu [příručka] – řezná hlava (1), pracovní komora (2), tlaková stěna (3), hydraulické lisy (4), šnekový dopravník (5), erektor (6), ostění (7)

Na rozdíl od bentonitových štítů zde není žádná separační jednotka, která by čistila odtěženou zeminu při přidání přísad pro zlepšení její konzistence, proto je třeba věnovat větší pozornost při ukládání rubaniny z hlediska vlivu na životní prostředí [2].

Zeminové štíty mohou také pracovat ve třech typech módu, a to podle zastižených geologických podmínek - otevřený mód, přechodný mód a uzavřený mód [3]. V této práci je řešen výpočet podpůrného tlaku na čelbě pro uzavřený mód.

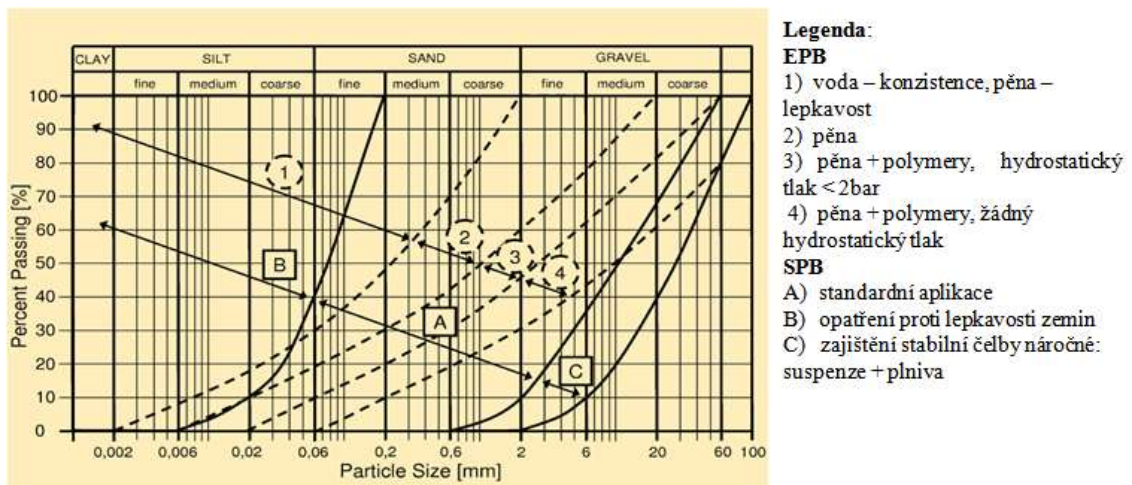
## 2.2 Oblasti nasazení zeminových a bentonitových štítů a jejich vzájemné porovnání

V posledních letech se značně rozšířil jednak rozsah využití bentonitových štítů, zejména pak, ale zeminových štítů. Zeminové štíty, které byly původně nasazovány pouze do zeminy s obsahem jemných částic větších než 30 %, jsou díky rozvoji v technologii zlepšování zeminy aditivou, zejména pak úpravou zemin pomocí tensidové pěny, úspěšně nasazovány i v hrubozrnných zeminách [7].

Na obr. 2-5 je znázorněna oblast pro nasazení zeminového a bentonitového štítu v závislosti na zrnitostních křivkách zastižených zemin. Zatím co klasické oblasti nasazení u zeminových štítů spadají do zemin v oblasti 1 v jemnozrnných zeminách, bentonitový štít je nejvhodnější aplikovat v oblasti A v pískách. Po zavedení moderních aditiv pro zlepšování vlastností zemin se začaly tyto oblasti překrývat, jak je patrné z obrázku 2-5.

Avšak pouze zrnitost zastižené zeminy není jediným rozhodujícím faktorem při volbě razicího stroje. Dalšími rozhodujícími faktory může být např. velké množství balvanů, vrstva tvrdé horniny, okolí ražby citlivé na sedání, možnost přístupu pro údržbu na čelbě v podmínkách vysokého tlaku zeminy a vody, možnost použití stlačeného

vzduchu pro zajištění rovnováhy na čelbě ve vysoce propustných zeminách, plynující zemina nebo možnosti pro čištění a ukládání rubaniny[7].



Obr. 2-5: Oblast nasazení zeminového a bentonitového štítu (jíl, prach, písek, šterk) [7]-  
 vodorovná osa = velikost zrn [mm], svislá osa propady [%]

Srovnání těchto dodatečných kritérií je provedeno v tabulce 2-1. Tabulka 2-1 uvádí výhody a nevýhody zajištění stability čelby bentonitovou suspenzí (SBS) a zeminou (EPB). Z této tabulky je zřejmé, že největší výhody bentonitových štítů jsou na straně bezpečnosti, kde hlavní roli hraje přesnější řízení chování čelby, lepší řízení chování hrubozrnných zemin, snadnější přístup k čelbě a nižší riziko sedání. Výhody zeminového štítu jsou především na ekonomické straně, neboť má výrazně nižší pořizovací a provozní náklady. Díky této skutečnosti patří zeminové štíty k nejvíce nasazovaným razícím strojům s aktivní podporou čelby. Avšak ražba zeminovým štítem se může výrazně prodražit v extrémně složitých geologických podmínkách (proměnlivé podmínky na ražbě), tyto kritické situace vedly v minulosti na několika projektech k dlouhodobému zastavení ražby a jejímu prodražení. Proto v situacích, kde jsou podmínky zvláště obtížné, je výhodnější uvažovat o nasazení bentonitového štítu [7].

Tab. 2-1: Srovnání ražby pomocí bentonitového a zeminového štítu [7]

<b>Podmínky</b>	<b>Bentonitový štít</b>	<b>Zeminový štít</b>
Řízení sedání	velmi přesné, definováno lineární rozdělení tlaku	méně přesné, výkyvy a nelineární rozdělení tlaku zajišťujícího rovnováhu na čelbě
Balvany	menší opotřebení valivých dlát, možnost instalace drtiče kamene	větší opotřebení valivých dlát, možnost zablokování šnekového dopravníku
Proměnlivé – podmínky skalní hornina / zemina	lepší řízení zajištění rovnováhy na čelbě a opotřebení	větší riziko nestability a opotřebení
Vysoký obsah jemných částic	velké úsilí potřebné pro oddělení frakcí, nebezpečí zanášení / ucpávání jemnými částicemi	ideální pro zeminy s jejich vysokým obsahem
Hrubozrnná zemina pod HPV	lepší řízení chování čelby, menší opotřebení, jednodušší zásahy pomocí stlačeného vzduchu	větší opotřebení, nemožnost použití stlačeného vzduchu bez zvláštních opatření
Ražba v zemině, způsobující velké opotřebení	menší opotřebení	větší opotřebení
Možnost přístupu na čelbu za nepříznivých podmínek	rychlejší vyprazdňování komory, snadnější zásahy pomocí stlačeného vzduchu, nízká teplota	delší čas pro přípravu, obtížnější zásahy stlačeného vzduchu, vyšší teplota v důsledku tření
Kontaminovaná zemina	k vystavení vlivu v tunelu nedochází, větší objem rubaniny potřebuje zvláštní úpravu	vystavení vlivu v tunelu, již menší objem rubaniny potřebuje zvláštní úpravu
Uložení rubaniny na skládku	přímé uložení není možné, vyšší náklady	přímé uložení je možné, nižší náklady
Složitost instalace	složitější	méně složitá
Složitost provozu	složitější kvůli dodatečnému okruhu pro oběh suspenze	méně složitý ve standardních situacích, složitější v případě obtížného upravování zeminy + zajištění čelby
Velikost zařízení na staveništi	větší o separační jednotku	menší
Investiční náklady	vyšší	nižší

## 2.3 Vlastnosti podpůrného média

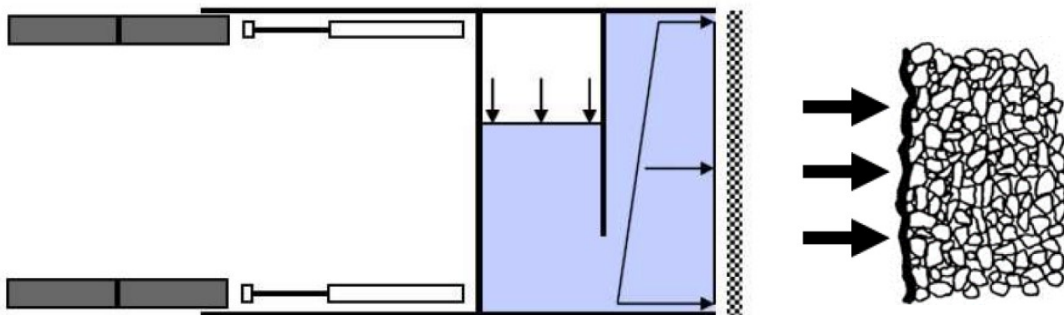
### 2.3.1 Bentonitové štíty

Jako podpůrné médium v případně bentonitových štítů je využita bentonitová suspenze. Bentonitová suspenze při ražbě bentonitovými štíty plní nejen funkci podpůrnou, ale

také funkci transportní, kdy je společně s rubaninou odčerpávána z čelby. Klíčovou vlastností suspenze je její smyková pevnost  $\tau_f$  [3].

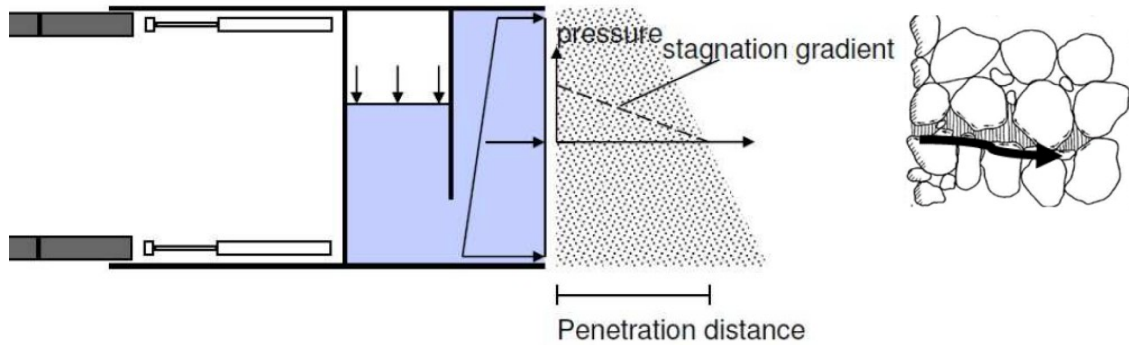
Suspenze proniká do pórů zeminy na čelbě, proto je také důležitá interakce mezi bentonitovou suspenzí a masivem. Přenesení tlaku na čelbu lze dosáhnout dvěma způsoby, a to buď vytvořením membrány nebo penetrační zónou na čelbě. Současná teorie o přenášení podpůrné síly na čelbu byla převzata z technologie podzemních stěn a shrnuta v DIN 4126 (německá národní norma) [3]. O způsobu přenášení podpůrného tlaku na čelbu rozhodují vlastnosti zeminy, především velikost jejích pórů a smyková pevnost suspenze [8].

První způsob pro přenášení tlaku na čelbu probíhá vytvořením membrány. Na čelbě vznikne tenká nepropustná vrstva tvořená částicemi bentonitu, která může být také nazývána jako filtrační koláč (obr. 2-6). Proces vytvoření filtračního koláče na čelbě probíhá během krátké doby cca 1-2 sekundy [4], během ražby se tvorba filtračního koláče několikrát opakuje, a to poté co je starý filtrační koláč odstraněn řezným nástrojem. Tato vrstva vzniká na čelbě při ražbě v jemnozrnných zeminách s nízkou propustností a směrodatnou velikostí zrn nižší než 0,2 mm ( $d_{10} < 0,2$  mm) a při použití tuhé suspenze [8].



Obr. 2-6: Podpora čelby bentonitovou suspenzí vznik filtračního koláče [3]

Druhý způsob pro přenášení je pomocí penetrační zóny (obr. 2-7). V hrubozrnných zeminách s větší propustností nemůže být vytvořen filtrační koláč na čelbě. Hloubka penetrace suspenze do masivu v tomto případě dosahuje mnohem větších hodnot. Podpůrná síla je přenášena v rámci celé penetrační hloubky za pomoci smykových napětí mezi suspenzí a zrnny zeminy [3].



Obr. 2-7: Podpora čelby bentonitovou suspenzí [3]

Určení interakčního způsobu suspenze se zeminou může být předpovězeno pomocí stagnačního gradientu suspenze ( $f_{so}$ ), který vyjadřuje pokles podpůrného tlaku v rámci jednoho metru penetrační hloubky. Stagnační gradient suspenze může být vypočítán podle rovnice (2.1) v závislosti na směrodatné velikosti zrn zeminy a na smykové pevnosti suspenze. Vypočtený gradient může být následně experimentálně ověřen [3].

$$f_{so} = \frac{3,5 \cdot \tau_f}{d_{10}} \quad (2.1)$$

kde:

$f_{so}$	stagnační gradient suspenze [kN/m <sup>3</sup> ],
$\tau_f$	smyková pevnost suspenze [kN/m <sup>2</sup> ],
$d_{10}$	směrodatná velikost zrn zeminy [m].

Podle DIN 4126 se filtrační koláč na čelbě může vytvořit, pokud stagnační gradient suspenze je vyšší než 200 kN/m<sup>3</sup>. V opačném případě bude podpůrná síla na čelbu přenášena pomocí penetrační zóny, tedy suspenze bude infiltrována hlouběji do masivu [3].

Na základě smykové pevnosti suspenze se ověřuje i tzv. mikrostabilita. Mikrostabilita označuje stabilitu jednotlivých zrn nebo skupin zrn. Při nesplnění podmínky může dojít k usmýknutí vlivem gravitace. Proto smyková pevnost suspenze, musí splňovat kritéria podle rovnice (2.2) [3].

$$\frac{d_{10}}{2 \cdot \mu_f} \cdot \frac{\gamma_\varphi}{\tan(\varphi')} \cdot (1 - n) \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_{sat}) \cdot \gamma_G \leq \tau_f \quad (2.2)$$

kde:

$\tau_f$	smyková pevnost suspenze [kN/m <sup>2</sup> ],
$n$	pórovitost [-],
$\gamma_{sat}$	objemová tíha nasycené zeminy [kN/m <sup>3</sup> ],
$\gamma_G$	bezpečnostní součinitel pro stálá zatížení (=1,00) [-],
$\gamma_f$	objemová tíha suspenze [kN/m <sup>3</sup> ],

$\gamma_\phi$	bezpečnostní součinitel parametrů zeminy pro úhel vnitřního tření (=1,25)[-],
$\phi'$	efektivní úhel vnitřního tření zeminy [°],
$\mu_f$	bezpečnostní součinitel smykové pevnosti suspenze (=0,6) [-],
$d_{10}$	směrodatná velikost zrn zeminy [m].

### 2.3.2 Zeminové štíty

Funkci podpůrného média v případě zeminových štítů plní samotná rubanina. Pro zajištění bezpečného průběhu ražby zeminovými štíty je potřeba v mnoha případech vylepšit parametry odrubané zeminy pomocí přidání aditiv - kondicionování (úprava parametrů zeminy). Kondicionováním se změní fyzikální, hydrofyzikální, přetvárné a pevnostní vlastnosti zemin. Kondicionování zeminy je prováděno před řeznou hlavou, v pracovní komoře a ve šnekovém dopravníku podél jeho délky [4]. Účely kondicionování při ražbě zeminovými štíty jsou následující [2]:

- „snížení opotřebení mechanických částí stroje,
- lepší (uniformější) distribuce podpůrného tlaku v pracovní komoře. Tím je pak pozitivně ovlivněna stabilita čelby a jsou sníženy jeho fluktuace,
- lepší kontrola toku rubaniny skrz řeznou hlavu,
- snížení potřebného výkonu a točivého momentu řezné hlavy kvůli snížení tření zeminové kaše,
- snížení zahřívání pracovní komory rovněž z důvodu snížení tření,
- zlepšení kontroly přítoku vody do pracovní komory kvůli snížení propustnosti zeminové kaše,
- aktivní ovlivňování toku zeminy skrz šnekový dopravník a umožnění vzniku tlakového gradientu v rámci šnekového dopravníku. “

Nejčastěji používanými látkami ke kondicionování jsou pěny (z tensidového roztoku), polymery, voda a bentonit. Použití dané látky v závislosti na křivce zrnitosti zeminy pro oblast nasazení zeminových štítů je uvedeno na obrázku 2-5 v kapitole 2.2.

### 2.4 Fáze ražby a stanovení rychlosti

Posun razicího stroje zajišťují hydraulické lisy, které se nacházejí po obvodu zadní části štítu. Pro zajištění potřebného přitlaku na řeznou hlavu při postupu ražby se lisy opírají o poslední prsteneček sestaveného segmentového ostění. Z toho také vyplývá, že stavění nového ostění a samotná ražba nemůže být prováděna současně. Při maximálním vysunutí lisů se ražba přerušuje a lisy se stahují, po vybudování nového prstenečku ostění se rozpěry opět aktivují o nový prsteneček a ražba může znovu pokračovat [2].

Jednotlivé fáze ražby jsou zohledňovány při stanovení rychlosti postupu stroje. Fáze rubání je charakterizována počtem otáček řezné hlavy za minutu (RPM) a velikostí



penetrace řezných nástrojů během jedné otáčky (PR). Rychlost postupu stoje během fáze rubání je pak dána vynásobením RPM a PR, jejichž produkt je nazýván jako rychlost postupu stroje (AR) [9]. V této rychlosti postupu stroje však nejsou zahrnuty časy pro stavbu ostění a časy pro plánované či neplánované prostoje stroje, které mohou být například vynuceny nadměrným opotřebáváním řezných nástrojů. Při sečtení všech těchto časů je možné stanovit celkovou rychlost postupu stroje. V následující tabulce 2-2 jsou uvedeny typické časy a rychlosti ražby pro EPB a SPB pro průměr šítu 10 m.

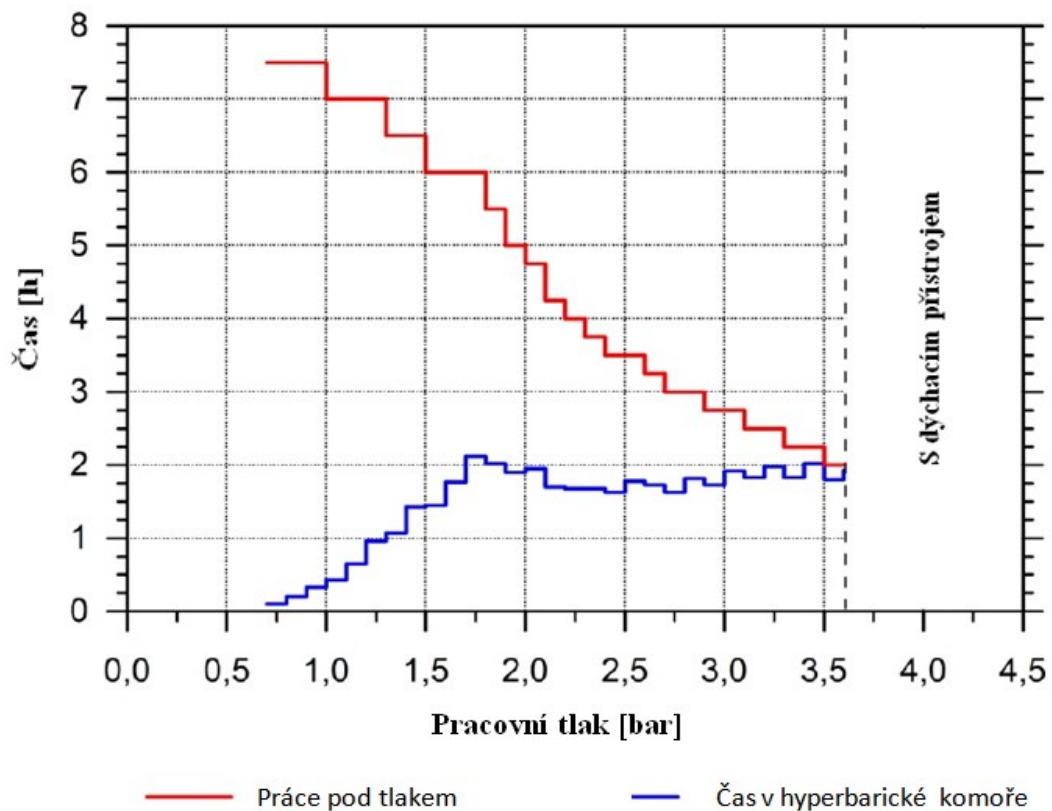
Tab. 2-2: Typické časy pro jednotlivé činnosti během ražby a rychlost ražby <sup>1</sup>

<b>Činnost</b>	<b>EPB</b>	<b>SPB</b>
Postup ražby: - RPM	0,8 – 2 ot/min	
- PR	Písek 25 mm, Jíl 15 – 20 mm, Hlíny 25 mm	Písek 15 – 50 mm
- AR	25 – 40 mm/min	25 – 60 mm/min
Stavění ostění	20 – 40 min	
Vyprazdňování komory na 1/1 (celé komory)	Prvně se naplní komora bentonitem při současném odtěžování rubaniny, bentonit se pak odčerpává a nahrazuje se vzduchem, operace trvá cca 4 - 8 hodin*	Cca 10 min*
Výměna nástrojů	2 hodiny / nástroj – určuje se dle doby, ve které mohou být pracovníci v tlakové komoře (viz obr. 2-6)	
Naplňování komory z 1/1	0,5 hod, při pomalé ražbě	Cca 10 min
Vyprazdňování komory na 1/2 (snížení hladiny suspenze o polovinu)	Prvně se naplní komora bentonitem při současném odtěžování rubaniny, bentonit se pak odčerpává a nahrazuje se vzduchem, operace trvá cca 3 – 7 hodin	Cca 10 min
Naplňování komory z 1/2	Stejně rychle jako 1/1	Stejně rychle jako 1/1
Prostoje	2 dny a více, 75 % prostoje se však provádí v blocích	2 dny a více

\* Plné vyměnění suspenze za vzduch se provádí málokdy, většinou se pro údržbu sníží hladina jen o polovinu.

Při výměně řezných nástrojů vstupují pracovníci do pracovní komory, kde pro zpřístupnění řezné hlavy je čelba zapažena stlačeným vzduchem. Maximální délka pobytu pro práci pod tlakem se určuje podle obrázku 2-8 [10].

<sup>1</sup> Tabulka sestavena na základě ústní konzultace s S. Hintzem a M. Comuladaem ze společnosti Maidl Tunnelconsultants.



Obr. 2-8: Doba práce v pracovní komoře [10]

## 2.5 Shrnutí kapitoly 2

V kapitole 2 byly získány poznatky k fungování štítů jejich jednotlivých komponentů. Bylo zjištěno, že v jemnozrnných zeminách je nejčastěji nasazován EPB štít. Dále se kapitola zabývala podpurnými médii, jejich funkcí a řízení podpory čelby.

V neposlední řadě byly vyšetřovány délky ražby, délky jednotlivých prostojů. Tyto délky mohou mít vliv na chování zemin před čelbou. Toto chování zemin před čelbou je vyšetřováno v následující kapitole číslo 3.



### 3 Odvodněné a neodvodněné chování zemin

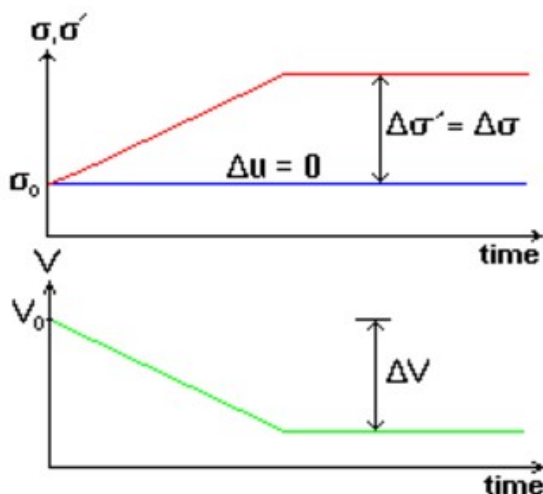
Oproti předchozí kapitole, se tato kapitola zabývá chováním zemin během ražby. V popředí stojí chování zemin z hlediska odvodněných a neodvodněných podmínek a konsolidace jakožto přechod mezi těmito dvěma stavy. Závěr kapitoly je věnován stabilitě geotechnických konstrukcí. Na základě zjištění týkajících se obecných geotechnických konstrukcí je diskutována stabilita čelby v odvodněných a neodvodněných podmínkách.

Pojmy odvodněné a neodvodněné podmínky mají obecně zásadní význam v mechanice zemin a také při navrhování geotechnických konstrukcí – např.: při návrhu násypů, zářezů, pažicích konstrukcí a také při řešení stability čelby během ražby. V mechanice zemin se tyto termíny vztahují k tomu, jak snadno a jak rychle se pohybuje voda v pórech zeminy, když dojde ke změně zatížení skeletu / zeminy. Hlavní otázkou je, zda změny v zatížení způsobí i změny pórového tlaku. [11]

Odvodněné a neodvodněné chování zemin ovlivňuje propustnost zeminy, velikost a rychlost zatěžování jejího skeletu [11]. Přesto rozhodnutí, zda zvolit odvodněnou či neodvodněnou analýzu nemusí být vždy jednoznačné. V těchto případech je na místě zohlednit i konsolidaci zemin, neboť přechodné neodvodněné podmínky platí během konsolidace, ale jakmile se nevyrovnaný pórový tlak rozptýlí, zemina se začne chovat jako odvodněná zemina.

#### 3.1 Odvodněné podmínky

Odvodněné podmínky jsou splněny v případě, pokud zemina vystavená určité změně zatížení umožňuje volný pohyb vody v pórech zeminy. Díky této skutečnosti změny v zatížení nezpůsobí změny pórového tlaku. Přetížení či odlehčení zeminy ve finále způsobí změnu efektivního napětí a objemovou změnu. Při odvodněných podmínkách tyto změny nastávají velice rychle. Tento stav je znázorněn grafy na obrázku 3-1, kde je znázorněn průběh efektivního napětí ( $\Delta\sigma'$ ), pórového tlaku ( $\Delta u$ ) a změny objemu ( $\Delta V$ ) zeminy v případě zvětšení zatížení za odvodněných podmínek [12].

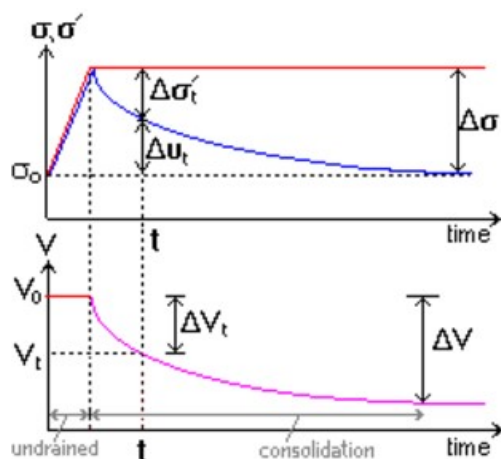


Obr. 3-1: Změna zatížení za odvodněných podmínek [12]– 1. graf: červeně totální napětí, modře pórový tlak  $u$ . Při zvětšení totálního napětí ( $\sigma$ ) přitížením dojde k okamžitému zvětšení efektivního napětí ( $\sigma'$ ), pórové tlaky jsou po celou dobu konstantní. 2. graf: změna objemu zeminy při změně zatížení – při aplikování zatížení zemina okamžitě zmenší svůj objem ( $V$ )

Odvodněné podmínky jsou typické pro zeminy s vyšší propustností, které reprezentují např. šterky a písky. Nebo v případě pomalé rychlosti zatěžování, tedy odvodnění je rychlejší než rychlost zatěžování (např. přírodní eroze).[12] Charakteristiky zemin při odvodněných podmínkách jsou popsány efektivními parametry a rozlišují se většinou dolním indexem  $e_f$  nebo čárkou '.

### 3.2 Neodvodněné podmínky

Některé zeminy neumožňují volný pohyb vody mezi póry při změně zatížení. Proto změna zatížení zeminy způsobí změnu pórového tlaku, pórový tlak se v takových zeminách zvýší nebo sníží na základě změněného zatížení. Avšak tato změna je pouze dočasnou změnou, neboť po ukončení aplikování zatížení je možné počítat, že se rozdíl mezi odvodněnými a neodvodněnými podmínkami postupně vyrovná. Doba potřebná pro vyrovnání se nazývá konsolidační čas [11]. U zemin s malou propustností (jemnozrnné zeminy, soudržné zeminy) lze předpokládat, že změny zatížení budou probíhat za neodvodněných podmínek. Tato skutečnost je ilustrována na grafech na obrázku 3-2, které popisují změny napětí (přitížení zeminy) v zemině za neodvodněných podmínek. Doba, za kterou dojde k proběhnutí změn je značně delší než při odvodněných podmínkách [12]. Charakteristiky zemin při neodvodněných podmínkách jsou popisovány totálními parametry, které většinou bývají označeny dolním indexem  $e$ .



Obr. 3-2: Změna zatížení za neodvodněných podmínek [12] – na vodorovné ose čas:undrained=platí neodvodněné podmínky, consolidation=doba konsolidace. 1. graf:červeně totální napětí, modře pórový tlak – při neodvodněných podmínkách dochází pouze k nárůstu pórového tlaku ( $\Delta u$ ), při konsolidace se pórový tlak vyrovnává a narůstá efektivní napětí ( $\Delta \sigma'$ ). 2. graf: změna objemu zeminy - při neodvodněných podmínkách nedochází k žádným změnám objemu zeminy ( $V_0$ ), při konsolidace objem postupně klesá.

### 3.3 Odvodněná a neodvodněná smyková pevnost

Smyková pevnost zemin ovlivňuje návrh všech geotechnických konstrukcí, neboť zeminy se nejčastěji poruší smykem. Dle Mohr – Coulombovy teorie o porušení zeminy dojde k porušení zeminy kritickou kombinací normálového a smykového napětí. Z této teorie také vychází Coulombův vzorec smykové pevnosti. I zde je třeba rozlišit, zda je vyjádřen totálními parametry (rov. 3.1) nebo efektivními parametry (rov. 3.2.). Přičemž je důležité uvědomit si, že voda nemá téměř žádnou pevnost ve smyku, smyková napětí přenáší jen zrna zeminy. Proto princip efektivních napětí platí pouze pro normálová napětí a smykové napětí tedy lze vždy označit jako napětí efektivní. Při změnách stavu napjatosti se v zemině smykové napětí změní okamžitě, avšak normálové efektivní napětí se bude v neodvodněné zemině měnit postupně s vývojem pórových tlaků [13] [11].

$$\tau = \sigma_{tot} \cdot tg\varphi_u + c_u \quad (3.1)$$

kde:

- $\sigma_{tot}$  totální normálové napětí [kPa],
- $\tau$  smykové napětí [kPa],
- $c_u$  totální soudržnost [kPa],
- $\varphi_u$  totální úhel vnitřního tření zeminy [°].

$$\tau = (\sigma - u) \cdot tg\varphi' + c' \quad (3.2)$$

kde:

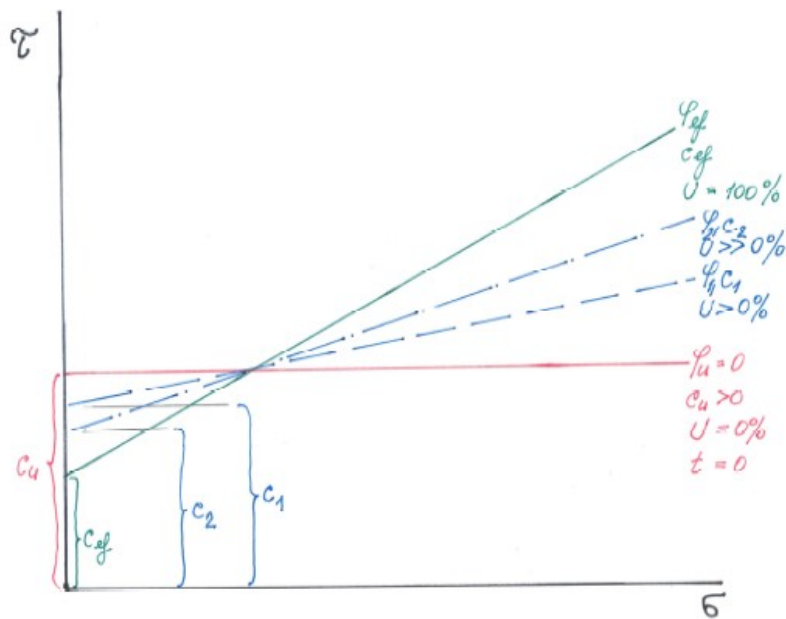
- $\sigma$  totální normálové napětí [kPa],
- $u$  pórový tlak [kPa],
- $\tau$  smykové napětí [kPa],

- $c'$       efektivní soudržnost [kPa].  
 $\varphi'$       efektivní úhel vnitřního tření zeminy [°].

Pro laboratorní určení jednotlivých smykových parametrů se používají nejčastěji smykové zkoušky, při kterých se modelují podmínky porušení zeminy. Podle toho, které parametry pevnosti se vyžadují, rozlišují se následující typy zkoušek [13]:

- Zkouška neodvodněná nekonsolidovaná (typ UU) – totální parametry smykové pevnosti
- Zkouška konsolidovaná odvodněná (typ CD) – efektivní parametry smykové pevnosti
- Zkouška konsolidovaná neodvodněná (typ CIUP, CAUP) – při měření pórových tlaků získáme efektivní parametry smykové pevnosti

Pro znázornění napjatostí se používá nejčastěji Mohrovo zobrazení, kde Coulombova přímka vyjádřená vzorcem pro smykovou pevnost znázorňuje stav napjatosti na mezi porušení. Na grafu na obrázku 3-3 je znázorněna v tomto zobrazení postupná změna smykových parametrů při přechodu zeminy z neodvodněného stavu do stavu odvodněného v závislosti na stupni konsolidace ( $U$ ).



Obr. 3-3: Změna smykových parametrů v závislosti na stupni konsolidace v Mohrově zobrazení [14]

Neodvodněná smyková pevnost, která se označuje  $c_u$  nebo  $s_u$ , může být dle normy ČSN 73 6133 použita pouze pro krátkodobé analýzy u zemin, kde bude probíhat zatěžování za neodvodněných podmínek [15]. Při krátkodobé analýze v případě odlehčení zeminy však nastávají nejasnosti, neboť problém je s laboratorním stanovením parametrů smykové pevnosti za neodvodněných podmínek v případě odlehčení. Standardní triaxiální zkoušky určují totální parametry v případě zatěžování. Proto pro krátkodobou stabilitu v případě odlehčení se preferuje řešení s efektivními parametry a nevyrovnaný

pórový tlak určit pomocí změny napjatosti v zemině a pomocí Skemptonových součinitelů pórového tlaku  $A$ ,  $B$  (rovnice 3.3) [16].

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (3.3)$$

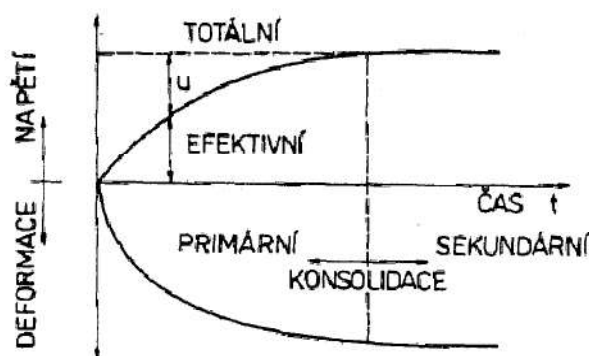
kde:

$\Delta u$	změna pórové tlaku [kPa],
$\Delta\sigma_{1(3)}$	totální hlavní napětí [kPa],
$A, B$	součinitele pórového tlaku [-].

Na bezpečné straně však budeme, pokud pro případ odlehčení za neodvodněných podmínek použijeme pro výpočet totální parametry stanové ze zkoušky v přítěživání. Při odlehčení vznikne podtlak v pórech zeminy a zemina se stane částečně nasycenou, čímž bude mít lepší vlastnosti než zemina plně nasycená [17]. Tento vliv umí ve výpočtu zahrnout např. nový materiálový model Barcelona basic model, který je z řady tzv. cam-clay modelů a navíc je kombinovaný s vývojem proudění v částečně nasycených zeminách [18]. Pro tento materiálový model však není jednoduché získat vstupní parametry. Proto je v praxi stále často uplatňován zjednodušený přístup. Tento přístup spočívá v aplikaci Mohr-Coloumbova (MC) modelu se zohledněním vývoje pórových tlaků. Stejný postup je použit i v této diplomové práci.

### 3.4 Konsolidace zemin

Konsolidace charakterizuje proces přechodu zeminy z neodvodněného chování do odvodněného chování. Tento proces vyjadřuje deformaci zeminy v čase pod účinkem vnějšího zatížení. Pod účinkem vnějšího zatížení se zemina začne deformovat vlivem vytlačování vody v pórech (tzv. primární konsolidace) a vlivem reologických procesů ve skeletu zeminy (tzv. sekundární konsolidace). Průběh primární a sekundární konsolidace je znázorněn na obr. 3-4. Předpokládá se, že po ukončení procesu primární konsolidace, tedy po rozptýlení nevyrovnaného pórového tlaku, následuje konsolidace sekundární. Zde je nutné poznamenat, že sekundární konsolidace probíhá u všech zemin a ne pouze u zemin málo propustných, ale i u zemin s větší propustností, u kterých primární konsolidace nemá zásadní význam, neboť k rozptýlení pórové vody dochází bezprostředně po jejich zatížení [13] – viz kap. 3.1. Při posouzení stability čelby během ražby, kterou se zabývá tato práce, přichází v úvahu zohlednění jen konsolidace primární, protože se jedná pouze o krátkodobou analýzu a ne o analýzu dlouhodobou, kde by bylo potřebné již zohlednit i sekundární konsolidaci. Z tohoto důvodu je v této diplomové práci řešena pouze primární konsolidace.



Obr. 3-4 Průběh konsolidace [13]

### 3.4.1 Lineární teorie konsolidace - Terzaghiho teorie

Se zavedením Terzaghiho [19] teorie konsolidace se spojuje i vznik moderní mechaniky zeminy. Terzaghiho teorie konsolidace se označuje jako jednodimenzionální konsolidace s lineární závislostí napětí. Tato teorie je založena na následujících předpokladech [19]:

1. Proudění vody se řídí Darcyho zákonem.
2. Zrna zeminy a voda jsou nestlačitelné.
3. Zemina je plně nasycena vodou ( $S_r=1$ ).
4. Filtrační součinitel  $k$  a koeficient stlačitelnosti  $a_v$  zůstávají konstantní.
5. Deformace a proudění vody jsou jednorozměrné tedy pouze ve vertikálním směru.
6. Vnější zatížení působí okamžitě po celé vrstvě zeminy.

Uplatňuje se zde princip efektivních napětí. U nasycených zemin je totální napětí (přítížení) přenášeno zrny zeminy a vodou v pórech (rov. 3.4) [19].

$$\sigma_{tot} = \sigma' + u \quad (3.4)$$

kde:

$\sigma'$             efektivní napětí – skelet [kPa],  
 $u$                 pórový tlak [kPa],  
 $\sigma_{tot}$           totální (celkové) napětí [kPa].

Podle obr. 3-4 se předpokládá, že okamžitě po zatížení (v čase  $t=0$ ) platí, že veškeré zatížení ( $\sigma_{tot}$ ) přenáší voda v pórech zeminy (rov. 3.5) [13].

$$\sigma_{tot} = u \quad (3.5)$$

kde:

$\sigma_{tot}$             totální (celkové) napětí [kPa],  
 $u$                 pórový tlak [kPa].

Po skončení primární konsolidace po rozptýlení pórových tlaků (teoreticky v nekonečnu  $t=\infty$ ), se předpokládá, že veškeré zatížení ( $\sigma_{tot}$ ) přenáší zrna zeminy (rov. 3.6) [13].

$$\sigma_{tot} = \sigma' \quad (3.6)$$

kde:

$\sigma_{tot}$             totální (celkové) napětí [kPa],  
 $\sigma'$               efektivní napětí – skelet [kPa].

Voda z pórů zeminy se začne rozptylovat vlivem vzniklého přetlaku od vnějšího zatížení směrem k propustné vrstvě. Rychlost rozptýlení závisí na propustnosti zeminy a drenážní dráze (dráze, kterou musí částice vody vykonat) [13].

Terzaghi [19] odvodil pro řešení lineární konsolidace parciální diferenciální rovnici druhého řádu (rov. 3.7). Rovnice je řešena pomocí okrajových podmínek vypsanych výše v čase  $t=0$  a  $t=\infty$ . Dále Terzaghi předložil řešení pomocí dvou bezrozměrných proměnných - časového faktoru ( $T$ ) (rov. 3.8) a poměru výšek ( $Z$ ) (rov. 3.9).

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3.7)$$

kde:

$u$             funkce pórového tlaku v závislosti na výšce  $z$  a čase  $t$ ,  $u = f(z, t)$ ,  
 $c_v$           součinitel konsolidace [ $m^2/s$ ],  
 $t$             čas [s],  
 $z$             poloha vyšetřovaného bodu [m].

$$T = \frac{c_v \cdot t}{H^2} \quad (3.8)$$

kde:

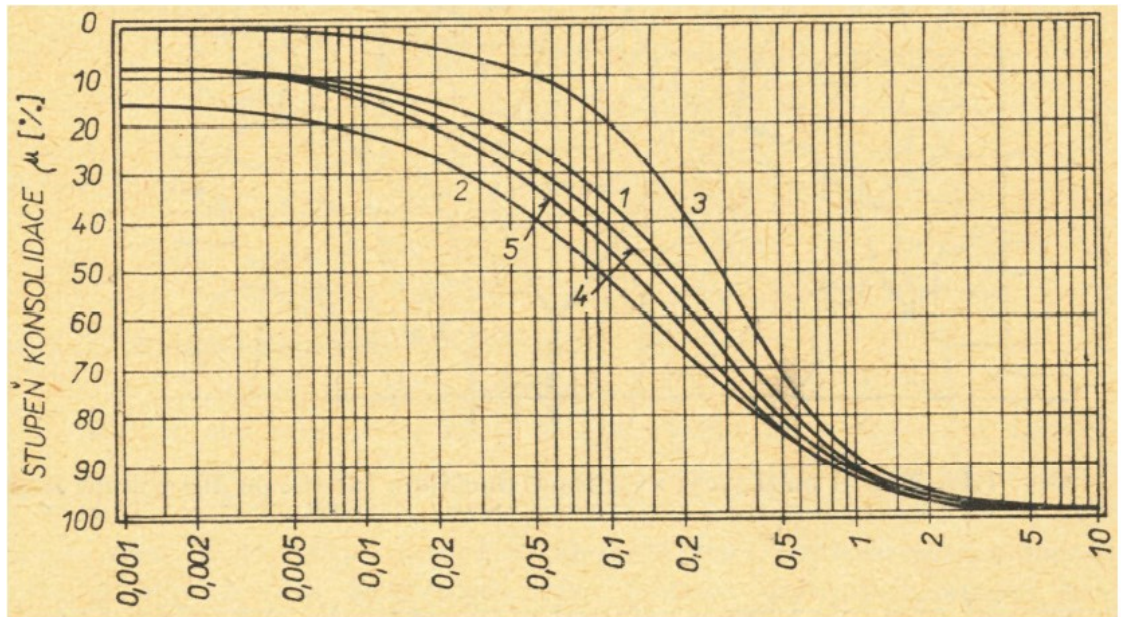
$T$             časový faktor konsolidace je funkcí stupně konsolidace  $U$ ,  $T = f(U)$  [-],  
 $c_v$           součinitel konsolidace [ $m^2/s$ ],  
 $H$           výška drénované vrstvy [m],  
 $t$             čas [s].

$$Z = \frac{z}{H} \quad (3.9)$$

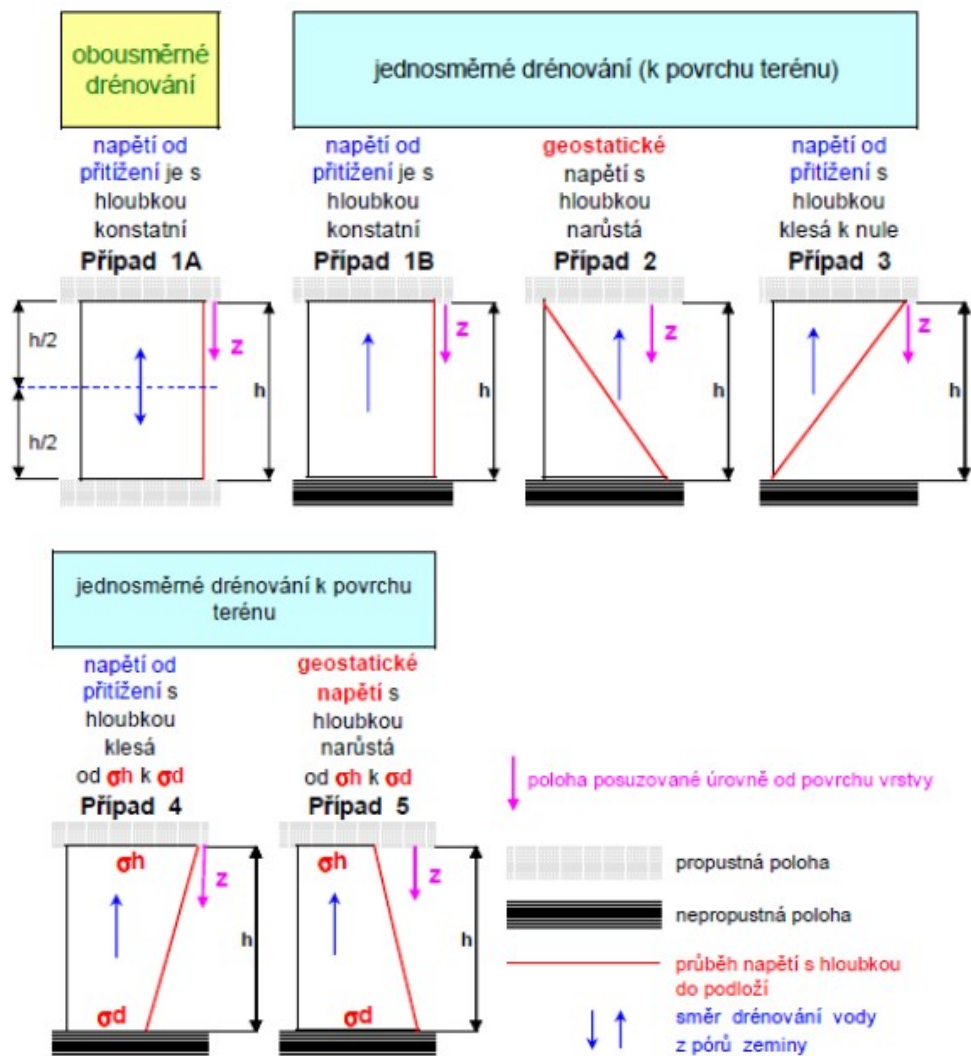
kde:

$Z$             poměr výšek [-],  
 $z$             poloha vyšetřovaného bodu [m],  
 $H$             výška drénované vrstvy [m].

Stupeň konsolidace ( $U$ ) pro různé případy drénování podloží lze řešit pomocí diagramu pro zjednodušené geometrické podmínky nebo rovnicemi [13]. Diagram pro stanovení stupně konsolidace v závislosti na časovém faktoru ( $T$ ) je znázorněn na obrázku 3-5. Vystupuje zde 5 případů drénování v závislosti na průběhu napětí od přetížení nebo geostatického napětí.



vdorovná osa : časový faktor  $T = cv^2t / h^2$



Obr. 3-5: Graf pro stanovení stupně konsolidace v závislosti na časovém faktoru T pro 5 případů drénování [14]



V literatuře také lze nalézt diagramy pro jednotlivé typy drénování, které určují závislost mezi faktorem  $Z$  (poměr výšek) a stupněm konsolidace pro různé časové faktory ( $T$ ).

Součinitele konsolidace ( $c_v$ ) se nejčastěji určí pomocí edometrických zkoušek pro odpovídající napětí, při kterém bude probíhat odvodnění [14]. Zkoušky probíhají v přístroji zvaném edometr, ve kterém se měří jednoosá deformace. V této zkoušce není uvažováno boční přetvoření zeminy, zemina se může deformovat pouze ve svislém směru. Pomocí této zkoušky se laboratorně určí časový průběh konsolidace, kde se získaná naměřená deformace určuje jako funkce času. Následně se součinitel konsolidace ( $c_v$ ) určí pomocí metody dle Taylora nebo Casagrandeho [13].

Výstupem edometrické zkoušky je také edometrický modul přetvoření ( $E_{oed}$ ) pro příslušné intervaly napětí. [14]. Modul lze definovat za neodvodněných podmínek i za odvodněných podmínek. Moduly se určují v závislosti na poměrné svislé deformaci vzorku (rov. 3.10), proto modul pro odvodněné podmínky bude vždy nižší, protože poměrné přetvoření při odvodnění vzorku je vyšší. Navíc za neodvodněných podmínek u plně nasycených zemin ( $S_r=1$ ) při uvažování, že voda je nestlačitelné médium, je jednoosá deformace nulová. Proto v případě kdy se zemina může deformovat pouze v jednom směru, má smysl určovat deformační charakteristiky pouze za odvodněných podmínek. Ve většině případů u deformačních charakteristik zeminy je vynechán index  $ef$  (označení efektivního parametru), neboť pro řešení celkové deformace používáme modul za odvodněných podmínek [13].

$$E_{oed} = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z} \quad (3.10)$$

kde:

$E_{oed}$  edometrický modul přetvárnosti [MPa],  
 $\sigma_z$  svislé napětí [MPa],  
 $\varepsilon_z$  celková poměrná svislá deformace [-].

Další možnost získání součinitele konsolidace ( $c_v$ ) je pomocí filtračního koeficientu ( $k$ ), který lze stanovit zkouškou propustnosti. Se známým filtračním koeficientem a s edometrickým modulem se určí součinitel konsolidace ( $c_v$ ) podle rovnice (3.11) [14].

$$c_v = \frac{k \cdot E_{oed}}{\gamma_w} \quad (3.11)$$

kde:

$c_v$  součinitel konsolidace [ $m^2/s$ ],  
 $k$  filtrační součinitel [ $m/s$ ],  
 $E_{oed}$  edometrický modul přetvárnosti [MPa],  
 $\gamma_w$  objemová tíha vody [ $KN/m^3$ ].

Ve skutečnosti však může nastat mnoho odlišností, které v této teorii nejsou zohledněny např.[13]:

- Zatížení je proměnné s časem.

- Zeminy nejsou plně nasycené vodou ( $S_r < 1$ ).
- Podloží není isotropní a sestává z více vrstev.
- Deformace a proudění vody neprobíhá pouze v jednom směru a úlohu je potřeba řešit jako rovinnou nebo prostorovou se zohledněním dvou a trojosé konsolidace.

I přesto, že Terzaghiho teorie konsolidace je v mnoha směrech idealizovaná byla nalezena relativně dobrá shoda vypočtených výsledků s výsledky, které byly získány měřením. Proto je tato metoda stále dodnes velmi používaná [13].

### 3.4.2 Konsolidace v numerických modelech

Dnes se stále častěji u všech úloh v geotechnice přechází na řešení prostorové (3D), nejčastěji metodou konečných prvků (MKP). I když lineární teorie konsolidace je poměrně jednoduchá, rychlá a vede k bezpečným výsledkům, přece jen díky prostorovému řešení lze dostat přesnější výsledky, které lépe odpovídají skutečnému chování zeminy. Problematikou prostorové konsolidace se zabývala řada odborníků např.: Biot, Florin, Zareckij [13]. Díky tomu dokážou některé numerické programy analyzovat vývoj pórových tlaků, čímž je řešen konsolidační proces. V této práci byl pro výpočet konsolidace zvolen program Plaxis 3D tunnel, proto je dále popisován postup řešení pouze pomocí programu Plaxis.

Při řešení konsolidace musí být v počáteční fázi počítáno s neodvodněným chováním masivu. Plaxis nabízí tři možné numerické implementace analýzy neodvodněného chování. Typ numerické implementace je důležité zvolit správný s ohledem na účel výpočtu. Tyto typy lze nazvat: Neodvodněná analýza s efektivními parametry I, neodvodněná analýza s efektivními parametry II, neodvodněná analýza s totálními parametry (v novějších verzích programu Plaxis označené jako neodvodněná analýza A, B, C):

- *Neodvodněná analýza s efektivními parametry I*  
 Vstupními parametry jsou deformační efektivní parametry a efektivní parametry smykové pevnosti. Neodvodněná smyková pevnost  $S_u$  je v tomto případě dopočítána, pomocí vývoje pórových tlaků je určen průběh efektivní dráhy napětí a tím výsledná smyková pevnost [20]. Zde může dojít k fatální chybě díky nevhodně zvolenému materiálovému modelu, který určuje efektivní dráhy napětí. Např. v kombinaci s Mohr-Coulombovým (MC) modelem, který se používá v geotechnice nejčastěji, může dojít k nadhodnocení neodvodněné smykové pevnosti, když zanedbáme úhel dilatance  $\psi$ , který udává velikost plastické objemové expanze. Pokud zadáme  $\psi = 0^\circ$ , předpokládá se, že materiál při smyku nemění svůj objem, což není pravda a pro učení totálních parametrů je to důležitý údaj. Tento výpočet byl již v minulosti nešťastně použit např. při návrhu stavební jámy Nicoll Highway v Singapuru, kde došlo ke kolapsu částečně kvůli použití stabilitního výpočtu neodvodněnou analýzou s Mohr-Coulombovým model (MC) [21],

- *Neodvodněná analýza s efektivními parametry II*

Aby nedocházelo k chybnému stanovení neodvodněné smykové pevnosti, může být smyková pevnost rovnou zadána uživatelem, pokud je tato hodnota známa. V programu je tedy možnost zadat neodvodněnou soudržnost  $c_u$  a současně zadáním nulového úhlu vnitřního tření ( $\varphi_u=0$ ) nedochází k přepočítávání smykové pevnosti. Vstupními parametry tedy jsou sice totální parametry pevnosti, ale deformační parametry jsou zadány jako efektivní. Tato možnost je nabízena pouze u Mohr-Coulombova (MC) modelu a Hardening-soil modelu. I zde nebude přesný průběh efektivní dráhy napětí, ale bez negativního dopadu na neodvodněnou smykovou pevnost [20].

- *Neodvodněná analýzy s totálními parametry*

Pro tuto analýzu musí být zadány všechny parametry v totálních hodnotách, avšak výpočet musí být nastaven jako odvodněná analýza (v novější verzi programu Plaxis undrained C). Oproti předešlým analýzám zde nedochází k výpočtu pórových tlaků a rozlišování mezi efektivním a totálním napětím. Tedy všechny výstupy efektivního napětí musí být interpretovány jako totální napětí a všechny pórové tlaky budou ve výstupech rovny nule.

Pro konsolidační analýzu je nejvhodnější zvolit neodvodněnou analýzu s efektivními parametry I, protože smyková pevnost se během konsolidace mění a v této analýze je řešena jako funkce efektivního napětí. Ostatní analýzy nejsou pro řešení konsolidace vhodné [20].

Řešení průběhu konsolidace pomocí programu Plaxis je založeno na následujících předpokladech [22]:

- Základní vztahy vycházejí z Biotovy teorie poroelasticity (1956)
- Platí Darcyho zákon proudění
- Skelet zeminy je elastický

Podle Terzaghiho jsou napětí rozdělena na efektivní napětí a pórové tlaky pomocí rovnice (3-12) [22]. Pro prostorové řešení se napětí musí vyjádřit jako vektor. Vektor  $\vec{m}$ , který vystupuje v základním vztahu napětí, vyjadřuje skutečnost, že voda nemá žádnou pevnost ve smyku.

$$\vec{\sigma}_{tot} = \vec{\sigma}' + \vec{m} \cdot (u_o + \Delta u) \quad (3.12)$$

kde:

$\vec{\sigma}_{tot}$	vektor totálního napětí
$\vec{\sigma}'$	vektor efektivního napětí
$\vec{m}$	vektor $m$ , $\vec{m} = (1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0)^T$
$u_o$	hydrostatický tlak v klidu
$\Delta u$	nevyrovnaný pórový tlak

Pórové tlaky jsou zde vyjádřeny součtem veličin pórového tlaku v klidu ( $u_0$ ) a přírůstkem pórového tlaku ( $\Delta u$ ) při změně zatížení. Tlak v klidu je dán hydrostatickými podmínkami v počáteční fázi, kde je řešena primární napjatost výpočetního modelu. Tato hodnota je také určující podmínkou pro konec konsolidace. Obvykle se však pro konec výpočtu konsolidace uvažuje hodnota nevyrovnaného pórového tlaku 1 kPa, aby se předešlo numerickým výchýlkám.

Efektivní napětí je vyjádřeno ve vztahu na deformaci podle rovnice (3.13) [22].

$$\vec{\sigma}' = \mathbf{M} \cdot \vec{\varepsilon} \quad (3.13)$$

kde:

$\vec{\sigma}'$	vektor efektivního napětí
$\mathbf{M}$	Matice tuhosti masivu dle zvoleného materiálového modelu
$\vec{\varepsilon}$	vektor deformací (rovnice 3.14)

$$\vec{\varepsilon} = (\varepsilon_{xx} \ \varepsilon_{yy} \ \varepsilon_{zz} \ \gamma_{xy} \ \gamma_{yz} \ \gamma_{zx}) \quad (3.14)$$

kde:

$\vec{\varepsilon}$	vektor deformací
$\varepsilon$	normálové přetvoření
$\gamma$	smykové přetvoření

U neodvodněného materiálu je k matici tuhosti automaticky připočten objemový modul vody  $K_w$  a Poissonovo číslo je uvažováno s hodnotou  $\nu_u = 0,495$ . Ze zadaného efektivního modulu pružnosti je určen neodvodněný modul podle vztahu (3.15) [22].

$$E_u = 2G(1 + \nu_u) \quad (3.15)$$

kde:

$E_u$	neodvodněný modul pružnosti
$G$	modul smykového přetvoření podle vztahu 3.16
$\nu_u$	totální Poissonovo číslo

$$G = \frac{E_{ef}}{2(1 + \nu_{ef})} \quad (3.16)$$

kde:

$G$	modul smykového přetvoření
$E_{ef}$	odvodněný modul pružnosti
$\nu_{ef}$	efektivní Poissonovo číslo

Při řešení metodou konečných prvků jsou interpolační funkce pro nevyrovnané pórové tlaky stejné jako pro uzlové přemístění. Ve výpočtu konsolidace je také zahrnuta

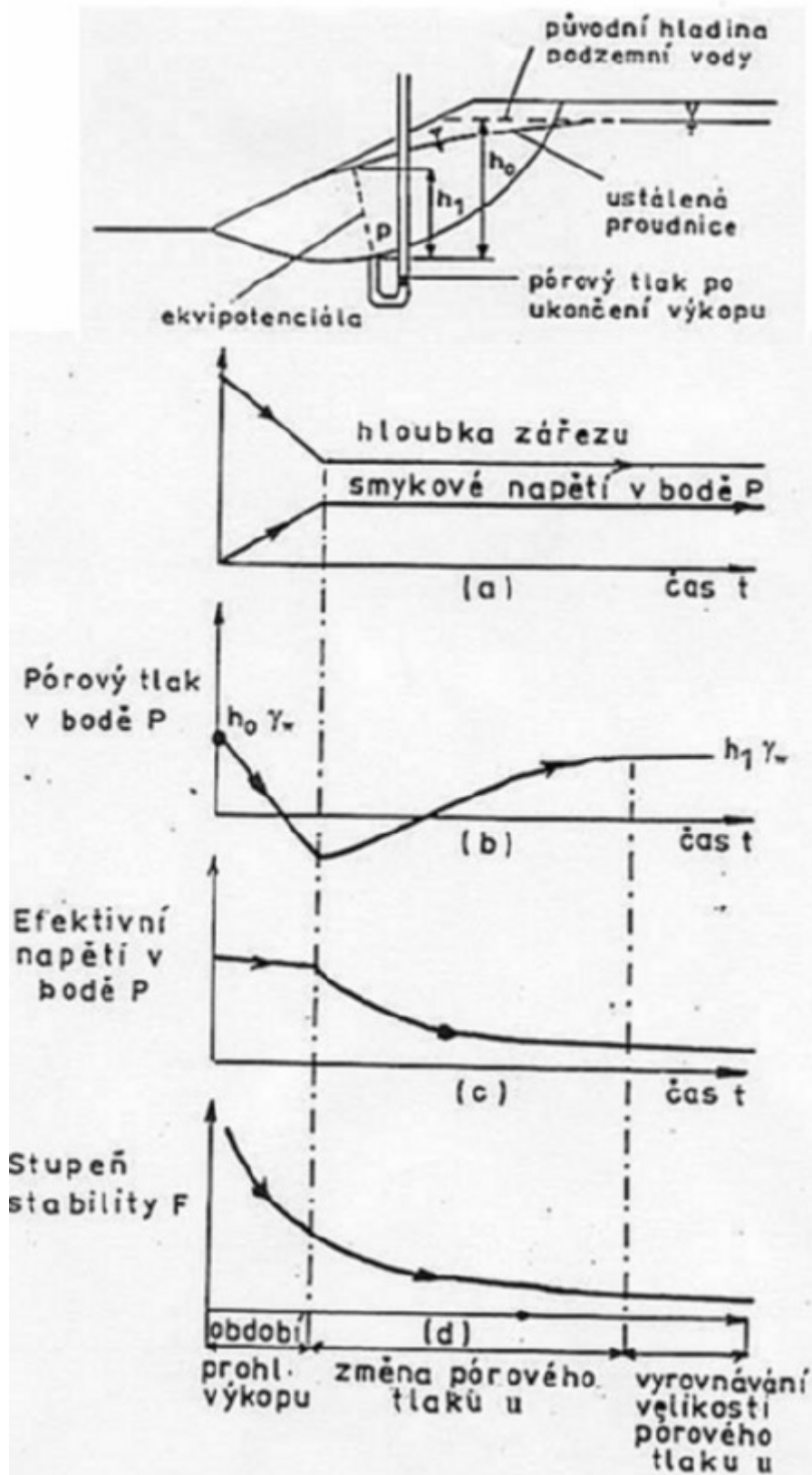
propustnost prostředí, vyjádřená maticí  $\mathbf{R}$  (rov. 3.17), která je sestavena z hodnot koeficientů filtrace, která zadá uživatel [22].

$$\mathbf{R} = \begin{pmatrix} k_x & 0 & 0 \\ 0 & k_y & 0 \\ 0 & 0 & k_z \end{pmatrix} \quad (3.12)$$

### 3.5 Stabilita typických geotechnických konstrukcí v odvodněných a neodvodněných podmínkách

Při posouzení celkové stability geotechnických konstrukcí musí být zvažena krátkodobá i dlouhodobá stabilita. Změna pórových tlaků během výstavby konstrukce a po jejím dokončení může být jedna z příčin ztráty stability. Neboť pórové tlaky se mohou vlivem výstavby zvyšovat nebo snižovat, což se také samozřejmě projeví zvyšováním či snižováním stupně stability [15].

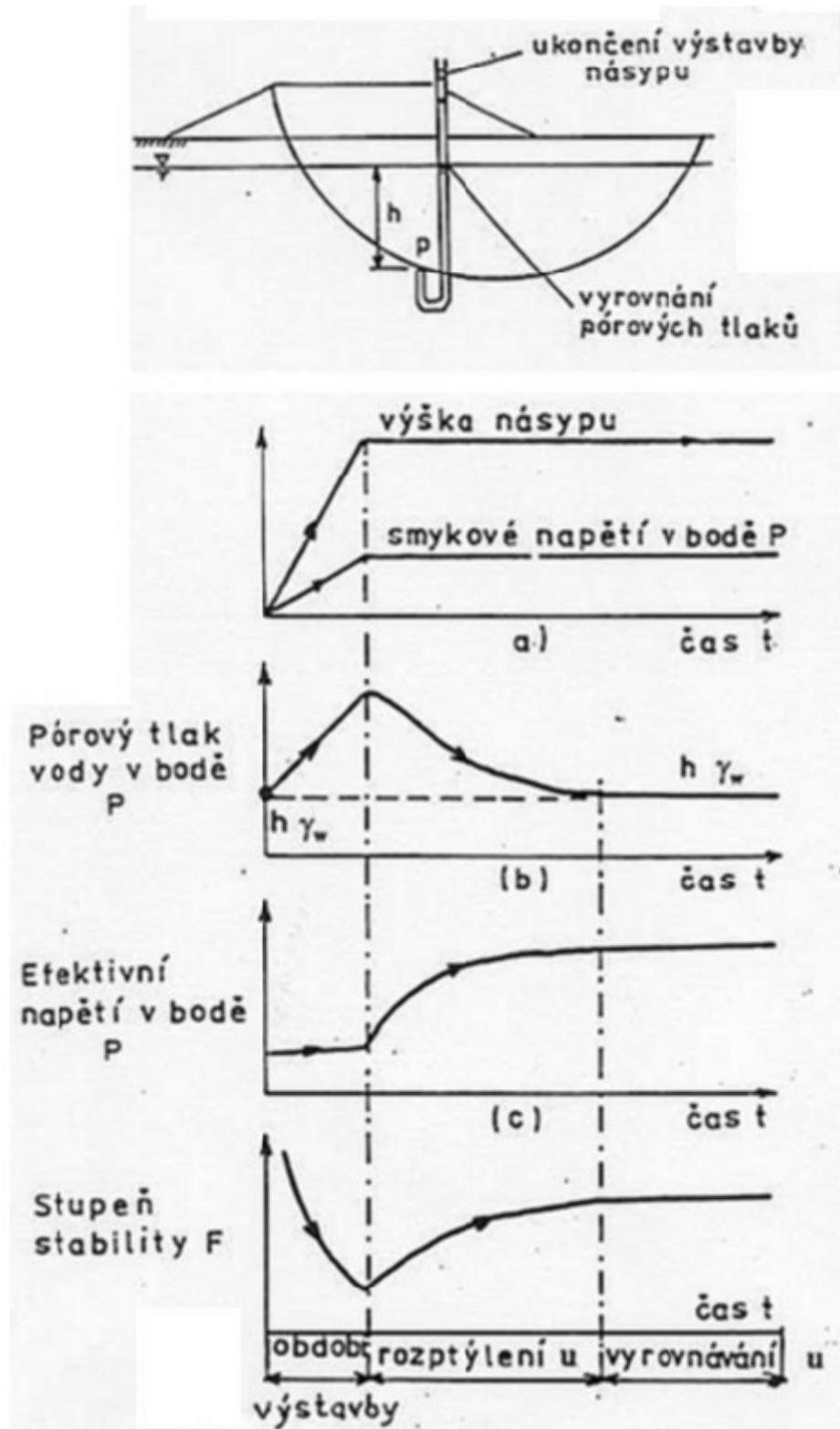
Bishop a Bjerrum [15] měřili pórové tlaky při výstavbě zemních konstrukcí (zářez, násyp) v zeminách s typicky neodvodněným chováním, díky kterému popsali, jak se budou u těchto konstrukcí měnit pórové tlaky v čase a jaký to má vliv na stupeň stability. Nejprve se zabývali problematikou u zářezu, kde náležitou změnu sledovali v bodě „P“, který umístili na předpokládanou smykovou kruhovou plochu. Před zahájením výkopových prací byl v bodě P pórový tlak ( $u_0$ ), který odpovídal původní hladině podzemní vody. Při odebírání zeminy tj. odlehčení docházelo v bodě P ke snižování pórového tlaku (negativní přírůstek), což mělo za následek zvyšování smykové pevnosti, díky kterému dochází ke zvyšování stupně stability. Zde je nutné připomenout, že se zemina stává ve skutečnosti částečně nasycenou. Po vybudování zářezu způsobí podtlak vody v pórech opět postupem času „nasátí“ vody zpět, čímž dojde ke snížení smykové pevnosti a snížení celkové stability svahu zářezu. Tento průběh je znázorněn na obrázku 3-6. [15].



Obr. 3-6: Změna pórového tlaku, efektivního napětí a stupně stability u zářezu [15]

K opačné situaci docházelo, když měřili průběh pórového tlaku při budování násypu. Opět měřili průběh pórového tlaku v bodě P, který umístili na předpokládanou smykovou plochu. Během výstavby zde docházelo k pozitivnímu přírůstku pórového

tlaku, tedy došlo k dočasnému zvýšení pórového tlaku, který se po dokončení výstavby opět rozptýlil – snížil. Během snižování pórového tlaku dochází k růstu smykové pevnosti a stability (obr. 3-7) [15].



Obr. 3-7: Změna pórového tlaku, efektivního napětí a stupně stability u násypu [15]

Z těchto výsledků je patrné, že pro zářez je rozhodující analýza dlouhodobá s odvodněnými parametry (s postupem času se situace zhoršuje) a naopak pro násyp je rozhodující analýza krátkodobá s neodvodněnými parametry, jelikož se jeho stabilita postupem času zlepšuje. U zemin s vysokou propustností v případě, že nebude hrozit riziko vzniku nevyrovnaných pórových tlaků, není potřeba zabývat krátkodobou stabilitou a vše je možné řešit jako dlouhodobou stabilitu s efektivními parametry [13].

Při řešení krátkodobé stability je důležité zabývat se otázkou, do jaké doby od změny zatížení lze předpokládat chování zeminy stále jako neodvodněné. V kapitole 3.3 je uvedeno, že v době konsolidace se postupně mění smykové parametry zeminy. Tuto problematiku řešili Meyr a Vermeer pro posouzení stability pažících konstrukcí. Meyr a Vermeer určili podle stupně konsolidaci ( $U$ ) následující meze [23]:

- $U < 10\%$  - neodvodněné podmínky
- $U > 70\%$  - odvodněné podmínky

Pro stupeň konsolidace mezi 10 - 70 % nemůže být přesně určeno, jaké podmínky zde platí. Pro zajištění stability v této době je rozhodující méně příznivá podmínka [23].

### **3.6 Stabilita čelby v odvodněných a neodvodněných podmínkách**

Jak bylo napsáno již v úvodu kapitoly 3 i při řešení stability čelby musíme rozlišovat mezi odvodněnými a neodvodněnými podmínkami. Především pokud ražba probíhá v soudržných zeminách s nízkou propustností, pod hladinou podzemní vody a postup ražby je poměrně rychlý, mohou před čelbou vznikat nevyrovnané pórové tlaky, které nebudou v průběhu ražby vyrovnány. Pro předpoklad ražby za neodvodněných podmínek Anagnostou a Kovári stanovili, že rychlost tunelovacího stroje musí být vyšší než 0,1 – 1,0 m/h (1,7 – 16,7 mm/min) a propustnost zeminy musí být nižší než  $10^{-7} - 10^{-6}$  m/s [3].

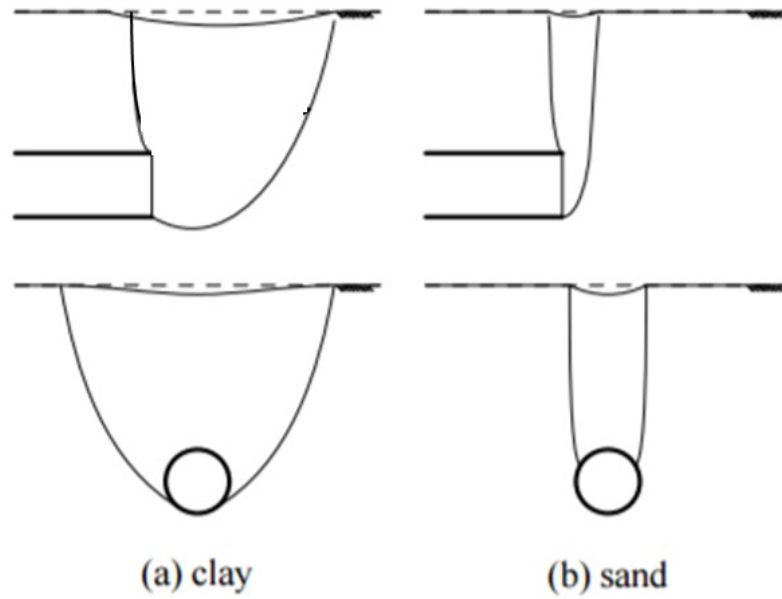
I když ražba probíhá za neodvodněných podmínek, nesmí se zapomenout, že neodvodněné podmínky jsou pouze podmínky dočasné a vlivem konsolidačního času bude zemina měnit své vlastnosti. Při delším prostoji stroje, který může nastat vlivem technologické přestávky nebo nastalými komplikacemi, díky kterým bude muset být ražba pozastavena, může dojít k vyrovnání pórových tlaků a přechodu na odvodněné podmínky. V předešlé kapitole bylo vysvětleno, jaký je rozdíl při přechodu neodvodněných podmínek na odvodněné podmínky v případě přitížení a odlehčení zeminy. Při ražbě s aktivní podporou čelby mohou nastat oba tyto případy, tj. odlehčování i přitěžování. O tom, jaký způsob nastane, rozhoduje velikost podpůrného tlaku na čelbě. Proto je potřeba porovnat primární totální vodorovné napětí v místě čelby s aplikovaným podpůrným tlakem. Pokud bude primární napětí nižší než aplikovaný tlak, bude se čelba následkem toho tlačit do masivu, objem zeminy se bude zmenšovat a budou se vytvářet před čelbou pozitivní pórové tlaky. Nastane tedy stejná situace jako při přitížení zeminy, tj. princip násypu. V takovém případě se budou konsolidačním časem podmínky zlepšovat a nenastane pokles stability při delším prostoji stroje případným odvodněním zeminy před čelbou.



Naopak v případě menšího podpůrného tlaku než primární napětí v daném místě, bude situace totožná s výstavbou zářezu. V takovém případě nastane deformace směrem do tunelu, objem zeminy se bude zvyšovat a budou se vytvářet před čelbou negativní pórové tlaky. Jak bylo uvedeno v předchozí kapitole, u zářezu se situace zhoršuje při přechodu na odvodněné podmínky. Totožný dopad to bude mít i zde při odvodnění čelby. To znamená, že v případě aplikace podpůrného tlaku na neodvodněné podmínky by měla být zvážena i doba konsolidace. Na základě této konsolidace se může stanovit po jaké době je potřeba zvýšit podpůrný tlak, aby se zabránilo případnému kolapsu při přerušení postupu ražby. Zde se dá říct, že by mohl být stanoven tlak pouze na odvodněné podmínky a neodvodněná analýza nemusí být řešena vůbec. V takovém případě bude zbytečně aplikován vysoký podpůrný tlak na čelbě během ražby, který bude zbytečně zvyšovat náklady stavby, přičemž pro okolní podmínky může být bezpečně aplikován i nižší podpůrný tlak.

Neodvodněné zeminy mají mnohem větší soudržnost a díky této vlastnosti dokážou zajistit stabilní čelbu bez aktivní podpory i pro tunel velkého průměru [24]. Ve většině případů v neodvodněných podmínkách stačí minimální podpůrný tlak na čelbě dimenzovat pouze na tlak vody, aby bylo zabráněno případnému seslání povrchu terénu. V takovém případě je stabilita čelby spíše ztotožněna s variantou zářezu, tzn. stabilita v případě delšího prostroje bude časem klesat.

Z důvodů rozdílných odvodněných a neodvodněných stabilit se předpokládá i jiný průběh deformací pro dané podmínky, na základě kterých byly stanoveny rozdílné postupy pro analytické řešení podpůrného tlaku. Jones [25] uvádí, že pro neodvodněnou stabilitu je rozhodující hloubka tunelu, zatímco odvodněná stabilita nezávisí vůbec na hloubce tunelu, ale pouze na průměru tunelu. Tyto faktory jsou v rámci práce ověřeny parametrickou studií pomocí analytických výpočtů pro stanovení potřebného přítlaku na čelbě pro odvodněné a neodvodněné podmínky (viz kapitola 5). Další zajímavý fakt Jones [25] uvádí při definování poklesové kotliny (obr. 3-8) - v odvodněném případě je deformační oblast přirovnána k úzkému komínu, zatímco v neodvodněných zeminách má deformační oblast mnohem širší rozsah spíše kuželovitého tvaru.



Obr. 3-8 Deformační oblasti [26] v jílech (clay) – neodvodněné, v pískách (sand) - odvodněné

### 3.7 Shrnutí kapitoly 3

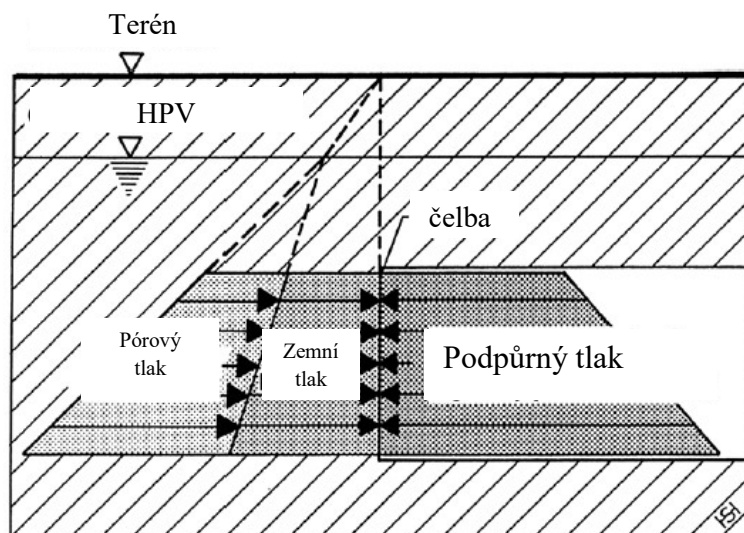
V kapitole 3 bylo vysvětleno odvodněné a neodvodněné chování zemin a přechod z neodvodněného chování do odvodněného chování během konsolidace. Na zemních konstrukcích zářezu a násypu byl vysvětlen rozdíl mezi neodvodněnou a odvodněnou stabilitou, následně tyto znalosti byly aplikovány i pro vysvětlení odvodněné a neodvodněné stability čelby. Stanovení potřebného minimálního tlaku pro zajištění stabilní čelby pro různé chování zeminy před čelbou bude vysvětleno v následující kapitole.

## 4 Stabilita čelby

V této kapitole jsou popsány současně nejpoužívanější metody pro určení minimálního potřebného podpůrného tlaku na čelbě. Představeny jsou analytické metody pro odvodněné a neodvodněné podmínky a také numerické metody.

Pokud je pro ražbu nasazen štít s aktivní podporou čelby (zeminový nebo bentonitový), stabilní čelba představuje zajištění bezpečného průběhu celé výstavby. Stabilní čelba minimalizuje sedání povrchu terénu a rovněž je velmi důležitá z provozně technického hlediska, jelikož každý kolaps čelby způsobí technické problémy (dlouhé prostoje stroje) a s nimi spojené značné prodloužování výstavby [2].

Při posouzení stability čelby musí být určena velikost podpůrného tlaku na čelbě. Na obrázku 4-1 jsou znázorněny tlaky působící na čelbu - zemní tlak a hydrostatický tlak, které musí být podpůrným tlakem vyrovnány [4].



Obr. 4-1: Znázornění tlaků působících na čelbu [4]

### 4.1 Podpůrný tlak

Pro stanovení podpůrného tlaku na čelbě existují obecně dvě meze. Jedná se o spodní a horní hranici a aplikovaný podpůrný tlak se má nacházet vždy mezi těmito hranicemi. Dolní mez odpovídá tlaku, který zajistí, aby nedošlo ke ztrátě stability čelby. Horní mez pak odpovídá maximálnímu možnému tlaku, aby nedošlo jeho vlivem k protržení nadloží nebo k úniku média z odtěžovací komory štítu [3]. Obecně lze tedy říci, že vyšší podpůrný tlak neznamena bezpečnější průběh ražby. Hodnoty zmíněných hraničních mezí se nacházejí v závislosti na podmínkách ražby různě daleko od sebe [3].

Spodní mez podpůrného tlaku musí zajistit minimálně podpůrnou sílu ( $S$ ). Celková podpůrná síla se stanoví ze součtu působení zemního a hydrostatického tlaku. Oba tyto tlaky, které působí negativně na čelbu, mají být násobeny odpovídajícími bezpečnostními součiniteli (rov. 4.1) [3].

$$S = \eta_E \cdot E_{re} + \eta_W \cdot W \quad (4.1)$$

kde:

$\eta_E$	součinitel bezpečnosti pro zemní tlak 1,5 [-],
$\eta_W$	součinitel bezpečnosti pro hydrostatický (pórový) tlak 1,05 [-],
$S$	výsledná potřebná podpůrná síla na čelbě [kN],
$E_{re}$	potřebná podpůrná síla z důvodu zemního tlaku [kN],
$W$	potřebná podpůrná síla z důvodu hydrostatického (pórového) tlaku [kN].

Zemní tlak působící na čelbu můžeme stanovit dle jedné z mnoha analytických metod, numerickou metodou nebo empirickou a experimentální metodou [3]. Některé vybrané analytické metody a numerická metoda pro stanovení zemního tlaku působícího na čelbu budou popsány v následujících podkapitolách.

Podpůrnou sílu vyrovnávající hydrostatický tlak lze jednoduše stanovit z rovnice (4.2). Také by mělo být ověřeno, zda výsledný podpůrný tlak je ve všech místech stejný nebo větší než hydrostatický tlak. Tento požadavek zabrání nežádoucímu proudění vody směrem k čelbě, které může způsobit sedání povrchu. Pro stabilitu čelby, ale tento požadavek není rozhodující [6].

$$W_{ci} = \gamma_w \cdot h_{w,axis} \cdot \frac{\pi D^2}{4} \quad (4.2)$$

kde:

$\gamma_w$	objemová tíha vody [kN/m <sup>3</sup> ],
$D$	průměr tunelu [m],
$h_{w,axis}$	výška podzemní vody nad osou tunelu [m],
$W_{ci}$	potřebná podpůrná síla z důvodu hydrostatického (pórového) tlaku [kN].

Výpočet maximálního podpůrného tlaku je kodifikován např. v německé ZTV-ING (přidané technické specifikace a pokyny pro inženýrské stavby podle Bundesanstalt für Strassenwesen, Německo 2012). Podle této normy musí být maximální podpůrný tlak menší než 90 % totálního napětí ve vrcholu klenby tunelu (rov. 4.3). Tato metoda pro určení maximálního podpůrného tlaku nijak nezávisí na typu zastížené zeminy, respektive nerozlišuje odvodněné a neodvodněné chování. Naproti tomu při výběru metody výpočtu v případě určování minimálního podpůrného tlaku je třeba zohlednit typ zastížené zeminy na čelbě. [3]

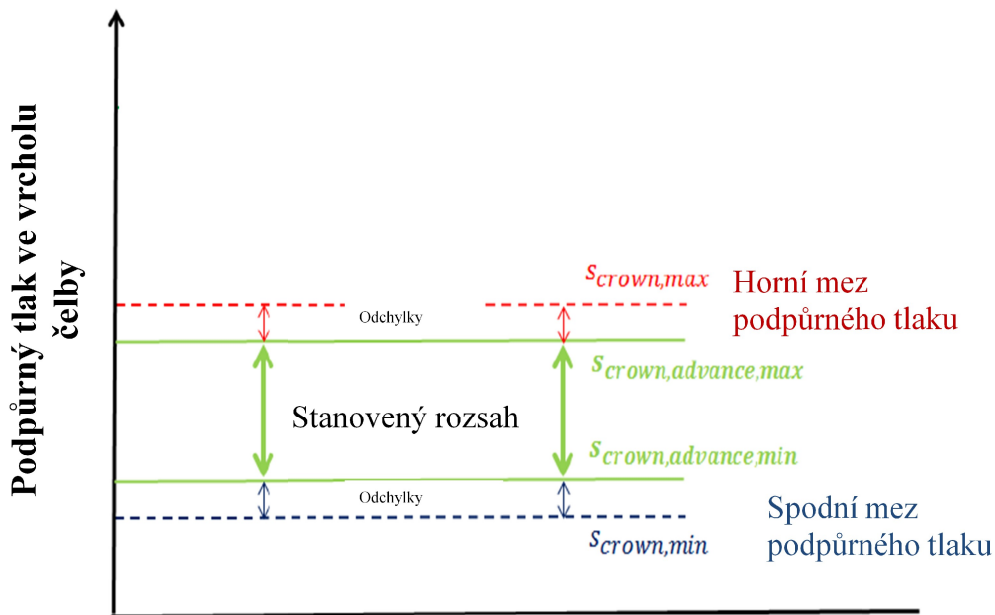
$$1 \leq \frac{0,9 \cdot \sigma_{v,tot,crown,min}}{S_{crown,max}} \quad (4.3)$$

kde:

$\sigma_{v,tot,crown,min}$	totální napětí ve vrcholu klenby s ohledem na minimální objemovou tíhu zeminy [kN/m <sup>2</sup> ],
----------------------------	---

$s_{crown,max}$  Maximální možný podpůrný tlak [kN/m<sup>2</sup>].

ZTV – ING (2012) uvádí, v případě podpory čelby bentonitovou suspenzí, možné kolísání podpůrného tlaku +/- 10 kPa a v případě podpory zeminovou kaší pak +/-30 kPa. Větší odchylka u zeminových štítů je z důvodu vyšší míry nejistoty pro regulaci podpůrného tlaku na čelbě [3]. Výsledný stanovený rozsah podpůrného tlaku na čelbě s ohledem na tyto stanovené odchylky je znázorněn na obrázku 4-2.



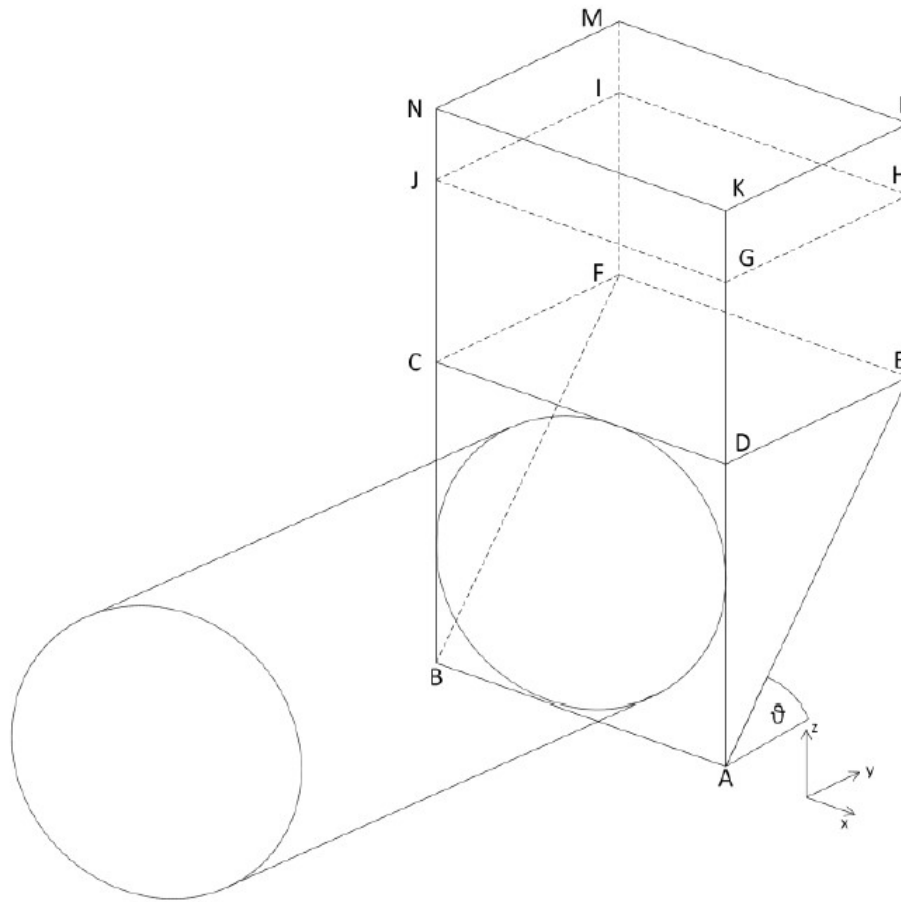
Obr. 4-2: Hraniční meze podpůrného tlaku [3]

## 4.2 Analytické metody

Analytické metody pro určení podpůrného tlaku se rozdělují na metody mezní rovnováhy a metody limitní analýzy. Metody limitní analýzy mohou být pak formulovány kinematicky nebo staticky. Tyto metody jsou založené na předpokládaném mechanismu porušení nebo průběhu napětí v zemině. Většina analytických metod vychází z Mohr-Coulomovy teorie porušení, která je v geotechnických výpočtech nejčastěji používaná [3].

U metody mezní rovnováhy musí být předem definována kinematicky možná plocha porušení, na které je sestavena globální podmínka rovnováhy. Horn (1961) poprvé popsal možný mechanismus porušení, který byl nazván – Hornův mechanismus porušení. Mechanismus porušení je dán posuvným klínem v oblasti čelby a kvádrem, který tento klín přitěžuje (obr. 4-3). Pro řešení stability čelby byl tento princip pro mechanizované tunelování použit Anagnostou & Kovarim (1994) a Jancseczem & Steinerem (1994) [3]. Podmínka rovnováhy stabilizujících a destabilizujících sil je sestavena na posuvném klínu. Destabilizujícími silami jsou v tomto případě vlastní tíha klínu a zatížení od přitěžujícího kvádrů. Mezi stabilizující síly patří podpůrná síla na čelbě a třecí síly na bočních stranách posuvného klínu [6]. Praktické zkušenosti ukázali,

že Hornův mechanismus porušení představuje spolehlivý způsob pro určení potřebného podpůrného tlaku na čelbě [3].



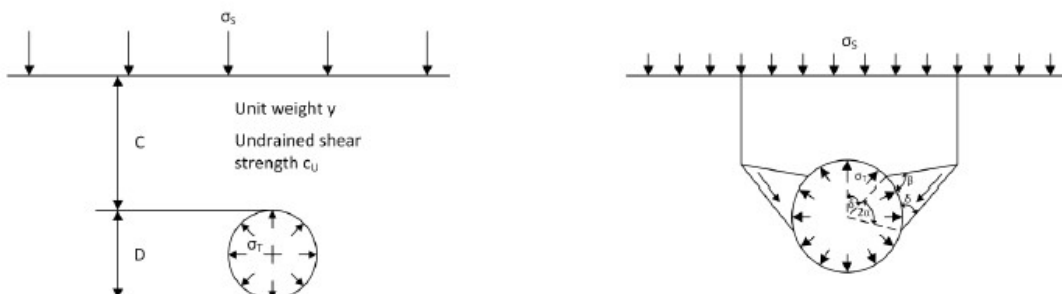
Obr. 4-3: Hornův mechanismus porušení [3]

Statické metody (metody analýzy napjatosti) nabízejí různá řešení formulovaná na základě hraničních řešení v teorii plasticity. Při řešení se rozlišuje mezi dolním hraničním řešením a horním hraničním řešením. Horní hraniční řešení je také nazýváno jako kinematické řešení, které předpokládá kinematický mechanismus porušení na základě teorie plasticity. Horní hraniční řešení určí kolaps čelby v případě, že práce vykonaná mechanismem porušení a vnějších sil působících na mechanismus je větší než práce vnitřních napětí. Dolní hraniční řešení se označuje jako statické řešení na základě teorie plasticity. Spodní hranice stability čelby stanovuje staticky přípustný průběh napětí uvnitř masivu, který vyrovnává vnější zatížení a na žádném místě není překročena podmínka porušení [8]. Čelba bude stabilní při aplikování podpůrného tlaku mezi dolní a horní hranicí, neboť v případě aplikování většího podpůrného tlaku než určeného pomocí dolní hranice, kolaps nenastane. Pokud bychom aplikovali podpůrný tlak větší než stanovený horní hranicí, kolaps nastane [3].

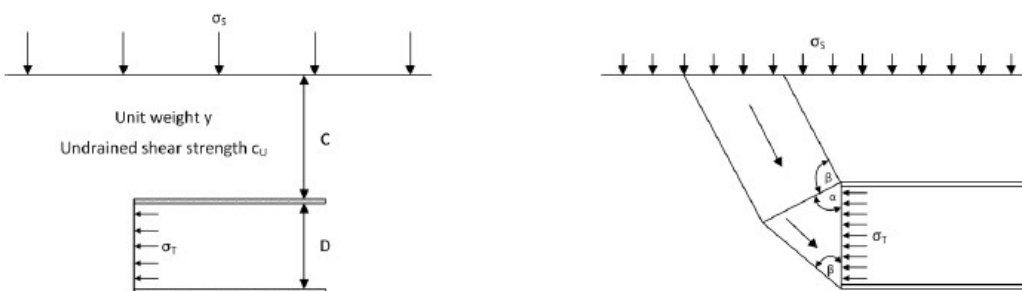
Pro neodvodněné podmínky byly analyticky stanoveny vztahy, které předpovídají skutečný kolaps v neodvodněných zeminách [27]. Tyto hodnoty pro horní a dolní

hraniční řešení určil Davis (1980) pro tři různé případy - dva zjednodušené případy a jeden s trojrozměrnou geometrií tunelu [28]:

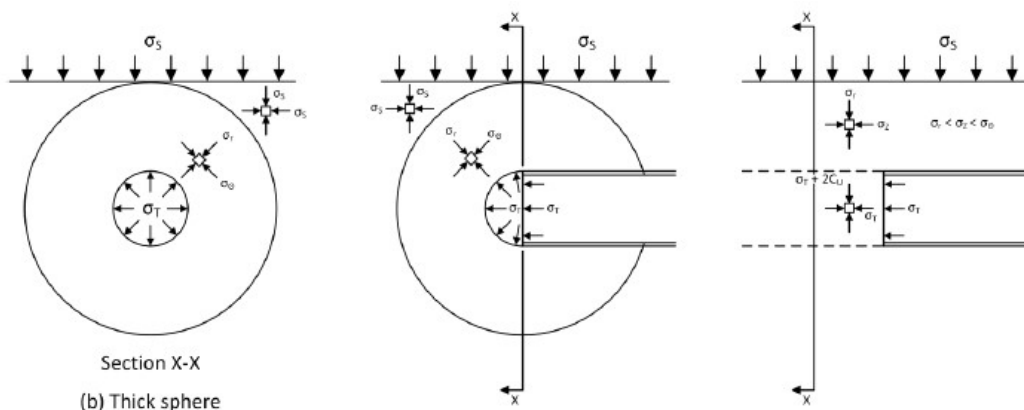
- 1) Rovinná deformace – geometrie tunelu pouze v příčném řezu obr. 4-4
- 2) Rovinná deformace – geometrie tunelu pouze v podélném řezu obr. 4-4
- 3) trojrozměrná geometrie tunelu obr. 4-6



Obr. 4-4: Rovinná deformace – geometrie tunelu pouze v příčném řezu [3]. Vlevo: schéma tunelu, vpravo: mechanismus porušení pro výpočet dle horní hranice.



Obr. 4-5: Rovinná deformace – geometrie tunelu pouze v podélném řezu [3]. Vlevo: schéma tunelu, vpravo: mechanismus porušení pro výpočet dle horní hranice



Obr. 4-6: Trojrozměrná geometrie tunelu - dolní hraniční řešení – pole napětí [3]

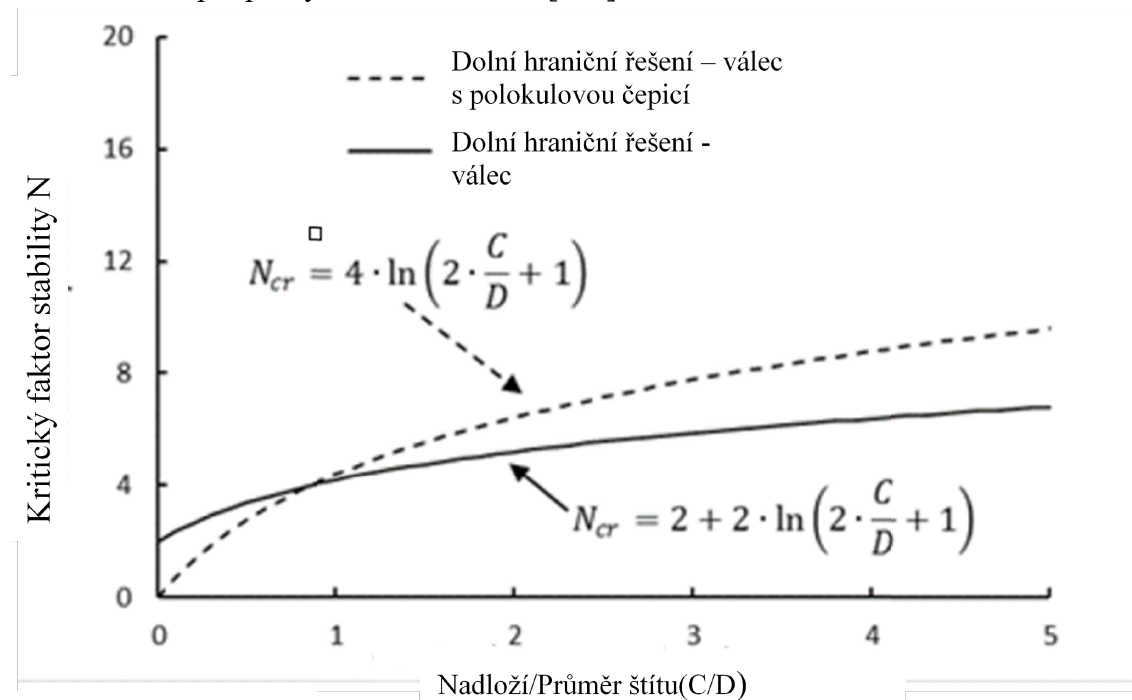
Davis [28] určil pro případ číslo 3 (tunel s trojrozměrnou geometrií) vztah pro kritické faktory stability v závislosti na výšce nadloží tunelu a průměru tunelu (obr. 4-7), tento faktor byl následně experimentálně potvrzen. Faktor stability je obvykle učen jako poměr mezi rozdílem tlaků v ose tunelu a neodvodněnou smykovou pevností zeminy

(rov. 4.4). Při stanovení faktoru stability je počítáno s tím, že neodvodněná smyková pevnost je v hloubce konstantní, ve skutečnosti dochází k nárůstu smykové pevnosti s hloubkou uložení zeminy. Kolaps zeminy nastává, pokud faktor stability dosáhne kritické hodnoty.

$$N = \frac{\sigma_{v,tot,axis} - S_{axis}}{c_u} \quad (4.4)$$

kde:

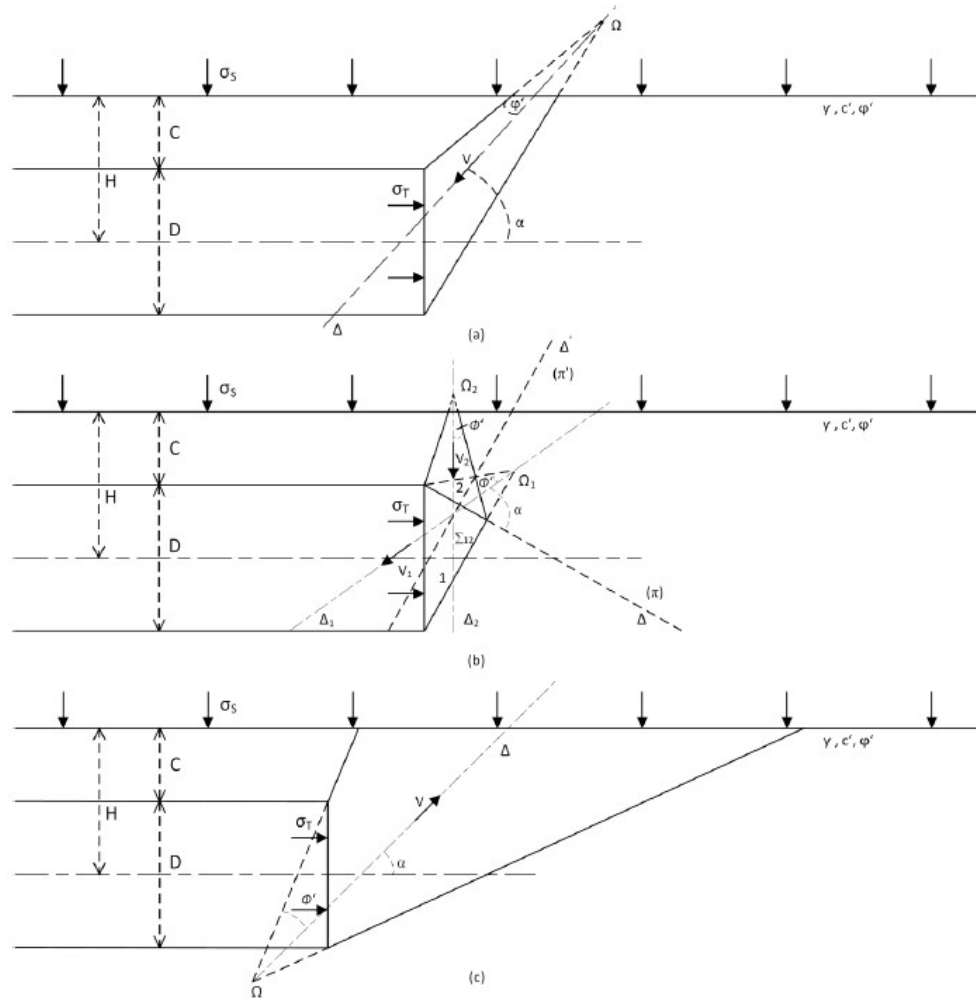
$N$  faktor stability [-],  
 $c_u$  neodvodněná soudržnost zeminy [kPa],  
 $\sigma_{v,tot,axis}$  svislé totální napětí v ose tunelu [kPa],  
 $S_{axis}$  podpůrný tlak v ose tunelu [kPa].



Obr.: 4-7 Kritický faktor stability podle dolního hraničního řešení pro případ 3 [3]

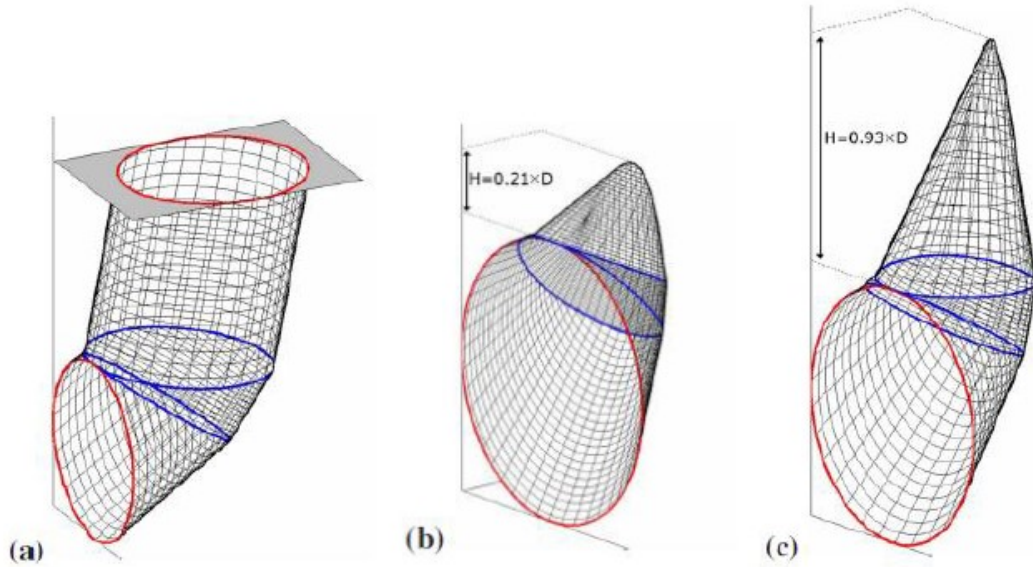
Pro odvodněné zeminy se soudržností a vnitřním třením objevili horní a dolní hraniční řešení např. Leca & Dormieux [3]. Předpokládali tři možné modely porušení pomocí třídímenzionálního kónického mechanismu porušení (obr. 4-8) vycházejícího z teorie horního hraničního řešení. Ze třech možných modelů porušení je vždy pro stabilitu uvažován ten nejméně příznivý. Přičemž je předpokládáno, že ke kolapsu dojde pouze na části čelby. Při stanovení je uvažováno s Mohr-Coulombovou podmínkou stability a součinitelem zemních tlaků dle Rankinovy teorie [8].





Obr. 4-8: Horní hranice mechanismu porušení pro odvodněné zeminy podle Leca & Doemieux[3]

Mollon navrhl vylepšení zmíněných mechanismů porušení podle Leca & Doemieux jejich rozšířením na celou čelbu. Tato výpočetní metoda navíc umožňuje vyloučit při výpočtech tahové napětí [3].



Obr. 4-9: Mechanismy porušení podle Mollona: a)  $\varphi=0^\circ$ ,  $c=20 \text{ kN/m}^2$ , výška nadloží/průměr tunelu=1; b)  $\varphi=30^\circ$ ,  $c=0 \text{ kN/m}^2$  výška nadloží/průměr tunelu  $\geq 0,5$ ; c)  $\varphi=17$ ,  $c=7 \text{ kN/m}^2$  výška nadloží/průměr tunelu  $\geq 1$

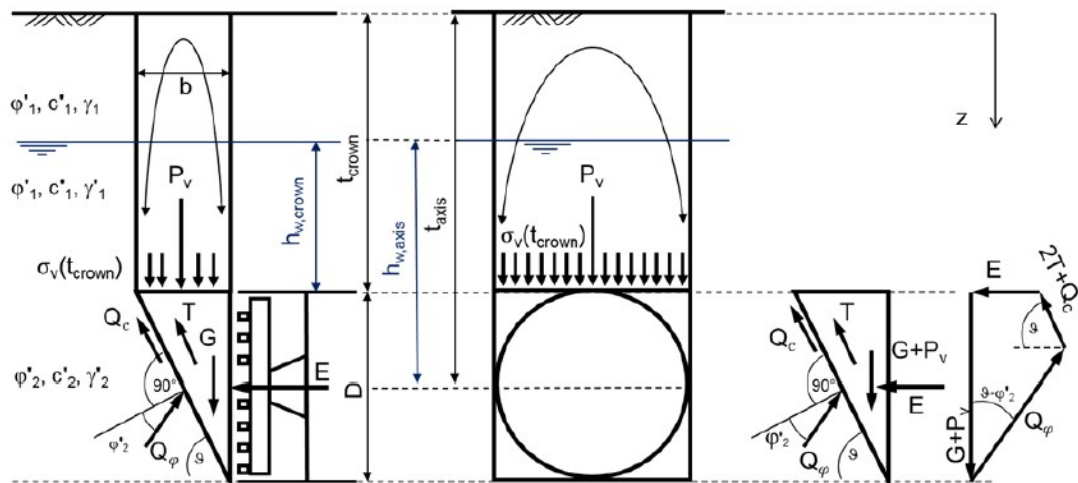
V následujících kapitolách 4.2.1 a 4.2.2 bude popsán postup výpočtu pro učení minimálního podpůrného tlaku na čelbě – pro odvodněné podmínky metodou mezní rovnováhy pomocí Hornova mechanismu porušení a pro neodvodněné podmínky metodou limitní analýzy pomocí faktoru stability.

#### 4.2.1 Postup výpočtu metodou mezní rovnováhy pomocí Hornova mechanismu porušení

Tato metoda je určena pro řešení stability čelby v nesoudržných zeminách nebo v zeminách s vrstvami soudržných a nesoudržných zemin [3]. Ve výpočtu se používají efektivní smykové parametry zemin. Z tohoto důvodu je tedy tato metoda vhodná pro určení podpůrného tlaku na čelbě jen pro odvodněné podmínky.

Prvním krokem řešení je určení mechanismu porušení (obr. 4-10). Následně se musí definovat rozměry oblasti porušení, respektive přední plocha posuvného klínu, která je vždy uvažovaná jako čtvercová. Rozměry tohoto čtverce mohou být určeny buď podle Jancsecze & Steinera nebo podle Anagnostou & Kováriho. Podle Jancsecze & Steinera (1994) je strana čtverce rovna průměru štítu. Podle Anagnostou & Kováriho je obsah tohoto čtverce stejný jako obsah plochy čelby - obrázek 4-10 odpovídá určení plochy posuvného klínu podle Jancsecze & Steinera, rozměr přední plochy klínu je stejný jako průměr čelby [3].

Podpůrná síla na klínu ( $E$ ) je definována ze sloučení rovnoběžné a kolmé podmínky rovnováhy k šikmé ploše posuvného klínu (rov. 4.5). Potřebná podpůrná síla na klínu je vyjádřena v závislosti na úhlu kluzné plochy ( $\vartheta$  – úhel mezi šikmou plochu klínu a horizontální rovinou) [3].



Obr. 4-10: Síly působící na posuvný klín [3]

$$E_{re}(\vartheta) = \frac{(G + P_v) \cdot (\sin(\vartheta) - \cos(\delta) \cdot \tan(\varphi'_2) - 2 \cdot T - c'_2 \cdot \frac{D^2}{\sin(\delta)})}{\sin(\delta) \cdot \tan(\varphi'_2) + \cos(\vartheta)} \quad (4.5)$$

kde:

- $E_{re}(\vartheta)$  síla působící na čelbu vlivem zemního tlaku v závislosti, na úhlu kluzné plochy  $\vartheta$  [kN],
- $G$  vlastní tíha posuvného klínu [kN],
- $P_v$  vertikální přitížení klínu [kN],
- $\vartheta$  úhel kluzné plochy [°],
- $T$  třecí síla na postranních vertikálních plochách klínu [kN],
- $\varphi'$  efektivní úhel vnitřního tření zeminy [°],
- $c'$  efektivní soudržnost zeminy [kPa],
- $D$  průměr čelby [m].

Dalším krokem výpočtu je nalezení kritického úhlu kluzné plochy ( $\vartheta_{crit}$ ), neboť v závislosti s touto hodnotou úhlu lze stanovit maximální podpůrnou sílu klínu ( $E_{max,re}$ ) vlivem zemního tlaku. Hodnota kritického úhlu může být získána vypočtením první derivace funkce podpůrné síly rovné nula (rov. 4.6). Nebo kritický úhel může být vyřešen variací úhlu kluzné plochy ( $\vartheta$ ) v rovnici (4.5) a nalezením maximální hodnoty ( $E_{re}$ ) pro úhel ( $\vartheta$ ) mezi  $0^\circ$  a  $90^\circ$  [3].

$$\frac{dE_{re}(\vartheta_{crit})}{d\vartheta} = 0 \quad (4.6)$$

kde:

- $E_{re}(\vartheta_{crit})$  síla působící na čelbu vlivem zemního tlaku pro kritický úhel kluzné plochy  $\vartheta_{crit}$

V některých případech může být úhel kluzné plochy ( $\vartheta$ ) určen pouze podle rovnice (4.7) [29]

$$\vartheta = 45 + \frac{\varphi'}{2} \quad (4.7)$$

kde:

$\vartheta$  úhel kluzné plochy [°],  
 $\varphi'$  efektivní úhel vnitřního tření zeminy [°].

Vlastní tíhu posuvného klínu ( $G$ ) lze získat z rovnice 4.8.[3].

$$G = \frac{1}{2} \cdot \frac{D^3}{\tan(\delta_{crit})} \cdot \gamma_{2,av} \quad (4.8)$$

kde:

$G$  Vlastní tíha posuvného klínu [kN],  
 $D$  Průměr čelby [m],  
 $\gamma_{2,av}$  Průměrná objemová tíha zeminy v oblasti čelby [kN/m<sup>3</sup>],  
 $\delta_{crit}$  kritický úhel kluzné plochy [°].

Posuvný klín je přitížen tíhou kvádrů nad ním. Přitěžující sílu ( $P_v$ ) lze získat vynásobením plochy podstavy tohoto kvádrů se svislým napětím od přitěžujícího kvádrů na posuvný klín (rov. 4.9) [3].

$$P_v = A \cdot \sigma_v(t_{crown}) = D \cdot \frac{D}{\tan\vartheta_{crit}} \cdot \sigma_v(t_{crown}) \quad (4.9)$$

kde:

$P_v$  vertikální přitížení klínu [kN],  
 $A$  plocha podstavy kvádrů/horní plochy posuvného kvádrů [m<sup>2</sup>],  
 $D$  průměr čelby [m],  
 $\sigma_v(t_{crown})$  svislé efektivní napětí od přitěžujícího kvádrů na posuvný klín [kN/m<sup>2</sup>],  
 $\delta_{crit}$  kritický úhel kluzné plochy [°].

Velikost svislého napětí ( $\sigma_v$ ) se musí určit s ohledem na výšku nadloží. Pokud je výška nadloží nižší než dvojnásobek průměru čelby, lze uvažovat s přitížením na posuvný klín od plné tíhy nadloží (rov. 4.10). Pokud je nadloží větší než dvojnásobek průměru čelby, může se počítat se snížením zatížením od nadloží. Tento předpoklad sestavil Terzaghi, který vychází z teorie, že od dané výšky nadloží neodpovídá zatížení vyvolané kvádrem už plné tíze nadloží. Toto snížení vyplývá ze soudržnosti zeminy a úhlu vnitřního tření. Ale je možné se setkat i s přístupem podle Anagnostou & Kováriho, který uvažuje se snížením vertikálního napětí již od nejnižšího nadloží. Svislé napětí s uvažovaným sníženým zatížením se může vypočítat podle Janssenovy teorie síla (rov. 4.11) [3]. Tento vzorec, upravený na základě srovnání výsledků z numerických a analytických výpočtů (rov. 4.12), uvedl ve své diplomové práci Žižka [8].

$$\sigma_v(z) = \gamma_{1,av} \cdot z + \sigma_s ; \text{pro } z \leq 2 \cdot D \quad (4.10)$$

kde:

$\sigma_v(z)$  svislé efektivní napětí v hloubce  $z$  [kN/m<sup>2</sup>],  
 $\gamma_{1,av}$  průměrná objemová tíha zeminy v nadloží [kN/m<sup>3</sup>],

$Z$  výška nadloží [m],  
 $\sigma_s$  přetížení terénu [ $\text{kN/m}^2$ ].

$$\sigma_v(z) = \frac{A}{K_1 \cdot \tan(\varphi_1)} \cdot \gamma_{1,av} - c'_1 \cdot \left(1 - e^{-\frac{U}{A} K_1 \cdot z \cdot \tan(\varphi'_1)}\right) + \sigma_s \cdot e^{-\frac{U}{A} K_1 \cdot z \cdot \tan(\varphi'_1)}; \quad (4.11)$$

pro  $z > 2 \cdot D$

kde:

$\sigma_v(z)$  svislé efektivní napětí v hloubce  $z$  [ $\text{kN/m}^2$ ],  
 $A$  plocha podstavy kvádrů/horní plochy posuvného kvádrů [ $\text{m}^2$ ],  
 $U$  obvod podstavy kvádrů [m],  
 $K_1$  součinitel horizontálního zemního tlaku v oblasti sila určené podle tab. 4-1 [-],  
 $Z$  výška nadloží [m],  
 $\gamma_{1,av}$  průměrná objemová tíha zeminy v nadloží [ $\text{kN/m}^3$ ],  
 $\varphi'$  efektivní úhel vnitřního tření zeminy,  
 $c'$  efektivní soudržnost zeminy [kPa],  
 $D$  průměr čelby [m],

$\sigma_s$  svislé napětí z plné tíhy nadloží v hloubce  $2D$  [ $\text{kN/m}^2$ ].

$$\sigma_v(z) = \frac{A}{K_1 \cdot \tan(\varphi_1)} \cdot \gamma_{1,av} - c'_1 \cdot \left(1 - e^{-\frac{U}{A} K_1 \cdot (z - \delta D) \cdot \tan(\varphi'_1)}\right) + \sigma_s e^{-\frac{U}{A} K_1 \cdot (z - \delta D) \cdot \tan(\varphi'_1)}; \quad (4.12)$$

pro  $z > \delta \cdot D$

kde:

$\sigma_v(z)$  svislé efektivní napětí v hloubce  $z$  [ $\text{kN/m}^2$ ],  
 $A$  plocha podstavy kvádrů/horní plochy posuvného kvádrů [ $\text{m}^2$ ],  
 $U$  obvod podstavy kvádrů [m],  
 $K_1$  součinitel horizontálního zemního tlaku v oblasti sila určené podle tab. 4-1 [-],  
 $Z$  výška nadloží [m],  
 $\gamma_{1,av}$  průměrná objemová tíha zeminy v nadloží [ $\text{kN/m}^3$ ],  
 $\sigma_s$  svislé napětí z plné tíhy nadloží v hloubce  $2D$  [ $\text{kN/m}^2$ ],  
 $D$  průměr štítu [m],  
 $\varphi'$  efektivní úhel vnitřního tření zeminy,  
 $c'$  efektivní soudržnost zeminy [kPa],  
 $\delta$   $=t/D$ , faktor, který určuje od jaké výšky je zohledňována teorie sila (dle Terzaghiho je tento faktor roven 2) [-].

Součinitel horizontálního zemního tlaku v oblasti sila se liší podle předpokladů zavedených autory - viz tabulka 4-1.

Tab. 4-1: součinitelé zemního tlaku v oblasti síla [3]

Autor	Součinitel zemního tlaku v oblasti síla
Terzaghi & Jelinek (1954)	$K_1 = 1,0$
Melix (1987)	$K_1 = 0,8$
Anagnostou & Kovári (1994)	$K_1 = 0,8$
Jancsecz & Steiner (1994)	$K_1 = K_a = \left(\tan\left(45 - \frac{\varphi'}{2}\right)\right)^2$
Mayer, Hartwig, Schwab (2003)	$K_1 = 1,0$ pro nadloží $\leq 5D$
Kirch & Kolymbas (2005)	$K_1 = K_0 = 1 - \sin(\varphi_1')$
Girmscheid (2008)	$K_a < K_1 < K_p$

Nejvíce diskutabilní složkou ve výpočtu metodou mezní rovnováhy je určení třecí síly. Třecí síla ( $T$ ) na bočních stranách posuvného klínu se skládá ze dvou sil, a to ze síly vzniklé vlivem úhlu vnitřního tření a ze síly vzniklé působením soudržnosti zeminy (rov. 4-13) [3].

$$T = T_r + T_c \quad (4.13)$$

kde:

- $T$  třecí síla na boční straně klínu [kN],  
 $T_r$  třecí síla vlivem úhlu vnitřního tření zeminy [kN],  
 $T_c$  třecí síla vlivem soudržnosti zeminy [kN].

Třecí síly na boční straně klínu vzniklé vlivem soudržnosti zeminy se určují podle rovnice (rov. 4-14) [3].

$$T_c = \frac{c_2 \cdot D^2}{2 \cdot \tan(\vartheta_{crit})} \quad (4.14)$$

kde:

- $T_c$  třecí síla vlivem soudržnosti zeminy [kN],  
 $c$  soudržnost zeminy [kPa],  
 $D$  průměr čelby [m],  
 $\vartheta_{crit}$  kritický úhel kluzné plochy [°].

Různé přístupy existují pro určení třecí síly na boční straně klínu vzniklé vlivem úhlu vnitřního tření zeminy. Tato síla závisí na průběhu vodorovného napětí na boční straně klínu. Musí se určit síla působící na boční stranu klínu, která vzniká napětím od vlastní tíhy zeminy. Třecí síla se získá vynásobením vodorovné síly součinitelem tření, v případě zeminy hodnotou tangentou úhlu vnitřního tření zeminy ( $\varphi$ ) [29].

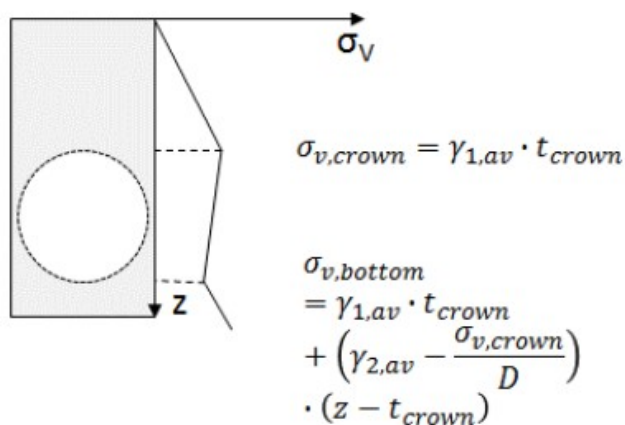
Při určení vodorovného napětí se předpokládá, že vedle posuvného klínu působí stejné svislé napětí jako na klínu [3]. Vodorovné napětí tedy lze získat pouze vynásobením svislého napětí součinitelem zemního tlaku. U různých autorů dochází k rozdílným

variantám při stanovení součinitele zemního tlaku v oblasti posuvného klínu ( $K_2$ ) (tab. 4-2).

Tab. 4-2: Součinitelé zemního v oblasti posuvného klínu [3]

Autor	Součinitel zemního tlaku v oblasti posuvného klínu
Anagnostou & Kovári (1994)	$K_2 = 0,4$
Jancsecz & Steiner (1994)	$K_2 = \frac{K_o + K_a}{2}$
Mayer, Hartwig, Schwab (2003)	Smyková síla je zanedbatelná
Grimsched (2008)	$K_a < K_2 < K_p$
Kirsch & Kolymbas (2005), DIN 4126 (2013)	$K_2 = K_0 = 1 - \sin(\varphi'_2)$

Pro určení průběhu svislého napětí v oblasti posuvného klínu existují dvě možné varianty. Svislé napětí na spodku přitěžujícího kvádrů určíme obdobně jako při určení svislé přitěžující síly ( $P_v$ ) posuvného klínu. První možný předpoklad pro průběh napětí v oblasti posuvného klínu, který používají Grimsched (2008), DIN 4126 (2013) a Anagnostou & Kovári (1994) definuje, že na spodní hraně posuvného klínu působí svislé napětí pouze od tíhy zeminy z oblasti posuvného klínu (obr. 4-11). Takto vyjádřená třecí síla je stanovena pomocí rovnice 4-15 [3].



Obr. 4-11: Průběh svislého napětí v oblasti posuvného klínu [3]

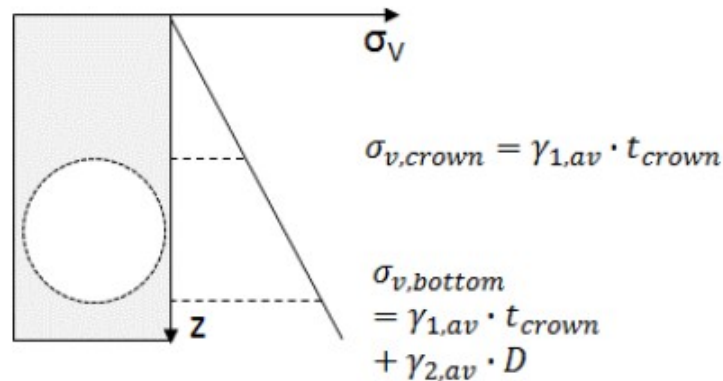
$$T_{R,1} = \tan(\varphi'_2) \cdot K_2 \cdot \left( \frac{D^2 \cdot \sigma_v(t)}{3 \cdot \tan(\vartheta_{crit})} + \frac{D^3 \cdot \gamma_2}{6 \cdot \tan(\vartheta_{crit})} \right) \quad (4.15)$$

kde:

- $T_{r,1}$  třecí síla vlivem úhlu vnitřního tření zeminy [kN],  
 $\varphi'_2$  úhel vnitřního tření zeminy v oblasti čelby [°],  
 $K_2$  součinitel zemního tlaku v oblasti čelby podle tab. 4-2 [-],  
 $D$  průměr štítu [m],

$\gamma_2$	objemová tíha zeminy v oblasti čelby [kN/m <sup>2</sup> ],
$\vartheta_{crit}$	kritický úhel kluzné plochy [°],
$\sigma_v(t)$	svislé efektivní napětí v hloubce t [kN/m <sup>2</sup> ],

Druhý možný předpoklad používající Kirch & Kolymbas a to, že průběh svislého napětí v oblasti klínu lineárně stoupá s hloubkou (obr. 4-12). Třecí síla je pro tento případ vyjádřena pomocí rovnice 4.16 [29].



Obr. 4-12: Průběh svislého napětí v oblasti posuvného klínu [3]

$$T_{R,2} = \tan(\varphi'_2) \cdot K_2 \cdot \left( \frac{D^2 \cdot \sigma_v(t)}{2 \cdot \tan(\vartheta_{crit})} + \frac{D^3 \cdot \gamma_2}{6 \cdot \tan(\vartheta_{crit})} \right) \quad (4.16)$$

kde:

$T_{r,1}$	třecí síla vlivem úhlu vnitřního tření zeminy [kN],
$\varphi'_2$	úhel vnitřního tření zeminy v oblasti čelby [°],
$K_2$	součinitel zemního tlaku v oblasti čelby podle tab. 4-2 [-],
$D$	průměr štítu [m],
$\gamma_2$	objemová tíha zeminy v oblasti čelby [kN/m <sup>2</sup> ],
$\vartheta_{crit}$	kritický úhel kluzné plochy [°],
$\sigma_v(t)$	svislé efektivní napětí v hloubce t [kN/m <sup>2</sup> ],

Tímto postupem se stanoví maximální podpůrná síla klínu ( $E_{max, re}$ ) vlivem zemního tlaku. Pokud bude na začátku výpočtu přední plocha posuvného klínu definovaná jako čtverec o hraně průměru štítu, určí se ještě podpůrná síla nutná pouze pro plochu čelby (rov. 4.17).

$$E_{max, ci} = E_{re}(\vartheta_{crit}) \cdot \frac{\pi D^2}{4 D^2} \quad (4.17)$$

kde:

$E_{max, ci}$	maximální podpůrná síla čelby [kN],
$E_{re}(\vartheta_{crit})$	síla působící na čelbu vlivem zemního tlaku pro kritický úhel kluzné plochy $\vartheta_{crit}$ [kN],
$D$	průměr štítu [m]



Dále se musí také určit podpurná síla vyrovnávající hydrostatický tlak (rov. 4.18), jelikož celková podpurná síla musí vyrovnat jak působení zemního tlaku, tak i působení hydrostatického tlaku [3].

$$W_{ci} = \gamma_w \cdot h_{w,axis} \cdot \frac{\pi D^2}{4} \quad (4.18)$$

kde:

$\gamma_w$	objemová tíha vody [kN/m <sup>3</sup> ],
$D$	průměr tunelu [m],
$h_{w,axis}$	výška podzemní vody nad osou tunelu [m],
$W_{ci}$	potřebná podpurná síla z důvodu hydrostatického (pórového) tlaku [kN].

Poté se již může určit celková potřebná podpurná síla na čelbě ( $S_{ci}$ ) součtem sil zemního a hydrostatického tlaku, jednotlivé síly musí být vynásobeny bezpečnostními koeficienty podle rovnice (4.1).

Pro vymezení spodní hranice podpurného tlaku se určí potřebný tlak ve vrcholu čelby. Ten lze jednoduše stanovit pro plnou podporu čelby suspenzí podle rovnice 4.19 [3].

$$S_{crown,min} = \frac{S_{ci}}{\pi \cdot D^2} - \gamma_s \cdot \frac{D}{2} \quad (4.19)$$

kde:

$S_{crown,min}$	spodní hranice podpurného tlaku [kPa],
$D$	průměr štítu [m],
$\gamma_s$	objemová tíha suspenze [kN/m <sup>2</sup> ],
$S_{ci}$	celková podpurná síla čelby [kN]

Jak bylo uvedeno v kapitole 4.1, je nutné též ještě zkontrolovat, zda výsledný podpurný tlak ve vrcholu čelby je větší než tlak hydrostatický v daném místě (rov. 4.20)

$$1,05 \cdot \gamma_w \cdot h_{w,crown} < S_{crown,min} \quad (4.20)$$

kde:

$S_{crown,min}$	spodní hranice podpurného tlaku [kPa],
$\gamma_w$	objemová tíha vody [kN/m <sup>2</sup> ],
$h_{w,crown}$	výška vody nad štítem [m]

Horní mez podpurného tlak lze určit podle rovnice (4.3.) A následně jsou vymezené meze podpurného tlaku na čelbě, pro stanovení rozsahu podpurného tlaku musí být zohledněny doporučené odchylky uvedené v kapitole 4.1.

### 4.2.2 Postup výpočtu pomocí faktoru stability, „Stability ratio method“

Tato metoda výpočtu je vhodná pro soudržné zeminy a pouze za předpokladu, že ražba bude probíhat za neodvodněných podmínek. Kdy probíhá ražba za neodvodněných podmínek je uvedeno v kapitole 3.5.1. V této metodě na rozdíl od metody mezní rovnováhy nerozlišujeme zemní a hydrostatický tlak a vše počítáme v totálních parametrech [3].

Prvním krokem výpočtu je určení kritického faktoru stability ( $N_{cr}$ ), který vyjadřuje faktor stability ve stavu porušení. Kritický faktor se definuje v závislosti podle posuzované situace ve vztahu k výšce nadloží a průměru štítu (tab. 4-3).

Tab. 4-3: Kritický faktor stability [3].  $D$  – průměr štítu,  $t_2$  – výška vrstvy soudržné oblasti nad štítem

Autor	Kritický faktor stability
Broms & Bennermark (1967)	$N_{cr} \leq 6$
Davis et al. (1980) – spodní mez	$N_{cr} = 4 \cdot \ln \left( 2 \cdot \frac{t_2}{D} + 1 \right)$
Atkinson & Mair (1981)	$N_{cr} = 5,8613 \cdot \left( \frac{t_2}{D} \right)^{0,4156}$
Casarin & Mair (1981)	$N_{cr} = 3,9254 \cdot \left( \frac{t_2}{D} \right)^2$

S kritickým faktorem stability se určí nutný podpůrný tlak čelby bránící kolapsu, ve výpočtu se musí zahrnout i požadovaná bezpečnostní rezerva. Při zohlednění bezpečnostní rezervy podle rovnice (4.21) se získá skutečný faktor stability ( $N$ ). Pro skutečný faktor stability jsou v závislosti s posuzovanou situací obecně uznávány hranice, které jsou uvedeny v tabulce 4-4 [3].

$$N = \frac{N_{cr}}{\mu} \quad (4.21)$$

kde:

- $N$  skutečný faktor stability [-],  
 $N_{cr}$  kritický faktor stability [-],  
 $\mu$  bezpečnostní součinitel 1,5 [-].

Tab. 4-4 Tabulka chování a faktor stability [3]

$N < 2$	malé sedání a malá posunutí v masivu, elastické deformace
$2 < N < 4$	obvyklé hodnoty při nasazení štítu
$4 < N < 6$	vyšší sedání, plastické deformace
$N > 6$	nastává kolaps

Při neodvodněných podmínkách se uvažuje úhel vnitřního tření zeminy jako nulový, z toho plyne, že součinitel zemního tlaku bude ve všech případech roven jedné ( $K_o, K_a, K_p = 1$ ). Proto tlak se působící na čelbu určí jako totální napětí v ose tunelu. Určený tlak působící na čelbu se sníží o hodnotu totální soudržnosti zeminy vynásobené skutečným faktorem stability (rov. 4.22) [3].

$$S_{axis} = \sigma_{v,tot,axis} - N \cdot c_u \quad (4.22)$$

kde:

$S_{axis}$	podpůrný tlak čelby [ $\text{kN/m}^2$ ],
$\sigma_{v,tot,axis}$	totální napětí v ose tunelu [ $\text{kN/m}^2$ ],
$N$	skutečný faktor stability [-],
$c_u$	totální soudržnost zeminy [ $\text{kN/m}^2$ ].

Při stanovení spodní meze podpůrného tlaku se opět určí potřebný tlak ve vrcholu čelby podle rovnice (4.23) [3].

$$S_{crown,min} = S_{axis} - \gamma_s \cdot \frac{D}{2} \quad (4.23)$$

kde:

$S_{axis}$	podpůrný tlak čelby [ $\text{kN/m}^2$ ],
$S_{crown,min}$	spodní hranice podpůrného tlaku [ $\text{kPa}$ ],
$\gamma_s$	objemová tíha suspenze [ $\text{kN/m}^2$ ],
$D$	průměr štítu [m].

Vypočtený podpůrný tlak musí být opět zkontrolován, zda je větší než hydrostatický tlak (rov. 4.20). V případě většího hydrostatického tlaku se určí potřebný tlak ve vrcholu čelby minimálně na účinky hydrostatického tlaku. Výsledný rozsah podpůrného tlaku se určí stejným způsobem jako v předešlé kapitole.

### 4.3 Numerické metody

Obdobně jako při řešení konsolidace i pro posouzení stability čelby se stále častěji přechází na prostorové řešení pomocí výpočetních programů. Nejpoužívanější metodou je také metoda konečných prvků (MKP). Jelikož v této práci byl i pro řešení numerických výpočtů stability čelby použit program Plaxis 3D Tunnel, obsahem této

kapitoly je popsati různé metody výpočtu potřebného přítlaku čelby nabízené tímto programem.

Pro posouzení stability čelby je používána napjatostně-deformační analýza. Před zahájením výpočtu musí být vybráno, zda se jedná o odvodněnou či neodvodněnou analýzu. Možnosti neodvodněné analýzy jsou popsány v kapitole 3.4.2. Cílem numerické analýzy je nalézt minimální možný tlak před kolapsem - tedy musí být řešeno překročení mezního stavu, při kterém dojde k porušení. Metodou konečných prvků jsou řešena uzlová posunutí, pokud tato posunutí neustále rostou bez změny napjatosti, nemůže být dosažena rovnováha a jedná se o stav porušení. Stav porušení v programu Plaxis lze určit následujícími metodami [30]:

- Redukcí zatížení (tlaku na čelbě).
- Redukcí smykových parametrů zeminy.
- Zvyšování předepsaných posunutí na čelbě.

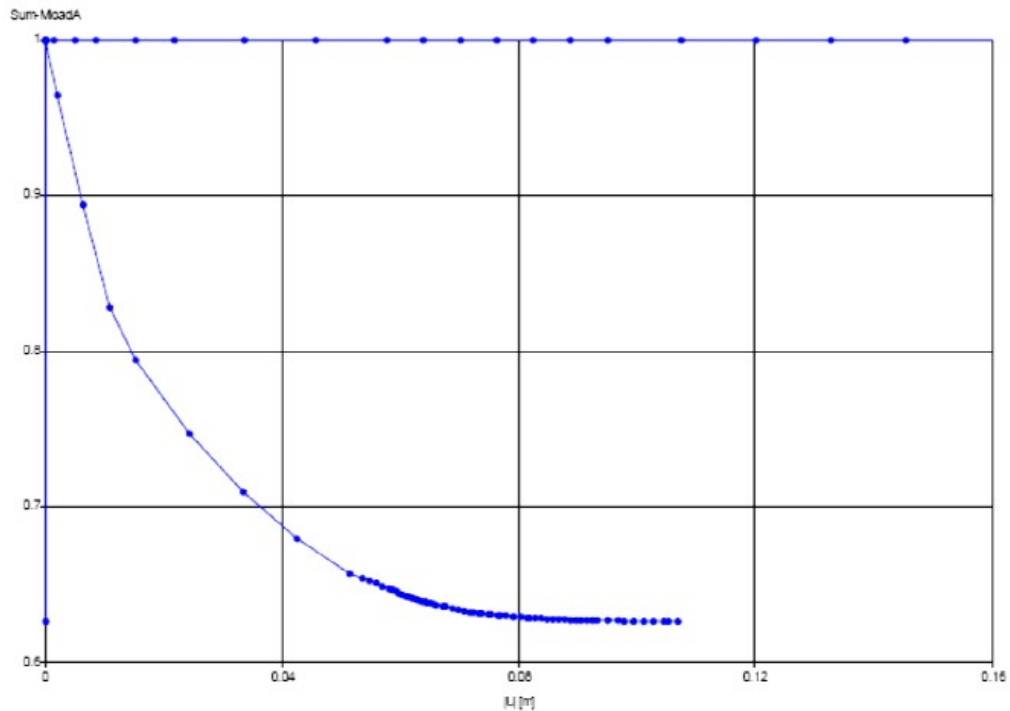
První metodou pomocí redukce zatížení dochází k postupnému snižování zadaného podpůrného tlaku na čelbě do doby, než dojde ke kolapsu [30]. Podpůrný tlak na čelbě je modelován jako horizontální síly působící do uzlů v oblasti čelby. Výsledkem je součinitel zatížení, kterým lze určit minimální podpůrný tlak na čelbě podle rovnice (4.24).

$$\eta = \frac{p_f}{p_d} \quad (4.24)$$

kde:

$\eta$	součinitel zatížení [-],
$p_f$	podpůrný tlak na čelbě zadaný uživatelem [kPa],
$p_d$	podpůrný tlak na čelbě v době kolapsu [kPa].

Výstupem programu je také graf, na kterém lze v zadaných bodech deformované oblasti sledovat průběh dosažení kolapsu. Graf znázorňuje závislost posunutí na zatížení (obr. 4-13).



Obr. 4-13: Graf závislosti posunutí na zatížení z programu Plaxis [30]- Vertikální osa=součinitel zatížení, horizontální osa=posunutí

Druhá metoda, která lze v programu Plaxis využít, je metoda redukce smykových parametrů zeminy. V této metodě dochází ke snižování smykových parametrů zeminy do fáze před kolapsem [30]. Výsledkem je poté stupeň stability podle rovnice (4.25).

$$\eta = \frac{\tan(\varphi_d)}{\tan(\varphi_f)} = \frac{c_d}{c_f} \quad (4.25)$$

kde:

- $\eta$  součinitel stability,
- $\varphi_d$  zadaný úhel vnitřního tření,
- $\varphi_f$  dosažený úhel vnitřního tření zeminy při kolapsu,
- $c_d$  zadaná soudržnost zeminy,
- $c_f$  dosažená soudržnost zeminy při kolapsu.

V tomto případě dochází k redukci soudržnosti a úhlu vnitřního tření rovným dílem, proto prezentovaná výsledná posunutí jsou nesmyslně vysoká či rozsah deformace také neodpovídá skutečnosti [8].

Poslední možnou metodou je metoda zvyšování předepsaných posunutí na čelbě. Tato metoda je obvykle používána pro verifikaci laboratorních experimentů. V uzlech na čelbě musí být předepsány velikosti posunutí, které se postupně zvyšují do doby, než nastane kolaps [8].

#### **4.4 Shrnutí kapitoly 4**

V rámci této kapitoly byly vysvětleny funkce podpůrného tlaku na čelbě. Následovalo představení nejpoužívanějších metod pro stanovení potřebného přítlaku na čelbě. Závěr kapitoly byl věnován podrobnému popisu výpočetních metod, které jsou použity pro vyšetřování stability čelby v této diplomové práci.

## 5 Parametrická studie stability čelby v odvodněných a neodvodněných podmínkách

V kapitole 5 je provedena parametrická studie pomocí analytických výpočtů, v níž je vyšetřováno, jaké parametry ovlivňují stabilitu čelby v odvodněných a neodvodněných podmínkách. Pro výpočty jsou použity metody podrobně vysvětlené v kapitole 4.2.1 a 4.2.2. Pro odvodněné podmínky je použita metoda mezní rovnováhy pomocí Hornova mechanismu porušení s uvažovaným modelem podle Jancsecze & Steinera (kap. 4.2.1). Pro neodvodněné podmínky je použita metoda pomocí faktoru stability (kap. 4.2.2), kde pro kritický faktor stability je použit vztah podle Davise (tab. 4-3). V modelech je uvažováno s ražbou zeminovým štítem (EPB), kde podpůrnou funkci plní zeminová kaše s tíhou ( $\gamma_s$ ) 14 kN/m<sup>3</sup> [3], tento štít byl zvolen z důvodu geotechnických podmínek vyšetřovaných v parametrické studii. Dále je uvažováno s přitížením terénu 10 kN/m<sup>2</sup> a s bezpečnostními součiniteli podle rovnice (4.1). Ve výsledcích je zahrnuto i možné kolísání podpůrného tlaku na čelbě pro zeminové štíty podle ZTV – ING +/- 30 kPa [3] (viz kapitola 4.1). Výsledné podpůrné tlaky však už nejsou porovnávány s velikostí hydrostatického tlaku (rov. 4.20), tedy zda podpůrný tlak ve vrcholu čelby je větší než hydrostatický tlak v daném místě. Toto je provedeno jednak z důvodu lepší identifikace vlivových parametrů, dále pak tento požadavek nemá vliv na stabilitu, proto je v této parametrické studii vypuštěn. Pro zjednodušení a pro názornější zobrazení výsledků je vždy uvažováno v celém modelu (v nadloží i v oblasti čelby) jen s jednou vrstvou zeminy. Velikost minimálního podpůrného tlaku na čelbě je analyzována pro následující parametry:

- výška nadloží (kap. 5-2),
- průměr čelby / štítu (kap. 5-3),
- výška hladiny podzemní vody (kap. 5-4),
- konzistence zeminy (kap. 5-5).

Tyto parametry byly vybrány z důvodu předpokladu, že mají rozhodující vliv na výsledný minimální potřebný podpůrný tlak na čelbě.

### 5.1 Uvažované parametry zemin

Pro výpočty byly vybrány jemnozrné zeminy, které byly pro účely plošných základů klasifikované bývalou ČSN 731001[31] (norma byla zrušena v roce 2010) do 8 tříd (F1-F8). Tyto zeminy představují oblast, ve které je nejčastěji nasazován EPB štít – viz kapitola 2-2. Jemnozrné zeminy jsou charakteristické vysokým procentuálním zastoupením jemných částic (prachová až jílová frakce) s velikostí zrn do 0,06 mm [13]. Pro jednotlivé třídy zemin byly uvažovány střední hodnoty směrných normových charakteristik z tabulky 5-1 a stupněm plného nasycení ( $S_r > 0,8$ ). U této skupiny zemin jsou uvedeny efektivní i totální normové parametry smykové pevnosti, neboť právě u těchto zemin může být očekáváno neodvodněné chování při určení krátkodobé stability.

Navíc při výběru charakteristik musí být přihlíženo ke konzistenci dané zeminy (měkká, tuhá, pevná a tvrdá), protože u jemnozrnných zemin ve spojení s vodou dochází k změnám od tvrdého stavu až do kašovitého stavu [15]. V rámci studie byly provedeny výpočty pro zmíněné studované parametry s každou třídou zeminy pro odvodněné a neodvodněné podmínky.

Tab. 5-1: Směrové normové charakteristiky jemnozrnných zemin podle ČSN 731001 [31]

Třída	Symbol	Charakteristika	Konzistence							
			měkká		tuhá	pevná		tvrdá		
			–		–	$S_r > 0,8$	$S_r < 0,8$	$S_r > 0,8$	$S_r < 0,8$	
F 1	MG	$\nu, \beta, \gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\nu = 0,35; \beta = 0,62; \gamma = 19,0;$							
		$E_{def}$ MPa	5 až 10	10 až 20	12 až 21	15 až 30	vyšetří se zkouškami			
		$c_u$ kPa	40	70	70	70 až 80				
		$\varphi_u$ °	0	0	10	12 až 15				
		$c_{ef}$ kPa	4 až 12		8 až 16	16 až 12			16 až 24	vyšetří se zkouškami
		$\varphi_{ef}$ °	26 až 32							
		F 2	CG	$\nu, \beta, \gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\nu = 0,35; \beta = 0,62; \gamma = 19,5;$					
$E_{def}$ MPa	4 až 8			7 až 15	10 až 12	18 až 25	vyšetří se zkouškami			
$c_u$ kPa	30			60	60	60 až 70				
$\varphi_u$ °	0			0	10	12 až 15				
$c_{ef}$ kPa	6 až 14			10 až 18	18 až 36	18 až 26			vyšetří se zkouškami	
$\varphi_{ef}$ °	24 až 30									
F 3	MS			$\nu, \beta, \gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\nu = 0,35; \beta = 0,62; \gamma = 18,0;$					
		$E_{def}$ MPa	3 až 6	5 až 8	8 až 12	12 až 15	vyšetří se zkouškami			
		$c_u$ kPa	30	60	60	60 až 70				
		$\varphi_u$ °	0	0	10	12 až 15				
		$c_{ef}$ kPa	8 až 16		12 až 20	20 až 40			20 až 28	vyšetří se zkouškami
		$\varphi_{ef}$ °	24 až 29							
		F 4	CS	$\nu, \beta, \gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\nu = 0,35; \beta = 0,62; \gamma = 18,5;$					
$E_{def}$ MPa	2,5 až 4			4 až 6	5 až 8	8 až 12	vyšetří se zkouškami			
$c_u$ kPa	30			50	70	70 až 80				
$\varphi_u$ °	0			0	5	8 až 14				
$c_{ef}$ kPa	10 až 18			14 až 22	22 až 44	22 až 30			vyšetří se zkouškami	
$\varphi_{ef}$ °	22 až 27									
F 5	ML MI			$\nu, \beta, \gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\nu = 0,40; \beta = 0,47; \gamma = 20,0$					
		$E_{def}$ MPa	1,5 až 3	3 až 5	5 až 8	7 až 10	10 až 15	12 až 20		
		$c_u$ kPa	30	60	70	70 až 80	200	80 až 90		
		$\varphi_u$ °	0	0	5	8 až 14	0	15 až 20		
		$c_{ef}$ kPa	8 až 16		12 až 20	20 až 40	20 až 28	vyšetří se zkouškami		
		$\varphi_{ef}$ °	19 až 23							
		F 6	CL CI	$\nu, \beta, \gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\nu = 0,40; \beta = 0,47; \gamma = 21,0$					
$E_{def}$ MPa	1,5 až 3			3 až 6	6 až 8	8 až 12	10 až 15	12 až 20		
$c_u$ kPa	25			50	80	80 až 90	170	80 až 90		
$\varphi_u$ °	0			0	0	4 až 12	0	14 až 18		
$c_{ef}$ kPa	8 až 16			12 až 20	20 až 40	20 až 28	vyšetří se zkouškami			
$\varphi_{ef}$ °	17 až 21									
F 7	MH MV ME			$\nu, \beta, \gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\nu = 0,40; \beta = 0,47; \gamma = 21,0$					
		$E_{def}$ MPa	1 až 3	3 až 5	5 až 7	7 až 10	10 až 15	12 až 20		
		$c_u$ kPa	25	50	80	80 až 90	170	80 až 90		
		$\varphi_u$ °	0	0	0	4 až 12	0	14 až 18		
		$c_{ef}$ kPa	4 až 10		8 až 16	14 až 28	16 až 24	vyšetří se zkouškami		
		$\varphi_{ef}$ °	15 až 19							
		F 8	CH CV CE	$\nu, \beta, \gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\nu = 0,42; \beta = 0,37; \gamma = 20,5;$					
$E_{def}$ MPa	1 až 2			2 až 4	4 až 6	6 až 8	8 až 10	10 až 15		
$c_u$ kPa	20			40	80	80 až 90	150	80 až 90		
$\varphi_u$ °	0			0	0	3 až 10	0	12 až 16		
$c_{ef}$ kPa	2 až 8			6 až 14	14 až 28	14 až 22	vyšetří se zkouškami			
$\varphi_{ef}$ °	13 až 17									

## 5.2 Vliv výšky nadloží

V této kapitole je zkoumán vliv výšky nadloží na velikost podpůrného tlaku na čelbě v odvodněných a neodvodněných podmínkách. Zkoumané výšky nadloží byly stanovené na 25, 20 a 15 m. Velikost průměru štítu byla definována 10 m a pro všechny

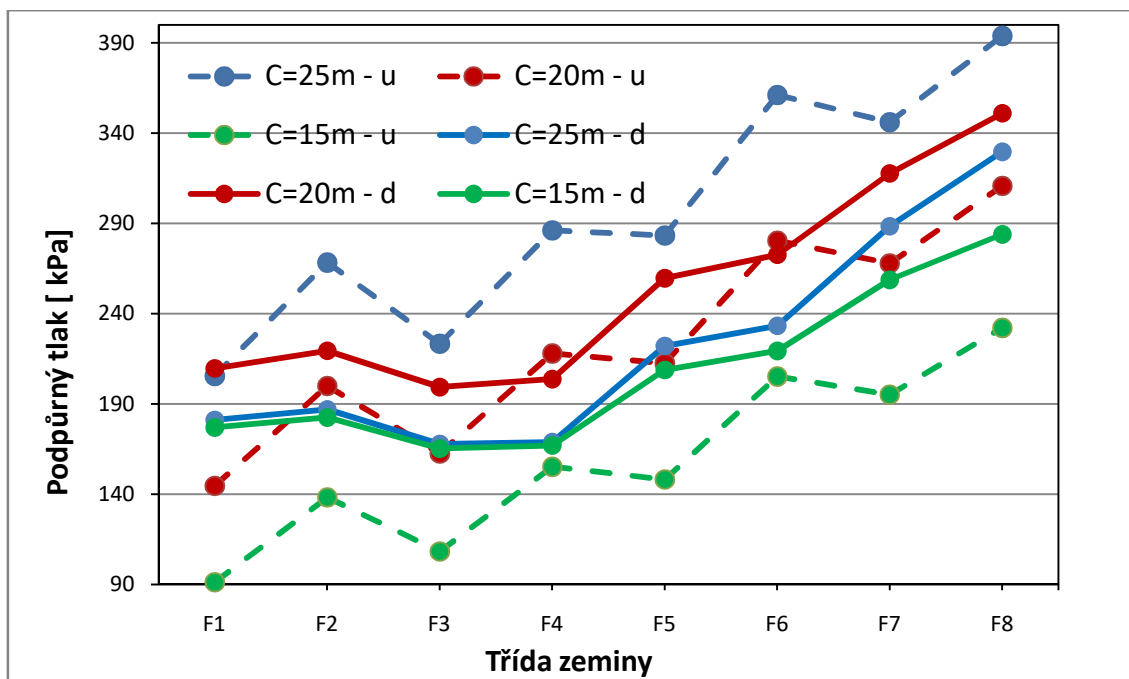


případy bylo uvažováno s hladinou podzemní vody 10 m nad vrcholem čelby. V této studii jsou uvažovány pouze tuhé konzistence zeminy s charakteristikami dle tabulky 5-1.

V tabulce 5-2 jsou uvedené výsledné podpůrné tlaky pro jednotlivé výšky nadloží, třídu zeminy a pro odvodněné a neodvodněné podmínky. Podpůrný tlak je zde pro každý případ vymezen spodní a horní mezí, přičemž horní mez (rov. 4.3) zůstává stejná pro odvodněné i neodvodněné podmínky. Horní mez je v tabulce uvedena pouze pro lepší přehlednost výsledků, aby bylo možné pozorovat zmenšování či zvětšování rozsahu pro aplikovaný tlak. V některých případech dokonce spodní mez překročila horní mez, což znamená, že ražba za daných podmínek není možná (v tabulce jsou tato čísla vyznačena červeně). Z uvedených výsledků v tabulce 5-2 byl sestaven i graf (obr. 5-1), kde byla vynesena pouze spodní hranice podpůrného tlaku.

Tab. 5-2: Vliv výšky nadloží na velikost podpůrného tlaku ve vrcholu čelby

Odvodněné podmínky									
Třída zeminy	nadloží 25 m			nadloží 20 m			nadloží 15 m		
	Ražba možná	Podpůrný tlak [kPa]		Ražba možná	Podpůrný tlak [kPa]		Ražba možná	Podpůrný tlak [kPa]	
		Spodní mez	Horní mez		Spodní mez	Horní mez		Spodní mez	Horní mez
F1	Ano	181	375	Ano	210	294	Ano	177	213
F2	Ano	187	386	Ano	219	303	Ano	182	220
F3	Ano	168	353	Ano	199	276	Ano	165	200
F4	Ano	169	364	Ano	204	285	Ano	167	206
F5	Ano	222	398	Ano	260	312	Ano	209	227
F6	Ano	233	420	Ano	273	330	Ano	219	240
F7	Ano	288	420	Ano	318	330	Ne	259	240
F8	Ano	330	409	Ne	351	321	Ne	284	233
Neodvodněné podmínky									
Třída zeminy	nadloží 25 m			nadloží 20 m			nadloží 15 m		
	Ražba možná	Podpůrný tlak [kPa]		Ražba možná	Podpůrný tlak [kPa]		Ražba možná	Podpůrný tlak [kPa]	
		Spodní mez	Horní mez		Spodní mez	Horní mez		Spodní mez	Horní mez
F1	Ano	206	375	Ano	145	294	Ano	91	213
F2	Ano	268	386	Ano	200	303	Ano	138	220
F3	Ano	223	353	Ano	162	276	Ano	108	200
F4	Ano	286	364	Ano	218	285	Ano	155	206
F5	Ano	283	398	Ano	212	312	Ano	148	227
F6	Ano	361	420	Ano	280	330	Ano	205	240
F7	Ano	346	409	Ano	268	321	Ano	195	233
F8	Ano	394	409	Ano	311	321	Ano	232	233



Obr. 5-1: Vliv výšky nadloží na velikost podpůrného tlaku ve vrcholu čelby, C=25m,20 m, 15 m – u (čárkovaná čára) =nadloží 25, 20, 15 m v neodvodněných podmínkách, C=25 m, 20 m, 15 m – d (plná čára) = nadloží 25, 20, 15 m v odvodněných podmínkách

Ze zobrazených výsledků je možné vyčíst, že u neodvodněných podmínek s rostoucí výškou nadloží úměrně roste i požadovaný podpůrný tlak na čelbě navzdory tomu, že roste i velikost kritického faktoru stability – viz tab. 4-3 vztah podle Davise. U odvodněných podmínek tento trend vyzorován nebyl. U odvodněných podmínek bylo počítáno s plnou tíhou nadloží pro výšky 15 a 20 m (viz kapitola 4.2.1). U nadloží 25 m u odvodněných podmínek bylo počítáno s redukovaným přitížením klínu podle rovnice 4.12. Následkem toho je požadovaný podpůrný tlak v odvodněných podmínkách pro nadloží 25 m téměř stejný jako pro nadloží vysoké 15 m.

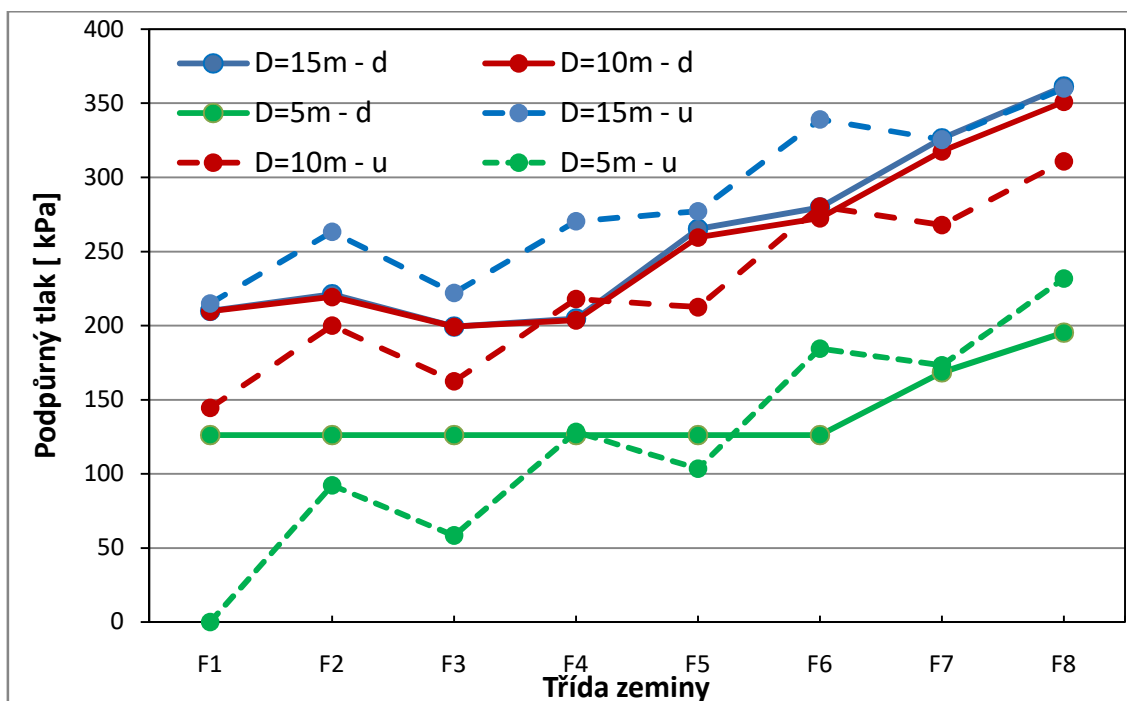
### 5.3 Vliv průměru čelby (štítu)

Dalším předmětem zkoumání je vliv velikosti průměru čelby (štítu) na velikost podpůrného tlaku na čelbě pro odvodněné a neodvodněné podmínky. Pro analýzu byly vybrány průměry 15, 10 a 5 m (velký, střední a malý profil). V modelech bylo počítáno s výškou nadloží 20 m a s hladinou podzemní vody vždy 10 m nad vrcholem čelby. Ve výpočtech byly uvažovány zeminy tuhé konzistence dle tabulky 5-1.

Výsledky této analýzy jsou shrnuty v tabulce 5-3 a v grafu (obr. 5-2).

Tab. 5-3: Vliv velikosti průměru čelby na velikost podpůrného tlaku ve vrcholu čelby

Odvodněné podmínky									
Třída zeminy	Průměr 15 m			Průměr 10 m			Průměr 5 m		
	Ražba možná	Podpůrný tlak [kPa]		Ražba možná	Podpůrný tlak [kPa]		Ražba možná	Podpůrný tlak [kPa]	
		Spodní mez	Horní mez		Spodní mez	Horní mez		Spodní mez	Horní mez
F1	Ano	210	294	Ano	210	294	Ano	126	294
F2	Ano	221	303	Ano	219	303	Ano	126	303
F3	Ano	199	276	Ano	199	276	Ano	126	276
F4	Ano	205	285	Ano	204	285	Ano	126	285
F5	Ano	265	312	Ano	260	312	Ano	126	312
F6	Ano	280	330	Ano	273	330	Ano	126	330
F7	Ano	326	330	Ano	318	330	Ano	169	330
F8	Ne	361	321	Ne	351	321	Ano	195	321
Neodvodněné podmínky									
Třída zeminy	Průměr 15 m			Průměr 10 m			Průměr 5 m		
	Ražba možná	Podpůrný tlak [kPa]		Ražba možná	Podpůrný tlak [kPa]		Ražba možná	Podpůrný tlak [kPa]	
		Spodní mez	Horní mez		Spodní mez	Horní mez		Spodní mez	Horní mez
F1	Ano	215	294	Ano	145	294	Ano	0	294
F2	Ano	263	303	Ano	200	303	Ano	92	303
F3	Ano	222	276	Ano	162	276	Ano	58	276
F4	Ano	271	285	Ano	218	285	Ano	128	285
F5	Ano	277	312	Ano	212	312	Ano	103	312
F6	Ne	339	330	Ano	280	330	Ano	185	330
F7	Ne	326	321	Ano	268	321	Ano	173	321
F8	Ne	360	321	Ano	311	321	Ano	232	321


 Obr. 5-2: Vliv velikosti průměru čelby na velikost podpůrného tlaku ve vrcholu čelby,  $D = 15\text{ m}$ ,  $10\text{ m}$ ,  $5\text{ m}$  – u (čárkovaná čára) = průměr 15, 10, 15 m v neodvodněných podmínkách,  $D = 15\text{ m}$ ,  $10\text{ m}$ ,  $5\text{ m}$  – d (plná čára) = průměr 15, 10, 5 m v odvodněných podmínkách

U odvodněných podmínek je patrný rozdíl pouze mezi průměrem 5 a 10 m, naopak mezi průměry 10 a 15 m je zaznamenán téměř nulový rozdíl mezi požadovanými

podpůrnými tlaky. Pro průměr 5 m u odvodněných podmínek je opět uvažována redukce přetížení klínu podle rovnice 4.12, z tohoto důvodu u tříd zemin F1 – F6 nevznikl žádný požadavek na podpůrný tlak vyrovnávající zemní tlak a velikost podpůrného tlaku je dimenzována pouze na velikost hydrostatického tlaku. Pro průměry 10 a 15 m u odvodněných podmínek je uvažována plná tíha nadloží (viz kapitola 4.2.1), v tomto případě je rozdíl mezi podpůrnými tlaky pro tyto průměry minimální. Tímto bylo prokázáno, že velikost průměru čelby (štítu) u odvodněných podmínek zcela není rozhodující pro velikost podpůrného tlaku na čelbě.

U neodvodněných podmínek dochází k nárůstu požadovaného tlaku s rostoucím průměrem, protože s rostoucím průměrem se zmenšuje užitý faktor stability (tab. 4-3). Avšak také mezi průměry 5 a 10 m je podstatně větší rozdíl než pro průměry 10 a 15 m, toto je způsobeno poměrem mezi velikostí nadloží a velikostí průměru, neboť velikost kritického faktoru se snižuje právě tímto poměrem.

#### **5.4 Vliv výšky hladiny podzemní vody**

Dalším uvažovaným parametrem pro zkoumání velikosti podpůrného tlaku v odvodněných a neodvodněných zeminách je výška hladiny podzemní vody. Hladina podzemní vody byla stanovena v úrovni terénu, poté 5 m pod terénem a následně 10 m pod úrovní terénu. Výpočty byly sestaveny pro nadloží vysoké 20 m, průměr čelby 10 m a tuhou konzistenci zeminy.

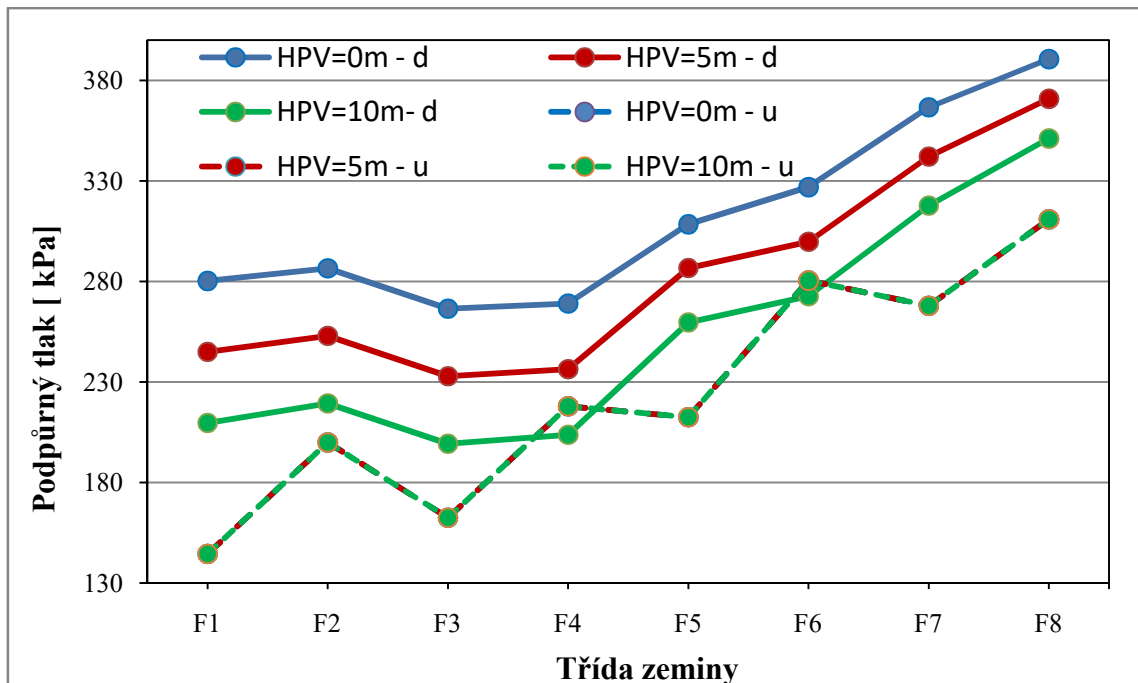
Výsledky z této analýzy jsou zaneseny do tabulky 5-4 a do grafu (obr. 5-3).

Tab. 5-4: Vliv výšky hladiny podzemní vody na velikost podpůrného tlaku ve vrcholu čelby

Odvodněné podmínky									
Třída zeminy	HPV 0m			HPV 5 m			HPV 10 m		
	Ražba možná	Podpůrný tlak [kPa]		Ražba možná	Podpůrný tlak [kPa]		Ražba možná	Podpůrný tlak [kPa]	
		Spodní mez	Horní mez		Spodní mez	Horní mez		Spodní mez	Horní mez
F1	Ano	280	294	Ano	245	294	Ano	210	294
F2	Ano	287	303	Ano	253	303	Ano	219	303
F3	Ano	266	276	Ano	233	276	Ano	199	276
F4	Ano	269	312	Ano	236	285	Ano	204	312
F5	Ano	308	285	Ano	287	312	Ano	260	285
F6	Ano	327	330	Ano	300	330	Ano	273	330
F7	Ne	367	330	Ne	342	330	Ano	318	330
F8	Ne	391	321	Ne	371	321	Ne	351	321

Neodvodněné podmínky									
Třída zeminy	HPV 0m			HPV 5 m			HPV 10 m		
	Ražba možná	Podpůrný tlak [kPa]		Ražba možná	Podpůrný tlak [kPa]		Ražba možná	Podpůrný tlak [kPa]	
		Spodní mez	Horní mez		Spodní mez	Horní mez		Spodní mez	Horní mez
F1	Ano	145	294	Ano	145	294	Ano	145	294
F2	Ano	200	303	Ano	200	303	Ano	200	303
F3	Ano	162	276	Ano	162	276	Ano	162	276
F4	Ano	218	285	Ano	218	285	Ano	218	285
F5	Ano	212	312	Ano	212	312	Ano	212	312
F6	Ano	280	330	Ano	280	330	Ano	280	330
F7	Ano	268	321	Ano	268	321	Ano	268	321
F8	Ano	311	321	Ano	311	321	Ano	311	321



Obr. 5-3: Vliv výšky hladiny podzemní vody na velikost podpůrného tlaku ve vrcholu čelby, HPV = 0 m, 10 m, 5 m – u (čárkovaná čára) = hladina podzemní vody 0, 5, 10 m pod terénem v neodvodněných podmínkách, HPV = 0 m, 5 m, 10 m – d (plná čára) = hladina podzemní vody 0, 5, 10 m pod terénem v odvodněných podmínkách.



S rostoucí výškou hladiny podzemní vody u odvodněných podmínek lineárně vzrůstá i požadavek na podpůrný tlak na čelbě. U neodvodněných podmínek tento faktor na výpočet, dle použité metodiky vliv nemá. Zde je nutné poznamenat, že u jemnozrnných zemin je minimální rozdíl mezi objemovou tíhou zeminy suché a zeminy nasycené. Při výpočtu totálního napětí bylo v této studii počítáno ve všech případech s objemovou tíhou pro plně nasycenou zeminu, tedy i pro zeminu nad hladinou podzemní vody, neboť rozdíl tíhy pro suchou zeminu je v tomto případě zanedbatelný.

## 5.5 Vliv konzistence zeminy

Poslední částí parametrické studie je analýza vlivu konzistence zemin na velikost podpůrného tlaku na čelbě v neodvodněných podmínkách. Při definování konzistenčního stavu u jemnozrnných zemin se používá index konzistence ( $I_c$ ), určený pomocí vlhkosti a konzistenčních mezí (mez tekutosti a mez plasticity). Indexem konzistence jsou dle ČSN EN 14688-1 vymezeny následující konzistence [32]:

- $I_c < 0,25$  – velmi měkká konzistence,
- $I_c = 0,25 - 0,5$  – měkká konzistence,
- $I_c = 0,5 - 0,75$  – tuhá konzistence,
- $I_c = 0,75 - 1,0$  – pevná konzistence,
- $I_c > 1,0$  – velmi pevná konzistence.

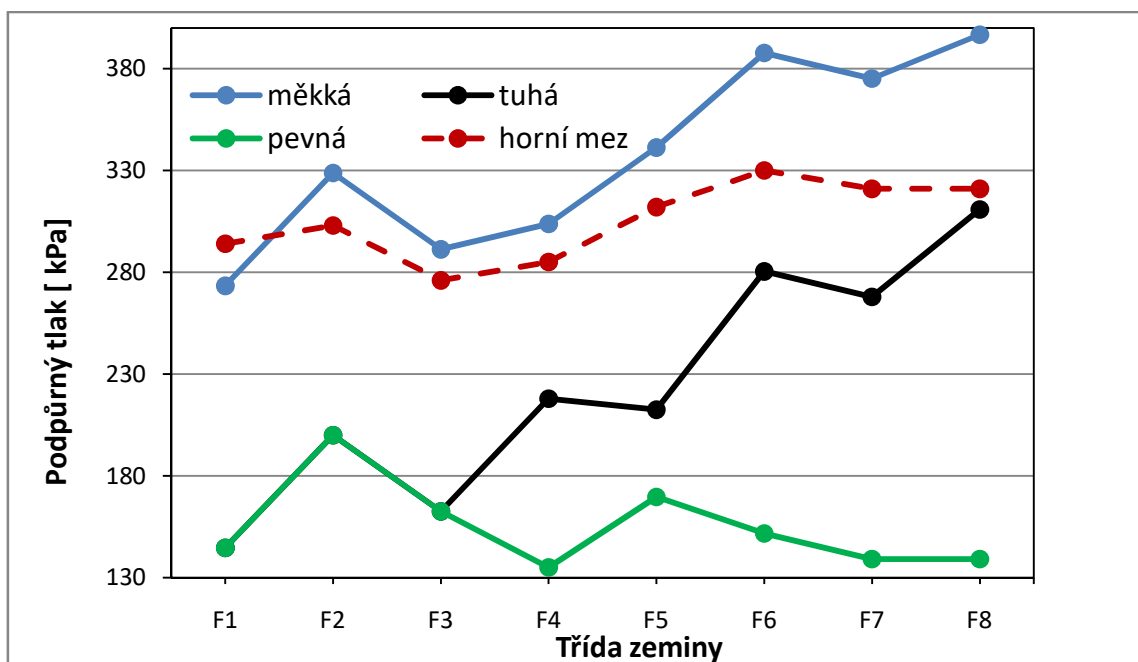
V odvodněných podmínkách je vliv konzistence na smykové parametry zemin téměř zanedbatelný. Avšak toto platí pouze pro plně nasycené zeminy. Naproti tomu u neodvodněných podmínek i pro plně nasycené zeminy je vliv konzistence zeminy na smykové parametry zásadní (viz tabulka 5-1). Z tohoto důvodu je tato podkapitola zaměřena pouze na neodvodněné podmínky.

Ve výpočtech bylo uvažováno s výškou nadloží 20 m, průměrem čelby 10 m a hladinou podzemní vody 10 m nad vrcholem čelby. Podle směrných normových charakteristik byly vybrány smykové parametry pro tuhou, pevnou a měkkou konzistenci, s uvažováním nasycených zemin ( $S_r > 0,8$ ).

Výsledky jsou shrnuty v tabulce 5-5 a zaneseny do grafu (obr. 5-4). Pro tento případ je v grafu na obr. 5-4 také uvedena červenou čárkovanou čarou horní mez podpůrného tlaku na čelbě dle vzorce 4.3. V rámci této analýzy je především zkoumána reálnost výstavby pro danou konzistenci zeminy. Z tohoto důvodu je do grafu na obr. 5-4 zanesena i horní mez, aby bylo patrné, pro jako konzistenci je ražba možná či naopak.

Tab. 5-5: Vliv konzistence zeminy na velikost podpůrného tlaku na čelbě

Neodvodněné podmínky									
Třída zeminy	měkká			tuhá			pevná		
	Ražba možná	Podpůrný tlak [kPa]		Ražba možná	Podpůrný tlak [kPa]		Ražba možná	Podpůrný tlak [kPa]	
		Spodní mez	Horní mez		Spodní mez	Horní mez		Spodní mez	Horní mez
F1	Ano	273	294	Ano	145	294	Ano	145	294
F2	Ne	329	303	Ano	200	303	Ano	200	303
F3	Ne	291	276	Ano	162	276	Ano	162	276
F4	Ne	304	285	Ano	218	285	Ano	135	285
F5	Ne	341	312	Ano	212	312	Ano	170	312
F6	Ne	388	330	Ano	280	330	Ano	152	330
F7	Ne	375	321	Ano	268	321	Ano	139	321
F8	Ne	396,7	321	Ano	311	321	Ano	139	321



Obr. 5-4: Vliv konzistence zeminy na velikost podpůrného tlaku na čelbě

Na základě výsledků není ražba možná pro zeminy měkké konzistence, vyjma zeminy třídy F1. Pro ražbu by musela být přijata dodatečná opatření pro zvýšení horní meze podpůrného tlaku (např. přitížení terénu). Rozdíly mezi pevnou a tuhou konzistencí jsou patrné u tříd zemin F4-F8. U tříd zemin F1, F2 a F3 není zaznamenán žádný rozdíl pro požadovaný podpůrný tlak, protože soudržnost zemin pro dané konzistenční stavy je v tomto případě stejná. Pro pevnou konzistenci se soudržnost zeminy se zvyšuje až od třídy F4, tím se snižuje i požadavek na podpůrný tlak na čelbě. Změnu úhlu vnitřního tření zeminy tato výpočetní metoda nezohledňuje.

## 5.6 Shrnutí výsledků parametrické studie

V rámci kapitoly 5 byly pomocí analytických výpočtů zkoumány vlivy na velikost požadovaného podpůrného tlaku na čelbě v jemnozrnných zeminách při odvodněných a neodvodněných podmínkách. Parametrickou studií byl pro dané podmínky zkoumán

vliv výšky nadloží, velikosti průměru čelby a výšky hladiny podzemní vody. Pro zeminu v neodvodněných podmínkách byl navíc zkoumán vliv konzistence zeminy.

Na základě provedených výpočtů pro zvolené geotechnické podmínky byl prokázán u zkoumaných aspektů a typů zeminy rozdílný požadavek na podpůrný tlak na čelbě v odvodněných a neodvodněných podmínkách. Výsledky parametrické studie jsou shrnuty v tabulce 5-6, kde je pro zkoumaný parametr a každou třídu zeminy uvedena vždy rozhodující podmínka pro stabilitu čelby. Rozhodující podmínka znamená, pro kterou z podmínek byl stanoven vyšší podpůrný tlak na čelbě.

Tab. 5-6: Výsledky parametrické studie (návrhové hodnoty podpůrného tlaku), N = neodvodněná podmínka, O = odvodněná podmínka

Třída zeminy	Výška nadloží			Průměr štítu			HPV nad vrcholem čelby		
	25 m	20 m	15 m	15 m	10 m	5 m	20 m	15 m	10 m
F1	N	O	O	N	O	O	O	O	O
F2	N	O	O	N	O	O	O	O	O
F3	N	O	O	N	O	O	O	O	O
F4	N	N	O	N	N	N	O	O	N
F5	N	O	O	N	O	O	O	O	O
F6	N	N	O	N	N	N	O	O	N
F7	N	O	O	O	O	N	O	O	O
F8	N	O	O	O	O	N	O	O	O

Při zkoumání vlivu výšky nadloží bylo zjištěno, že pro nadloží vyšší než dvakrát průměr štítu jsou rozhodující neodvodněné podmínky, naopak u nižších nadloží jsou rozhodující odvodněné podmínky. Tato skutečnost je způsobena redukcí tíhy nadloží v odvodněných podmínkách u vyšších nadloží.

Těmito výpočty byl potvrzen fakt pro neodvodněnou a odvodněnou stabilitu čelby, který uvedl Jones [25] (viz kapitola 3.6), a to že hloubka tunelu ovlivňuje stabilitu čelby v neodvodněných podmínkách, ale tvrzení, že hloubka tunelu nemá žádný vliv na podpůrný tlak pro odvodněné podmínky, zcela potvrzeno výpočty nebylo. Rostoucí výška nadloží mění i požadavek na podpůrný tlak v odvodněných podmínkách, avšak rozdílné požadované tlaky nejsou tak výrazné jako pro neodvodněné podmínky.

Pro různé průměry čelby (štítu) byla opět výpočty prokázána vyšší míra ovlivnění tímto faktorem v neodvodněných podmínkách a pro štíty velkého průměry jsou opět v převážné většině případů rozhodující neodvodněné podmínky. Rozdíl mezi podpůrným tlakem pro tunel malého profilu a středního profilu byl u obou podmínek téměř podobný. U odvodněných podmínek však nebyl zaznamenán žádný vliv na podpůrný tlak na čelbě pro tunel velkého profilu, zde byl výsledný požadovaný tlak téměř podobný jako pro tunel normálního profilu. Oproti tomu u neodvodněných podmínek byl pro tunel velkého profilu požadován větší podpůrný tlak než pro tunel středního



profilu, to je z důvodu snižování faktoru stability výškou nadloží a průměrem štítu. Touto analýzou nebyl potvrzen předpoklad podle Jonesa [25], který uvedl, že pro odvodněnou stabilitu je rozhodující velikost průměru čelby (viz kapitola 3.6).

Největší míra ovlivnění podpůrného tlaku na čelbě v odvodněných podmínkách byla zjištěna pro výšku hladiny podzemní vody. V neodvodněných podmínkách naopak výška hladiny podzemní vody neměla žádný efekt na požadovanou velikost podpůrného tlaku na čelbě. To je z důvodu, že při odvodněných podmínkách působí hydrostatický tlak přímo na čelbu, zatímco při neodvodněném chování brání nízká propustnost zeminy působení hydrostatického tlaku na čelbu.

Dále v této studii bylo také poukázáno u jemnozrnných zemin v neodvodněných podmínkách na velký vliv konzistence zeminy na požadovaný podpůrný tlak na čelbě. Například dané podmínky vůbec neumožňují ražbu zeminovým štítem v měkké konzistenci zeminy za neodvodněných podmínek. To je z důvodu příliš vysokého podpůrného tlaku, který by způsobil protržení nadloží.

V parametrické studii byly výpočty provedené dle vybraných výpočetních metod pro stanovení spodní hranice podpůrného tlaku na čelbě. Při výpočtech jinou výpočetní metodou se mohou požadavky na podpůrný tlak mírně lišit, tedy i rozdíl mezi odvodněnými a neodvodněnými podmínkami.

### 5.6.1 Diskuze výsledků

V kapitole 3.5 je vysvětlena odvodněná a neodvodněná (krátkodobá a dlouhodobá) stabilita na typických geotechnických konstrukcích (zářez a násyp), které reprezentují případy odlehčení a přitížení zeminy. Podle kapitoly 3.6 rozhodnutí, zda ražba s aktivní podporou čelby představuje úlohu přitížení či odlehčení zeminy, stanovuje velikost primárního totálního vodorovného napětí v místě čelby versus velikost aplikovaného podpůrného tlaku na čelbě. U všech stanovených případů neodvodněných podmínek v této parametrické studii není požadovaný podpůrný tlak na čelbě větší než primární totální vodorovné napětí, protože jeho velikost je omezena horní mezí podle rovnice (4.3). Z tohoto důvodu tato parametrická studie popisuje ražbu jako případ odlehčení zeminy, tzn. odvodněná stabilita je rozhodující (horší). Podle výsledků v tabulce 5-6 ten fakt však potvrzen není a pro některé případy je rozhodující i neodvodněná stabilita. V této podkapitole jsou diskutovány možné případy těchto výsledků.

Prvním zjištěním je, že stanovený potřebný podpůrný tlak na čelbě v neodvodněných podmínkách je více navýšen bezpečnostními součiniteli oproti odvodněným podmínkám. Při neodvodněných podmínkách vstupuje do výpočtu pouze bezpečnostní součinitel pro zemní tlak - viz rovnice (4.21). V odvodněných podmínkách je použit součinitel pro zemní a hydrostatický tlak (rov. 4.1). Pro ukázkou ovlivnění velikosti podpůrného tlaku na čelbě těmito součiniteli jsou v tabulce 5-7 uvedeny rozhodující podmínky bez uvažování bezpečnostních součinitelů. Z této tabulky je patrné, že pro charakteristické hodnoty potřebného podpůrného jsou ve většině případů rozhodující odvodněné podmínky.

Tab. 5-7: Výsledky parametrické studie (charakteristické hodnoty podpůrného tlaku), N = neodvodněná podmínka, O = odvodněná podmínka

Třída zeminy	Nadloží			Průměr			HPV nad vrcholem čelby		
	25 m	20 m	15 m	15 m	10 m	5 m	20 m	15 m	10 m
F1	O	O	O	O	O	O	O	O	O
F2	O	O	O	O	O	O	O	O	O
F3	O	O	O	O	O	O	O	O	O
F4	N	O	O	N	O	O	O	O	O
F5	O	O	O	O	O	O	O	O	O
F6	N	O	O	N	O	O	O	O	O
F7	N	O	O	O	O	O	O	O	O
F8	N	O	O	O	O	O	O	O	O

Dalším možný vliv na výsledky může mít směrná totální soudržnost zemin v neodvodněných podmínkách. Ve skutečnosti však zemina při odlehčení bude vykazovat větší soudržnost (viz kapitola 3.3). Z tohoto důvodu a také vlivem bezpečnostního součinitele neodpovídá zjištěný trend mezi odvodněnými a neodvodněnými podmínkami případu pro odlehčení zeminy (stanovení krátkodobé a dlouhodobé stability viz kapitola 3.5). Takto lze však stanovit podpůrný tlak na čelbě v neodvodněných podmínkách v současnosti dostupnou metodou.

V kapitole 6 bude minimální podpůrný tlak určený analyticky v této kapitole ověřen pomocí numerického modelu. Pro ověření bude zvolena jedna třída zeminy a výsledný podpůrný tlak pro jeden zvolený případ v odvodněných a neodvodněných podmínkách. Cílem numerických výpočtů je ověřit trend zjištěný analyticky.

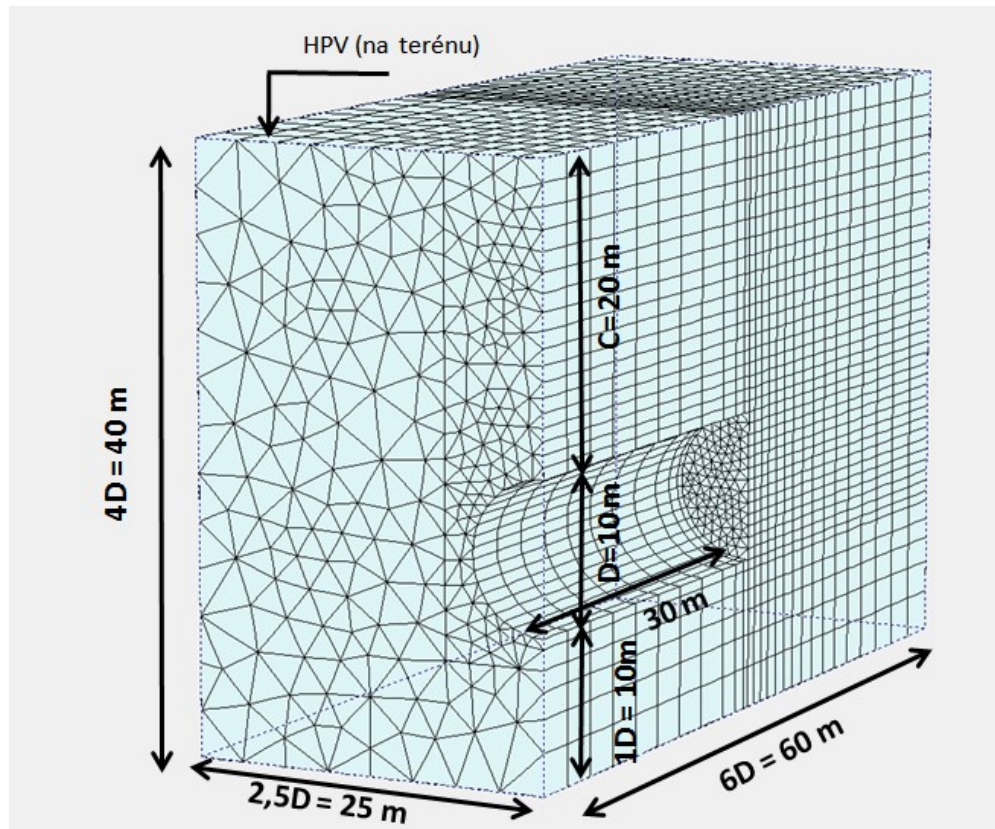
## 6 Numerické výpočty stability čelby

V rámci této kapitoly je ověřena stabilita čelby pro analyticky určený podpůrný tlak na čelbě v kapitole 5. Stabilita čelby je ověřována při ražbě v odvodněných i neodvodněných podmínkách pro zeminu třídy F4 a pro analyticky stanovený podpůrný tlak na čelbě včetně bezpečnostních součinitelů v případě hladiny podzemní vody v úrovni terénu, který je počítán v kapitole 5.4. Zemina třídy F4 byla vybrána z důvodu odlišného chování od ostatních tříd zemin v parametrické studii, ve většině případů u ní byly rozhodující neodvodněné podmínky. V další fázi výpočtu pak je pro obě podmínky určena charakteristická hodnota minimálního potřebného tlaku na čelbě pomocí metody konečných prvků (MKP).

### 6.1 Zjednodušení modelu

Posouzení stability čelby je provedeno numericky napjatostně – deformační analýzou v programu Plaxis 3D Tunnel (viz kapitola 4.3). Pro numerické stanovení minimálního podpůrného tlaku na čelbě je použita metoda redukce zatížení, kde je redukován zadaný podpůrný tlak na čelbě z předešlé fáze.

V programu je modelována pouze polovina tunelu z důvodu snížení výpočetního času. Pro určení rozměrů numerického modelu bylo vycházeno z doporučení od Ruseho [33], který ve své práci uvedl doporučené rozměry modelu pro výpočet stability čelby. Pokud budou dodrženy jeho doporučené rozměry modelu jako minimální možné rozměry modelu, nebudou mít okrajové podmínky modelu vliv na výsledek. Rozměry výpočetního modelu jsou vyobrazeny na obrázku 6-1. Čelba se nachází ve vzdálenosti 30 m od přední hrany modelu. V oblasti čelby je síť konečných prvků zahuštěna.



Obr. 6-1: Rozměry výpočetního modelu

Pro výpočty je použit lineárně elastický – perfektně plastický konstituční model s Mohr-Coulombovou podmínkou stability. Dle několika studií bylo potvrzeno, že Mohr-Coulombův (MC) materiálový model poskytuje pro stabilitu čelby dobré výsledky [8].

Vodorovné napětí pro odvodněné a neodvodněné podmínky je definováno pomocí součinitele ( $K_o$ ). Součinitel ( $K_o$ ) byl určen pomocí vztahu dle Janbua pro určení zemního tlaku v klidu (rov. 6.1).

$$K_o = 1 - \sin(\varphi) \quad (6.1)$$

kde:

$K_o$  součinitel zemního tlaku [-],  
 $\varphi$  úhle vnitřního tření zeminy [°].

Při modelování není uvažováno s kónicitou pláště štítu. Jancsecz & Oehler uvedli ve svých studiích, že kónicita pláště štítu nemá žádný vliv při posouzení stability čelby [8]. Také není modelováno ostění tunelu a provádění injektáže zeminy před uložením prstence ostění. Tedy po celé délce výrubu je v modelech uvažován pouze štít, neboť je posuzována pouze stabilita čelby.

Podpurný tlak na čelbě se uvažuje jako totální napětí, tato diplomová práce se nezabývá způsobem přenosu tlaku z rubaniny v pracovní komoře na zeminu na čelbě.

V numerickém modelu také je zjednodušená fáze výstavby. Pro výpočet jsou modelovány tři výpočetní fáze. V první výpočetní fázi je čelba vzdálena 26 m od přední hrany modelu, ve druhé výpočetní fázi je čelba vzdálena 28 m od přední hrany modelu. Výsledné hodnoty jsou zobrazeny pro fázi číslo tři, kde je čelba vzdálena 30 m od přední hrany modelu. Čelba se v této fázi nachází přesně v polovině výpočetního modelu. Po třetí výpočetní fázi je také numericky určen minimální podpůrný tlak na čelbě pomocí stavu porušení redukcí tlaku na čelbě.

## 6.2 Odvodněné podmínky

V prvním modelu je ověřována odvodněná stabilita. Pro výpočet byly uvažovány efektivní charakteristiky jemnozrné zeminy třídy F4. Hodnoty zadané do programu jsou uvedeny v tabulce 6-1.

Tab. 6-1: Parametry zeminy použité pro odvodněnou analýzu

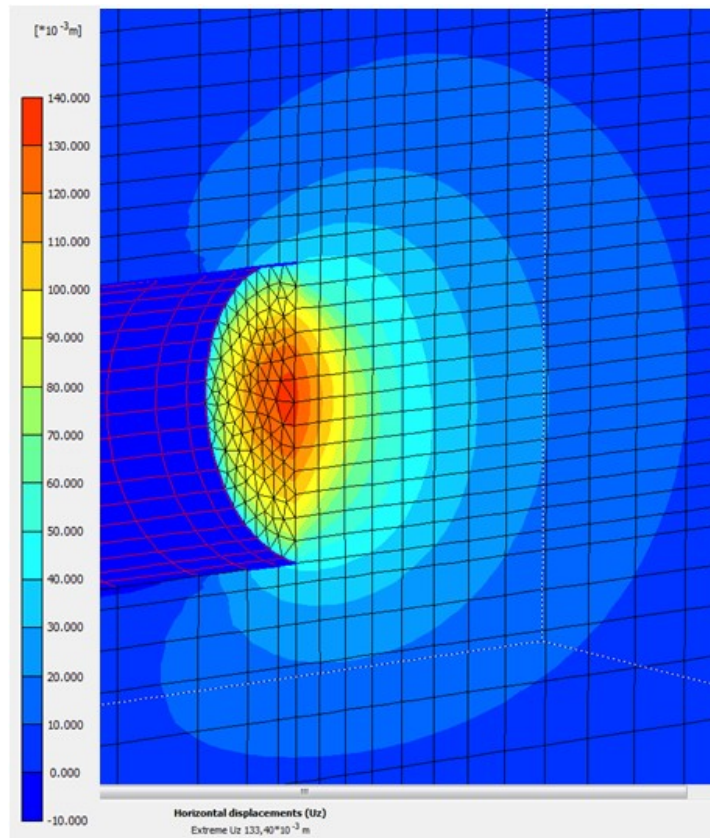
Parametry zeminy – odvodněná analýza	
Třída jemnozrné zeminy	F4
Tíha suché zeminy $\gamma_{\text{unsat}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	18,5
Tíha saturované zeminy $\gamma_{\text{sat}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	18,5
Youngův modul $E_{\text{ef}}$ [kPa]	4000
Poissonova číslo $\nu_{\text{ef}}$ [-]	0,35
Soudržnost $c_{\text{ef}}$ [kPa]	16
Úhel vnitřního tření $\varphi_{\text{ef}}$ [°]	25
Úhel dilatance $\psi$ [°]	0

V první fázi výpočtu byla ověřována stabilita pro analyticky určený návrhový podpůrný tlak na čelbě. V numerickém modelu je ve vrcholu horní klenby tunelu aplikován tlak o velikosti 239 kPa s gradientem 14 kPa/m – viz tab. 5-4. V kapitole 5 jsou výsledné podpůrné tlaky uváděny i s přičtenou odchylkou pro možné kolísání tlaku, proto pro numerické výpočty je aplikován tlak o 30 kPa menší, tj. s odečtenou doporučenou odchylkou.

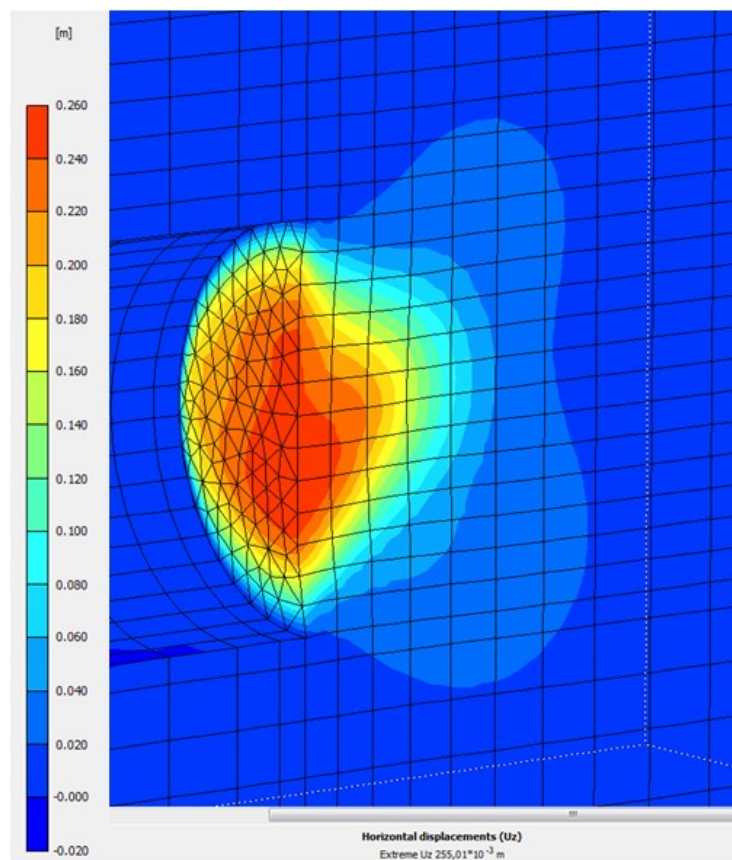
V další fázi výpočtu je počítán minimální podpůrný tlak na čelbě pomocí stavu porušení redukcí zadaného tlaku na čelbě. Poté může být porovnán stanovený minimální podpůrný tlak na čelbě metodou konečných prvků s charakteristickou hodnotou podpůrného tlaku na čelbě podle analytického výpočtu.

Na obrázku 6-2 jsou zobrazena horizontální posunutí na čelbě, když byl na čelbu aplikován podpůrný tlak stanovený analytickým výpočtem.

Na obrázku 6-3 jsou zobrazena horizontální posunutí na čelbě při stavu porušení, tedy pro numericky učený potřebný tlak. Průběh určení potřebného přítlaku čelby programem je popsán na grafu na obrázku 6-4. Na tomto grafu je zobrazena závislost mezi podpůrným tlakem a posunutím uprostřed čelby. Podpůrný tlak je v grafu vyneseno pomocí součinitele zatížení dle rovnice 4.24, tento součinitel redukuje zadaný podpůrný tlak (309 kPa – hodnota zadaného podpůrného tlaku uprostřed čelby).

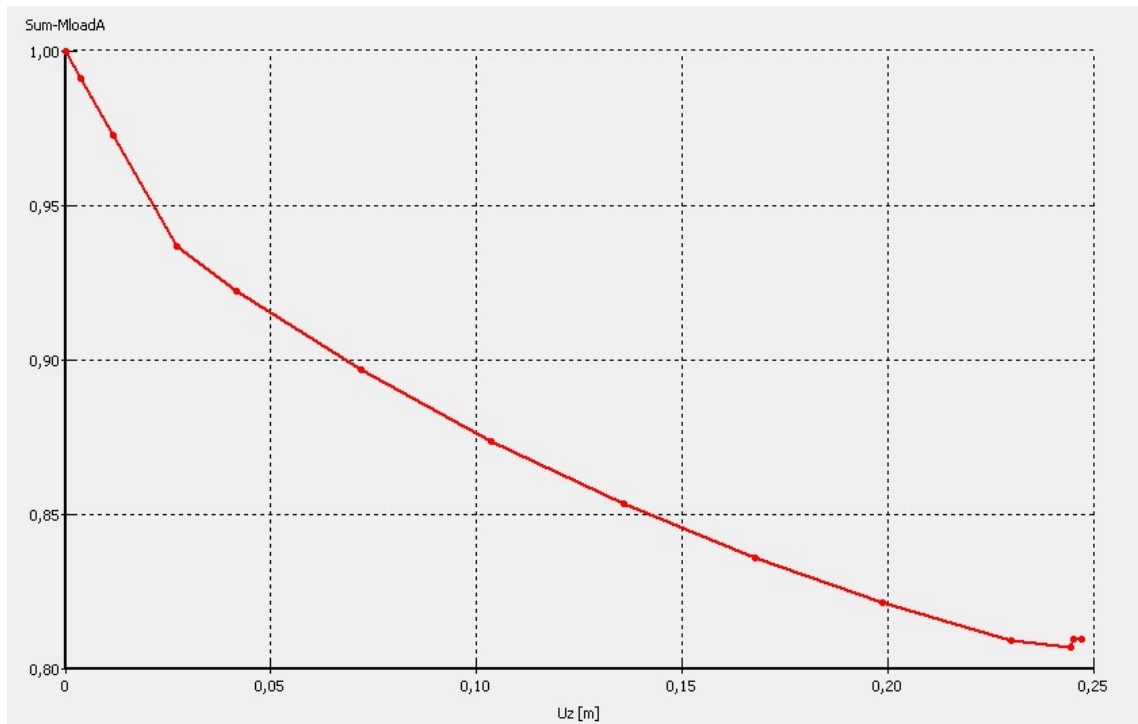


Obr. 6-2: Horizontální posunutí na čelbě při aplikování podpůrného tlaku, stanoveného dle analytického výpočtu pro odvodněnou analýzu



Obr. 6-3: Horizontální posunutí na čelbě ve stavu porušení v odvodněné analýze





Obr. 6-4: Graf závislosti mezi podpůrným tlakem a vodorovným posunutím ve středu čelby v odvodněné analýze (svislá osa - součinitel zatížení ( $1=309$  kPa), vodorovná osa – vodorovné posunutí [m])

### 6.3 Neodvodněné podmínky

Ve druhém numerickém modulu je počítána neodvodněná stabilita čelby. Pro neodvodněnou analýzu byla vybrána metoda nazvána v kapitole 3.4.2 jako neodvodněná analýza s efektivními parametry II. Neodvodněná smyková pevnost je do programu zadána podle totálních parametrů uváděných v normě, aby nedocházelo k případnému nadhodnocení smykové pevnosti programem. Parametry zeminy, které byly pro tuto analýzu zadány do programu, jsou uvedeny v tabule 6-2.

Tab. 6-2: Parametry zeminy použity pro neodvodněnou analýzu

Parametry zeminy – neodvodněná analýza	
Třída jemnozrnné zeminy	F4
Tíha suché zeminy $\gamma_{\text{unsat}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	18,5
Tíha saturevané zeminy $\gamma_{\text{sat}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	18,5
Youngův modul $E_{\text{ef}}$ [kPa]	4000
Poissonova číslo $\nu_{\text{ef}}$ [-]	0,35
Soudržnost $c_u$ [kPa]	50
Úhel vnitřního tření $\varphi_u$ [°]	0
Úhel dilatance $\psi$ [°]	0

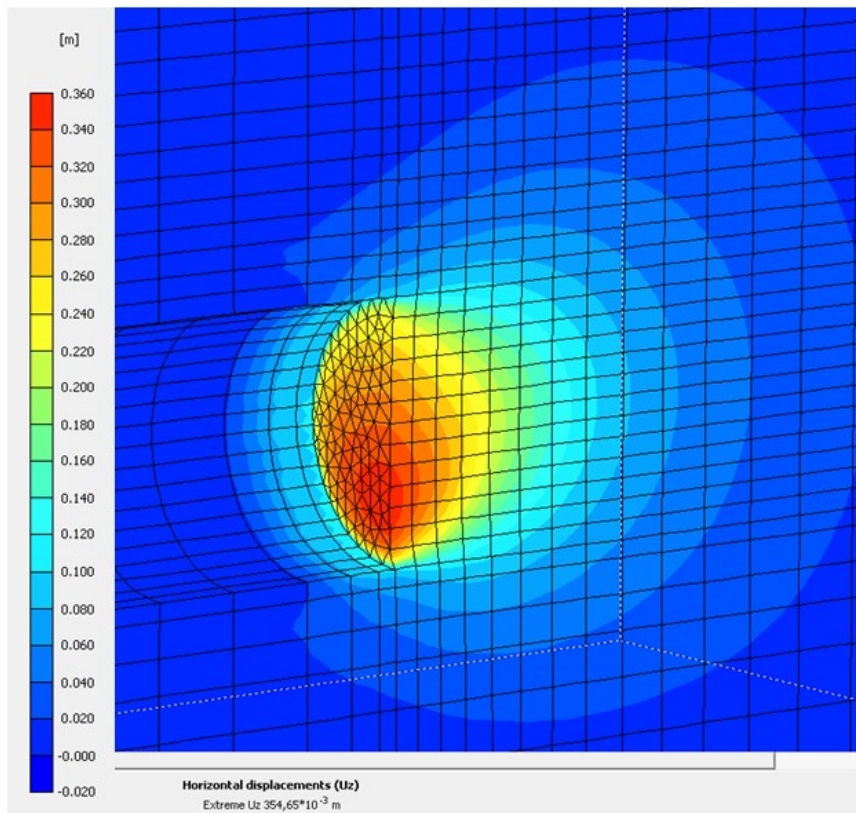
Plaxis v neodvodněné analýze přepočítává zadané efektivní hodnoty na totální, ale v případě zadání nulové hodnoty úhlu vnitřního tření nedochází k přepočítání zadané

soudržnosti zeminy, ale ostatní zadané deformační parametry zeminy jsou programem nadále v této analýze přepočítány na totální parametry (viz kapitola 3.4.2).

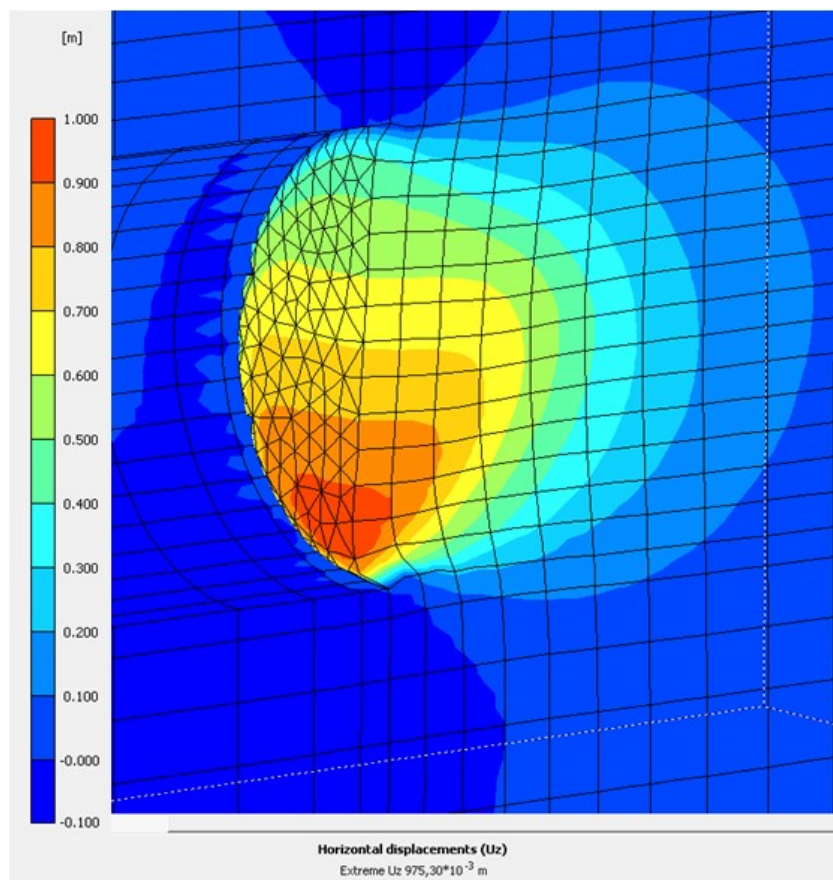
V první fázi výpočtu byla opět ověřována stabilita pro analyticky určený návrhový podpůrný tlak na čelbě. Zde je použita hodnota 188 kPa ve vrcholu čelby (hodnota bez fluktuace) – viz tab. 5-4. V další fázi výpočtu je opět určen minimální podpůrný tlak na čelbě pomocí stavu porušení redukcí zadaného tlaku na čelbě.

Na obrázku 6-5 jsou zobrazena horizontální posunutí na čelbě při aplikování podpůrného tlaku podle analytických výpočtů. Na obrázku 6-6 jsou zobrazena horizontální posunutí při stavu porušení. Stanovení stavu porušení je zobrazeno v grafu (obr. 6-7), kde je možné sledovat závislost podpůrného tlaku na čelbě mezi vodorovným posunutím ve středu čelby.

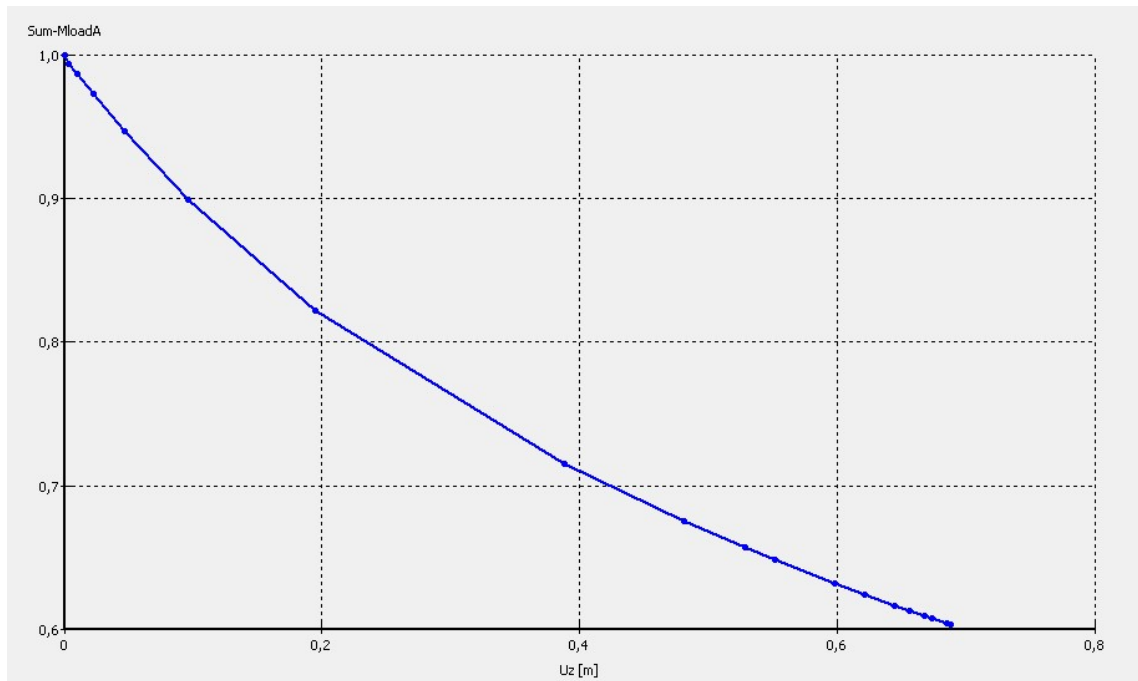




Obr. 6-5: Horizontální posunutí na čelbě při aplikování podpůrného tlaku podle analytického výpočtu v neodvodněné analýze



Obr. 6-6: Horizontální posunutí na čelbě při stavu porušení v neodvodněné analýze



Obr. 6-7: Graf závislosti mezi podpůrným tlakem a vodorovným posunutím ve středu čelby v neodvodněné analýze (svislá osa - součinitel zatížení ( $1=258$  kPa), vodorovná osa – vodorovné posunutí [m])

#### 6.4 Vyhodnocení numerických výpočtů

Na základě numerických výpočtů bylo potvrzeno, že čelba je stabilní při aplikaci návrhového podpůrného tlaku získaného z analytických výpočtů, a to v případě odvodněných i neodvodněných podmínek.

Ve druhé fázi výpočtu byl určen minimální potřebný tlak na čelbě metodou konečných prvků. Tyto stanovené podpůrné tlaky jsou porovnány s charakteristickými hodnotami tlaků podle analytických výpočtů, protože v metodě konečných prvků nebyly uvažovány žádné bezpečnostní součinitele. Výsledky získaných potřebných podpůrných tlaků metodou konečných prvků (MKP) a analytickým výpočtem jsou zobrazeny v tabulce 6-3.

Tab. 6-3: Výsledné potřebné podpůrné tlaky ve vrcholu čelby získané z MKP a z analytických výpočtů

	Potřebný podpůrný tlak ve vrcholu čelby – analyticky [kPa]		Potřebný podpůrný tlak ve vrcholu čelby – MKP (bez bezpečnostních součinitelů) [kPa]	Rozdíl (charakteristických hodnot) [%]
	Návrhová hodnota (bez fluktuace)	Charakteristická hodnota (bez bezpečnostních součinitelů)		
Odvodněné podmínky	239	201	194	3,5
Neodvodněné podmínky	188	71	113	-37

Při porovnání charakteristických hodnot podpůrného tlaku je pro odvodněné podmínky MKP určen menší potřebný podpůrný tlak než analytickým výpočtem, avšak rozdíl je pouze 3,5 %, což je následkem vysokého hydrostatického tlaku. Výsledek tak potvrzuje trend popisovaný v literatuře např. Rusem [33].

Naopak v neodvodněných podmínkách MKP určuje vyšší potřebný podpůrný tlak, přičemž rozdíl mezi těmito hodnotami je mnohem větší než v odvodněných podmínkách. Výsledky neodvodněné analýze jsou diskutovány v následující podkapitole 6.4.1 Při uvažování bezpečnostních součinitelů je však numerickým výpočtem prokázána dostatečná bezpečnost rezerva i pro neodvodněné podmínky pro zajištění stabilní čelby.

#### 6.4.1 Diskuze dodatečných výsledků numerické neodvodněné analýzy

V neodvodněné analýze MKP bylo zjištěno, že velikost minimálního podpůrného tlaku na čelbě je závislá na výšce hladiny podzemní vody, tento vliv analytické výpočty vůbec neuvažují (viz kapitola 5.4). Pro toto ověření byla v modelu z kapitoly 6.3 snížena hladina podzemní vody prvně o 10 m a následně o 19 m. Výsledné podpůrné tlaky na čelbě dle MKP jsou porovnány pro tyto tři případy:

- HPV 20 m nad vrcholem čelby
- HPV 10 m nad vrcholem čelby
- HPV 1 m nad vrcholem čelby

V první fázi výpočtu je opět v modelech na čelbu aplikován návrhový tlak podle analytických výpočtů -188 kPa ve vrcholu čelby pro všechny tři případy stanovená stejná hodnota. Zajímavé zjištění je, že deformace a nevyrovnané pórové tlaky jsou ve všech třech modelech při výpočtu konstrukčních fázích stejné. Tyto hodnoty se liší až v konečné fázi výpočtu stavu porušení. Při snižování podpůrných tlaků, vzniká ve všech modelech stejná hodnota nevyrovnaných pórových tlaků. Ve výsledném stavu porušení

je však možné před čelbou pozorovat větší sání (větší negativní pórové tlaky) a také větší deformace pro případ s klesající hladinou podzemní vody. Z tohoto důvodu klesá i požadavek pro podpůrný tlak na čelbě pro případy s nižší hladinou podzemní vody. Výsledky podpůrných tlaků pro tyto tři případy jsou shrnuty v tabulce 6-4. V této tabulce jsou u analytických výsledků uvedeny s hvězdičkou i hodnoty podpůrných tlaků při zohlednění podmínky podle rovnice (4.20), dle které má být stanovený podpůrný tlak na čelbě ověřen, zda je stejný nebo větší než hydrostatický tlak. Pro minimalizaci sedání povrchu terénu je v praxi podpůrný tlak na čelbě dle této podmínky dimenzován. Tento požadavek však není rozhodující pro stabilitu, proto byl v parametrické studii (kap. 5) v této diplomové práci vypuštěn.

Tab. 6-4: Výsledné potřebné podpůrné tlaky ve vrcholu čelby získané z MKP a z analytických výpočtů pro neodvodněné podmínky pro různé výšky HPV

Neodvodněné podmínky	Potřebný podpůrný tlak ve vrcholu čelby – analyticky [kPa]		Potřebný podpůrný tlak ve vrcholu čelby – MKP (bez bezpečnostních součinitelů) [kPa]	Rozdíl (charakteristických hodnot) [%]
	Návrhová hodnota (bez fluktuační)	Charakteristická hodnota (bez bezpečnostních součinitelů)		
HPV 20 m nad vrcholem čelby	210*/188	200*/71	113	44*/-37
HPV 10 m nad vrcholem čelby	188	100*/71	86	14*/-17
HPV 1 m nad vrcholem čelby	188	71	62	13

\* tlak podle hydrostatického tlaku – při zohlednění podmínky podle rovnice (4.20)

Při porovnání výsledků v tab. 6-4 je patrné, že pokud se porovná charakteristická hodnota tlaku, která zohledňuje hydrostatický tlak s hodnotou tlaku určeného dle MKP, určuje MKP nižší podpůrný tlak na čelbě. Analytická metoda v neodvodněných podmínkách však hydrostatický tlak pro určení stability nezohledňuje. Podmínka s hydrostatickým tlakem je doporučena pro praxi jako bezpečnostní opatření, proto by měly být porovnány hodnoty bez uvažování hydrostatického tlaku. V takovém případě pro vyšší hladiny podzemní vody MKP určuje vyšší podpůrný tlak než analytické výpočty. Nejasnost tedy nastává, z jakého důvodu se v MKP s výškou hladiny podzemní vody mění požadavek na podpůrný tlak a není zaznamenán stejný trend jako analytickými výpočty, kde se požadovaný podpůrný tlak na čelbě nemění.

Dalším bodem k diskusi je, proč analytické výpočty pro vyšší hladiny podzemní vody stanovují menší podpůrný tlak na čelbě než MKP. V analytických výpočtech pro neodvodněné podmínky je uvažováno s faktorem stability, který byl zjednodušeně teoreticky stanoven a následně experimentálně potvrzen[28]. Dalo by se tedy

předpokládat, že i při zadání totální soudržnosti zohledňuje přechod na částečně nasycené zeminy, ke kterému ve skutečnosti dojde při odlehčení zeminy. Díky tomuto faktoru stability nejspíš může být lépe popsáno chování zemin v neodvodněné analýze analytickými výpočty oproti použitému MC modelu s vývojem pórového tlaku a se zadanou totální soudržností zeminy.

V další kapitole zbývá už jen stanovit, kdy se na čelbě budou nacházet podmínky odvodněné nebo neodvodněné.

## 7 Numerické výpočty konsolidace

V kapitole 7 je zkoumán vývoj nevyrovnaných pórových tlaků před čelbou v jednotlivých fázích ražby tj. rubání, stavění ostění a prostoje stroje. Vývoj nevyrovnaných pórových tlaků byl řešen pomocí prostorové konsolidace v programu Plaxis (viz kapitola 3.4.2). Ve výpočtech se uvažuje s podpůrným tlakem na čelbě jako s totálním napětím, diplomová práce se nezabývá způsobem přenosu tlaku z rubaniny v pracovní komoře na zeminu na čelbě.

Pro výpočty byl použit stejný výpočetní model jako v předchozí kapitole (viz obr. 6-2). Z důvodu možného vzniku negativních nebo pozitivních pórových tlaků před čelbou (viz kapitola 3.6) jsou v této kapitole simulovány oba případy, tj. vznik negativních i pozitivních tlaků. Avšak pro daný výpočetní model není vznik pozitivních pórových tlaků teoreticky přípustný, protože velikost podpůrného tlaku na čelbě je omezena horní hranicí (viz kapitola 4.1). Pro stanovený rozsah podpůrného tlaku na čelbě přichází v úvahu pouze vznik negativních pórových tlaků během neodvodněné ražby, jelikož zde dochází k odlehčení geostatického napětí. Pro účel studování rozptylování pozitivních pórových tlaků je na čelbu ve druhém modelu aplikován vyšší podpůrný tlak, než pro daný model stanovuje horní mez podpůrného tlaku.

Pro správné pochopení této kapitoly je nutné podotknout, že program Plaxis používá znaménkovou konvenci dle mechaniky, která se liší od znaménkové konvence používané v geotechnice. A to tak, že ve výstupech tlakové napětí / síly mají záporné znaménko a tahové napětí / síly mají naopak kladné znaménko. Vzniklé negativní pórové tlaky jsou tedy označeny kladným znaménkem a pozitivní pórové tlaky jsou označeny záporným znaménkem. Z tohoto důvodu jsou výsledky v této kapitole uváděny se znaménkovou konvencí dle programu Plaxis.

### 7.1 Parametry zeminy a čas ražby

Pro výpočet konsolidace byly zadané parametry zeminy v programu upraveny pro neodvodněnou analýzu metodou nazvanou neodvodněná analýza s efektivními parametry I podle kapitoly 3.4.2, protože právě tato metoda je vhodná pro výpočet konsolidace.

Parametry zeminy, které byly pro tuto analýzu zadány do programu, jsou uvedeny v tabule 7-1. Pro výpočet konsolidace musí být navíc zadána i propustnost zeminy. Propustnost zeminy byla uvažována pro všechny směry stejná, hodnota byla určena podle tabulky 7-2, ve které jsou uvedeny orientační hodnoty pro jemnozrnné zeminy. Pro výpočet byla vybrána střední hodnota propustnosti pro danou třídu zeminy.

Tab. 7-1: Parametry zeminy použité pro konsolidační analýzu

Parametry zeminy – konsolidace	
Třída jemnozrnné zeminy	F4
Tíha suché zeminy $\gamma_{\text{unsat}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	18,5
Tíha saturované zeminy $\gamma_{\text{sat}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	18,5
Youngův modul $E_{\text{ef}}$ [kPa]	4000
Poissonova číslo $\nu_{\text{ef}}$ [-]	0,35
Soudržnost $c_{\text{ef}}$ [kPa]	16
Úhel vnitřního tření $\varphi_{\text{ef}}$ [°]	25
Úhel dilatance $\psi$ [°]	0
Propustnost $k_x, k_y, k_z$ [m s <sup>-1</sup> ]	10 <sup>-9</sup>

Tab. 7-2: Orientační hodnoty propustnosti pro jemnozrnné zeminy [34]

příklady druhů zemin	relativní propustnost zeminy podle ČSN 73 6850	přibližné rozmezí filtračního součinitele $k$ [m.s <sup>-1</sup> ]	třída zeminy podle ČSN 73 1001	
jíly jílovité hlíny	velmi nepropustná	< 10 <sup>-10</sup>	F6	
			F7	
			F8	
hlíny jílovité hlíny písčité písčité jíly	nepropustná	10 <sup>-8</sup> – 10 <sup>-10</sup>	F2	
			F4	
			F5	
hlinité pisky a štěrky jílovité pisky a štěrky písčité a štěrkovité hlíny	málo propustná	10 <sup>-6</sup> – 10 <sup>-8</sup>	S4	
			F1	S5
			F3	G4
			G5	

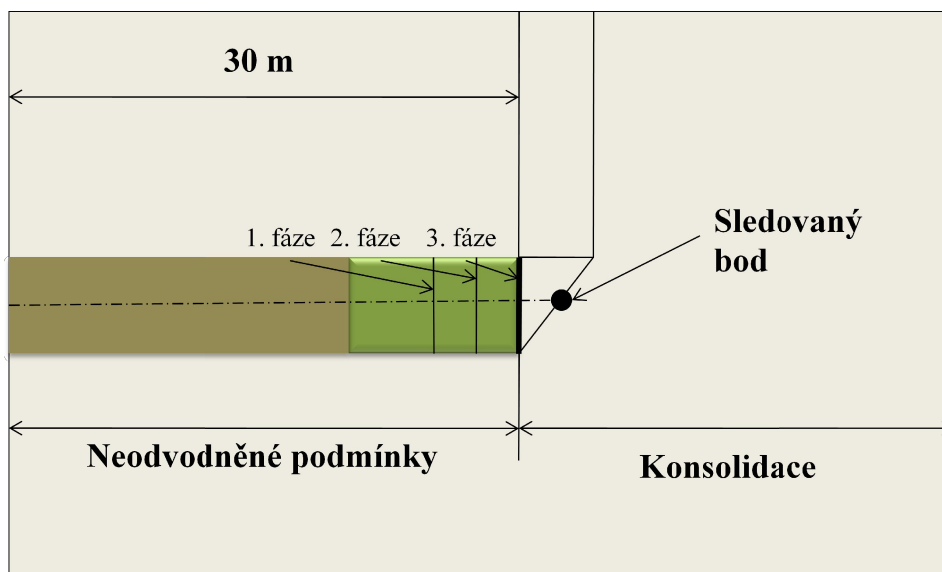
Při výpočtu konsolidace musí být dále nastaveny propustné a nepropustné okraje výpočetního modelu. V tomto případě je nastavena horní hrana modelu jako propustná a plocha čelby je též uvažována jako propustná. Na čelbě u zeminového štítu mohou být pórové tlaky rozptylovány skrz řeznou hlavu do pracovní komory. Z pracovní komory může dále rozptylování probíhat přes šnekový dopravník [35]. Ostatní hrany jsou nastaveny ve výpočetním modelu jako nepropustné.

Dalším důležitým parametrem pro výpočet konsolidace je čas. Tedy doba, pro kterou má být zkoumán vývoj nevyrovnaných pórových tlaků. Pro daný výpočetní model jsou stanoveny tyto časy pro jednotlivé činnosti během ražby, které budou modelem zkoumány (tyto časy vycházejí z časů uvedených v tabulce 2-2):

- Rychlost ražby: 25 – 40 mm/min (splněn předpoklad podle Anagnostoua & Kovářiho pro neodvodněnou ražbu - viz kapitola 3.6)
- Stavění ostění: 20 – 40 min

- Výměna nástrojů: 11 hodin (7 hodin – vyprázdnění komory na 1/2, 2,5 hodiny – práce pod tlakem (pro tlak 3 bary), 0,5 hodin - naplnění komory z 1/2)
- Prostoje: 2 dny a více

Pro výpočet konsolidace jsou opět modelovány tři konstrukční fáze jako v modelu v kapitole 6. V první výpočetní fázi je čelba vzdálena 26 m od přední hrany modelu, ve druhé výpočetní fázi je čelba modelována 28 m od přední hrany modelu a ve třetí výpočetní fázi je čelba modelována 30 m od přední hrany modelu. V těchto výpočetních fázích jsou uvažovány neodvodněné podmínky, za fázi číslo tři, kde je čelba vzdálena 30 m od přední hrany modelu, byla spuštěna konsolidační analýza. Schéma tohoto postupu je znázorněno na obrázku 7-1.



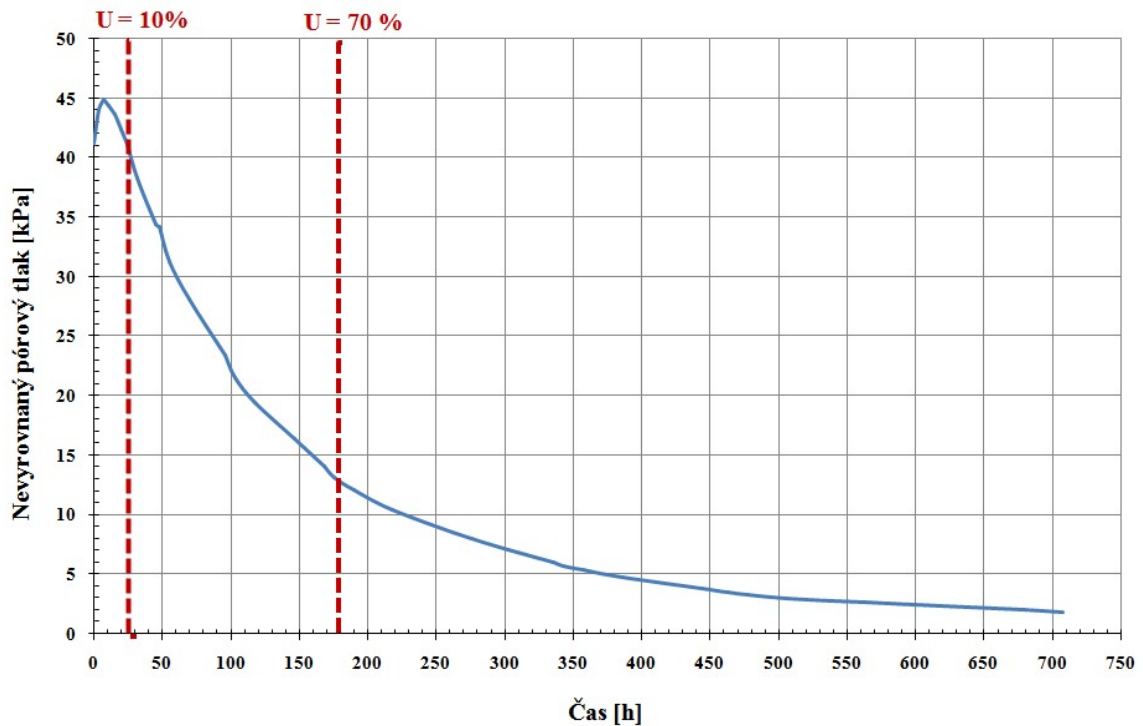
Obr. 7-1: Schéma modelu pro výpočet konsolidace se znázorněním Hornova mechanismu porušení na čelbě

## 7.2 Ražba se vznikem negativních pórových tlaků

V prvním výpočetním modelu pro zkoumání vývoje pórových tlaků je do vrcholu čelby aplikován tlak 210 kPa s gradientem 14 kPa/m).

Jako rozhodující bod pro zkoumání vývoje pórových tlaků byl vybrán bod před čelbou na kluzné ploše Hornova mechanismu porušení ve výšce středu čelby – viz obr. 7-1 označení sledovaného bodu. Kluzná plocha reprezentuje předpokládanou odvodněnou smykovou plochu, proto je důležité sledovat vývoj pórových tlaků právě v tomto místě, protože zde hrozí usmyknutí v odvodněných podmínkách. Vývoj negativních pórových tlaků v tomto bodě v závislosti na čase je zobrazen pomocí grafu (obr. 7-2). V tomto grafu jsou označeny i rozhodující stupně konsolidace pro odvodněné a neodvodněné podmínky, které stanovili Vermeer a Meyer - viz kapitola 3.5. Stupně konsolidace byly určeny podle procentuálního poklesu od nejvyšší hodnoty nevyrovnaného pórového tlaku.

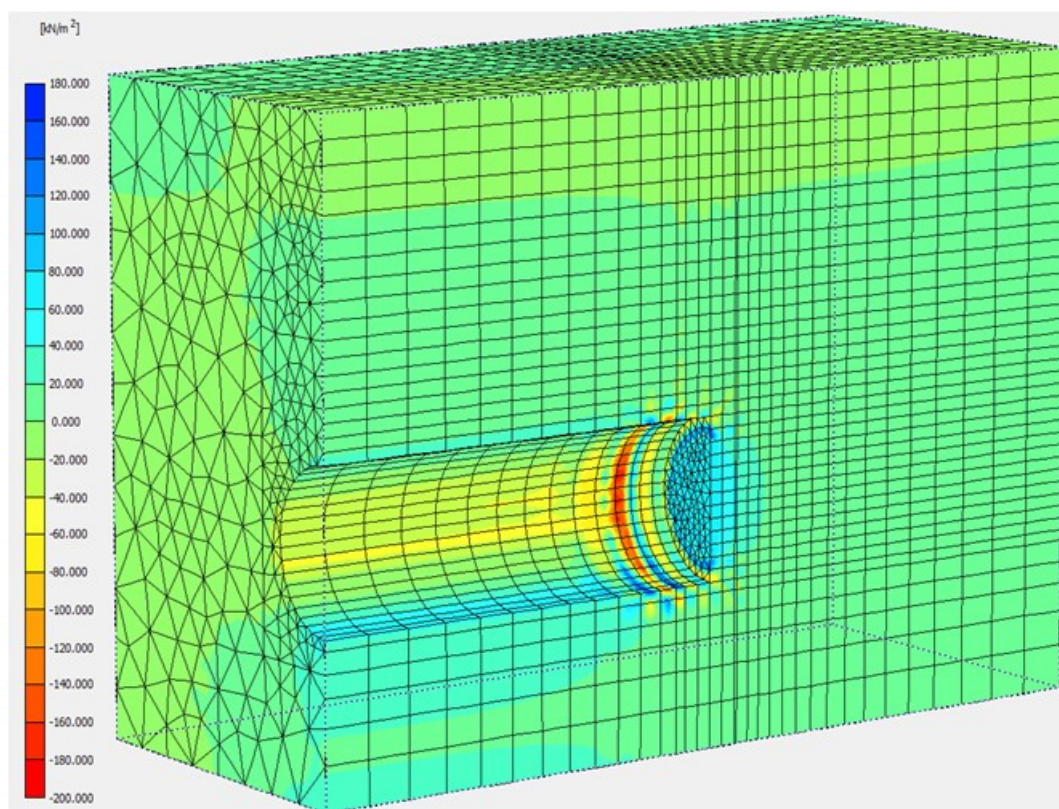




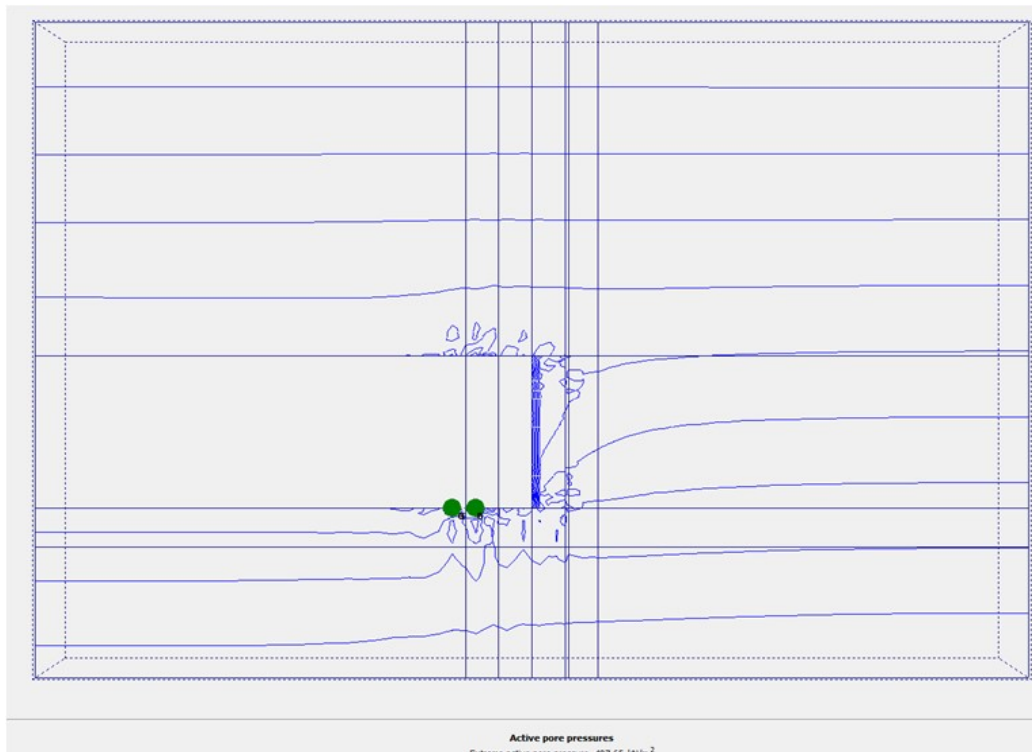
Obr. 7-2: Vývoj nevyrovaných pórových tlaků na kluzné ploše před čelbou pro podpůrný tlak 210 kPa ve vrcholu čelby – před čelbou vznikají negativní pórové tlaky dle programu Plaxis s kladným znaménkem

Ze zobrazeného výsledného grafu na obr. 7-2 je patrné, že pro řešený případ v průběhu ražby, ve fázi stavění ostění a při výměně řezných nástrojů může být aplikován tlak na neodvodněné podmínky – viz uvažované časy v kap. 7.1. Avšak pokud by musela být ražba zastavena na více než jeden den (25 hodin), musel by být podpůrný tlak na čelbě nastaven dle podmínky, která vyžaduje vyšší podpůrný tlak na čelbě.

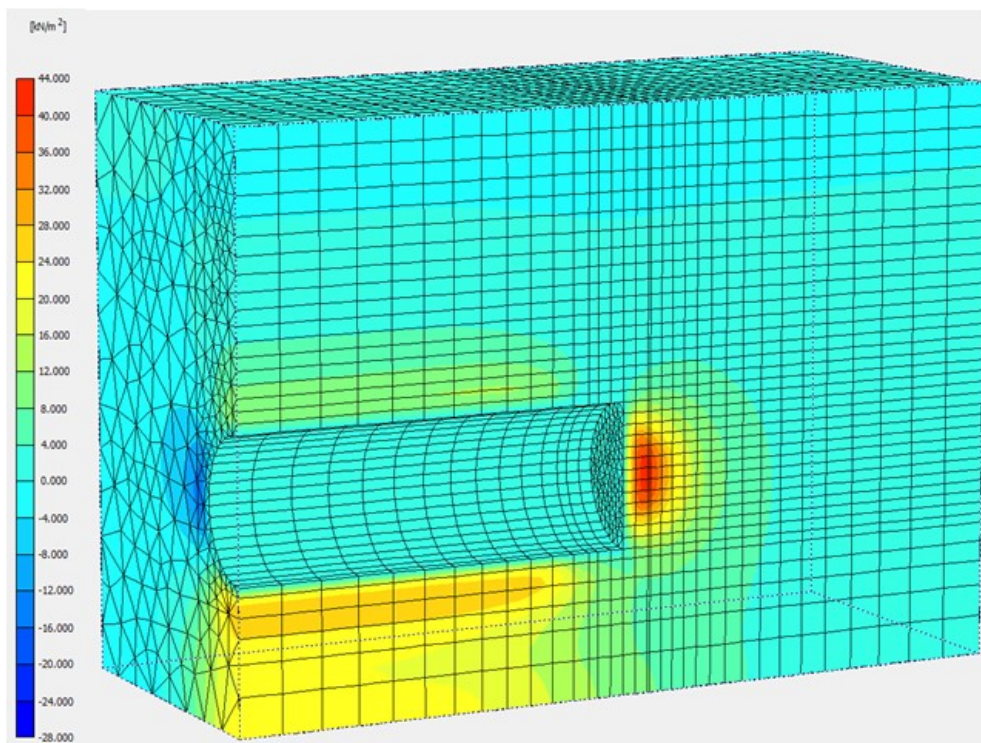
Na obrázcích 7-3 až 7-8 jsou ukázány nevyrovanané pórové tlaky a izolinie pórového tlaku v průběhu ražby, 1 den po přerušení ražby a 14 dní po přerušení ražby. Cca po 1 dni po přerušení ražby je dosaženo stupně konsolidace ( $U$ ) 10 %, kde přestávají platit neodvodněné podmínky. Cca po 14-ti dnech po přerušení ražby je dosaženo stupně konsolidace ( $U$ ) 70 %, kde začínají platit odvodněné podmínky.



Obr. 7-3: Nevyrovnané pórové tlaky ve fázi ražby (tlak 210 kPa) – kladné hodnoty negativní pórové tlaky, záporné hodnoty pozitivní pórové tlaky.

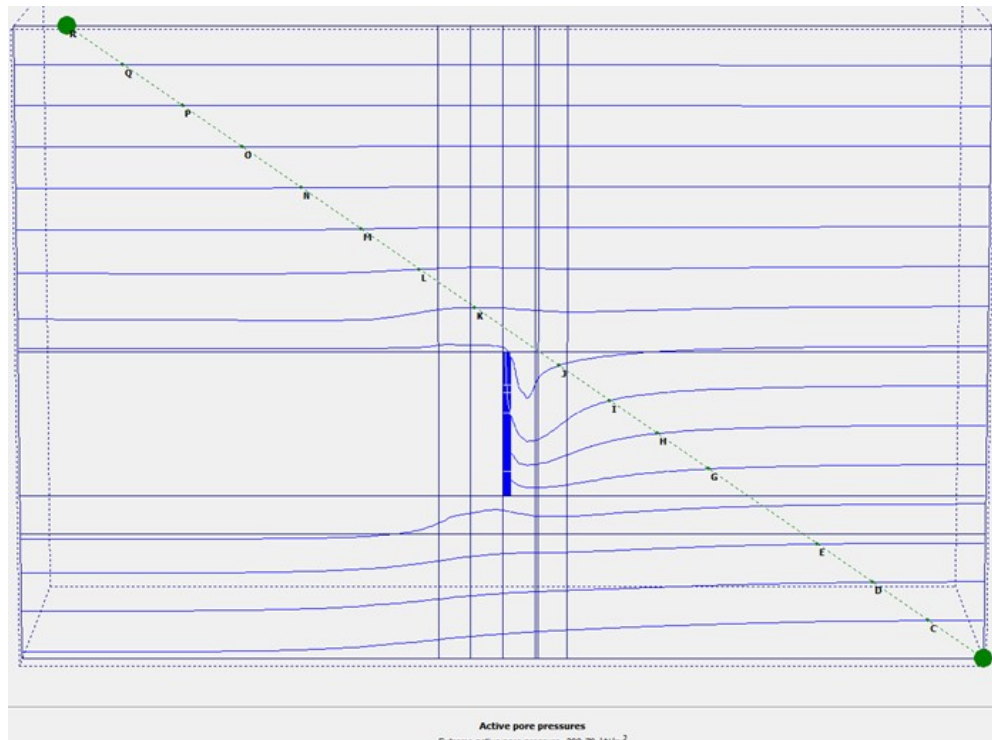


Obr. 7-4: Izolinie pórového tlaku v podélném řezu ve fázi ražby (tlak 210 kPa) – pokles pórového tlaku před čelbou

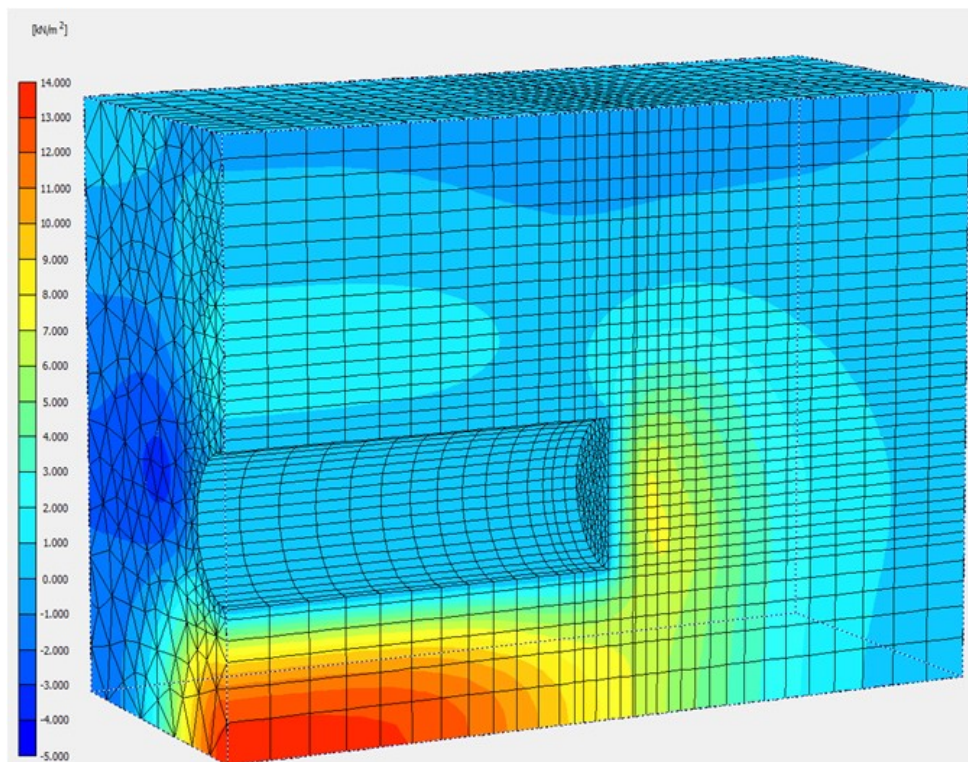


Obr. 7-5: Nevyrovnané pórové tlaky 1 den po přerušení ražby (tlak 210 kPa) - kladné hodnoty negativní pórové tlaky, záporné hodnoty pozitivní pórové tlaky

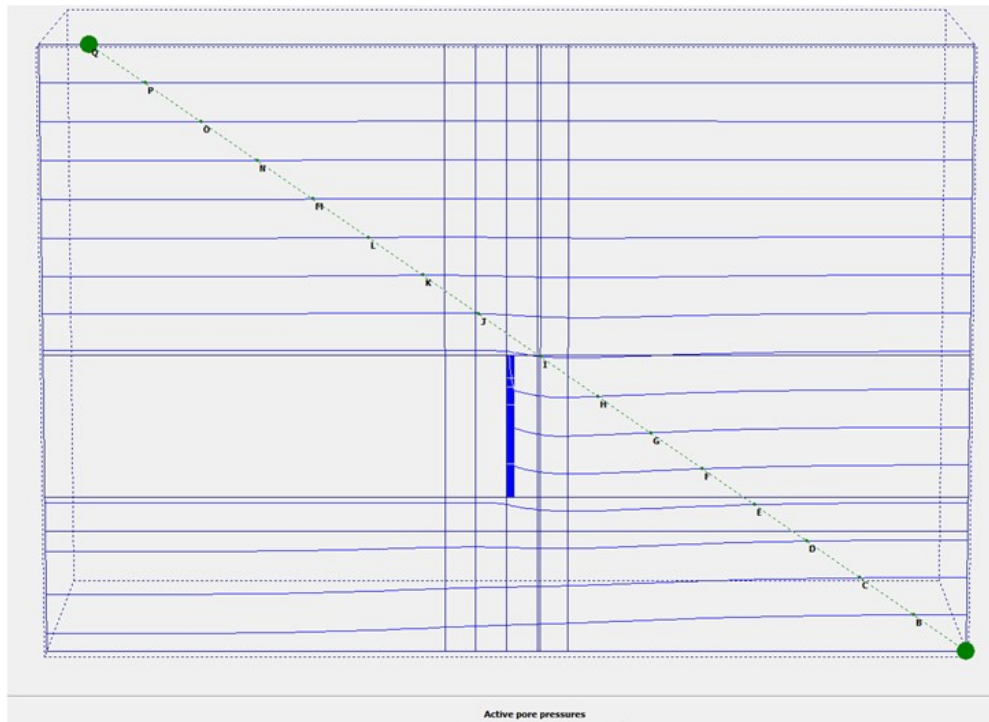




Obr. 7-6: Izolinie pórového tlaku 1 den po přerušení ražby (tlak 210 kPa) – postupné vyrovnávání sníženého pórového tlaku před čelbou



Obr. 7-7: Nevyrovnané pórové tlaky 14 dní po přerušení ražby (tlak 210 kPa) - kladné hodnoty negativní pórové tlaky, záporné hodnoty pozitivní pórové tlaky.

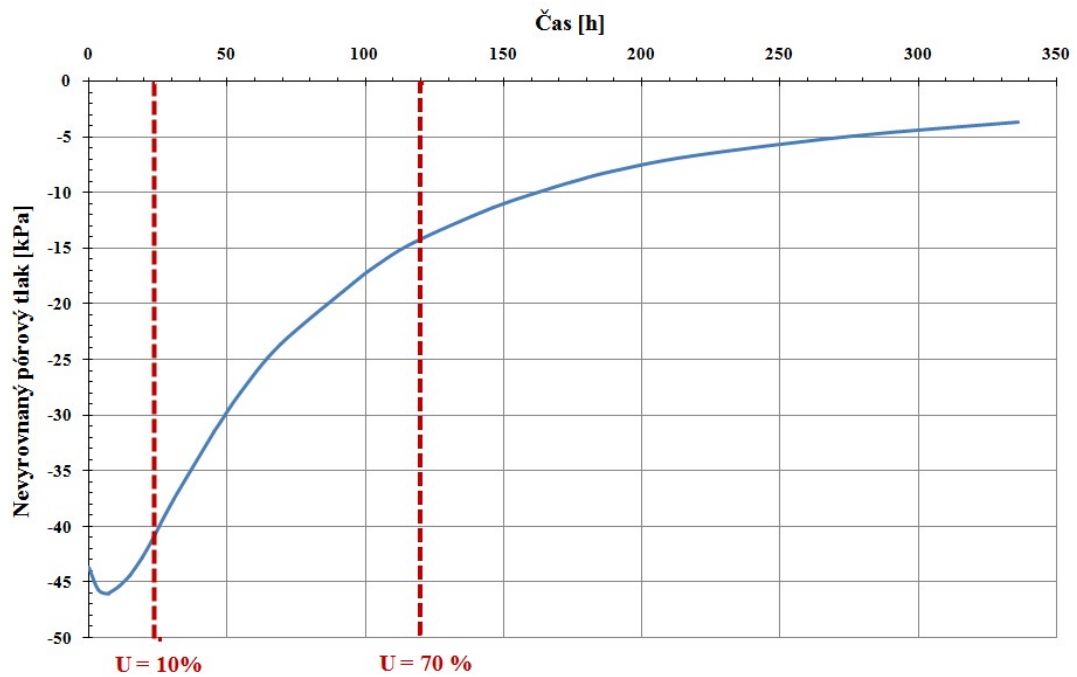


Obr. 7-8: Izolinie hydrostatické tlaku 14 dní po přerušení ražby (tlak 210 kPa) – tyto izolinie téměř odpovídají tlaku v masivu nenarušeném ražbou

### 7.3 Ražba se vznikem pozitivních pórových tlaků

Ve druhém výpočetním modelu je z důvodu vytvoření pozitivních nevyrovnaných pórových tlaků v průběhu ražby do vrcholu čelby aplikován podpůrný tlak o hodnotě 400 kPa s gradientem 14 kPa/m. Primární vodorovné napětí ve vrcholu čelby je 370 kPa, proto musela být zvolena hodnota vyšší, aby bylo docíleno vytvoření pozitivních pórových tlaku před čelbou. Ražba s takto vysokým tlakem by nebylo možná pro dané podmínky, tento případ pouze simuluje dobu pro rozptýlení pozitivních pórových tlaků

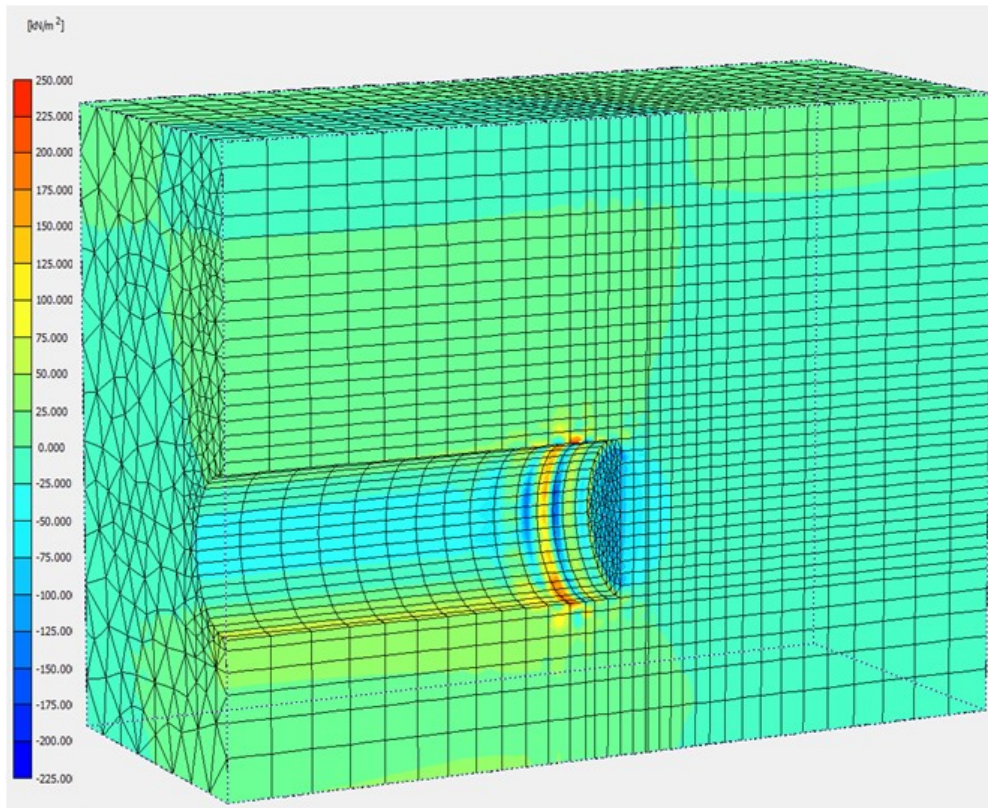
I v tomto případě je sledován vývoj nevyrovnaných pórových tlaků před čelbou na smykové ploše v ose tunel. Vývoj pórových tlaků ve zkoumaném bodě je ukázán na obrázku 7-9.



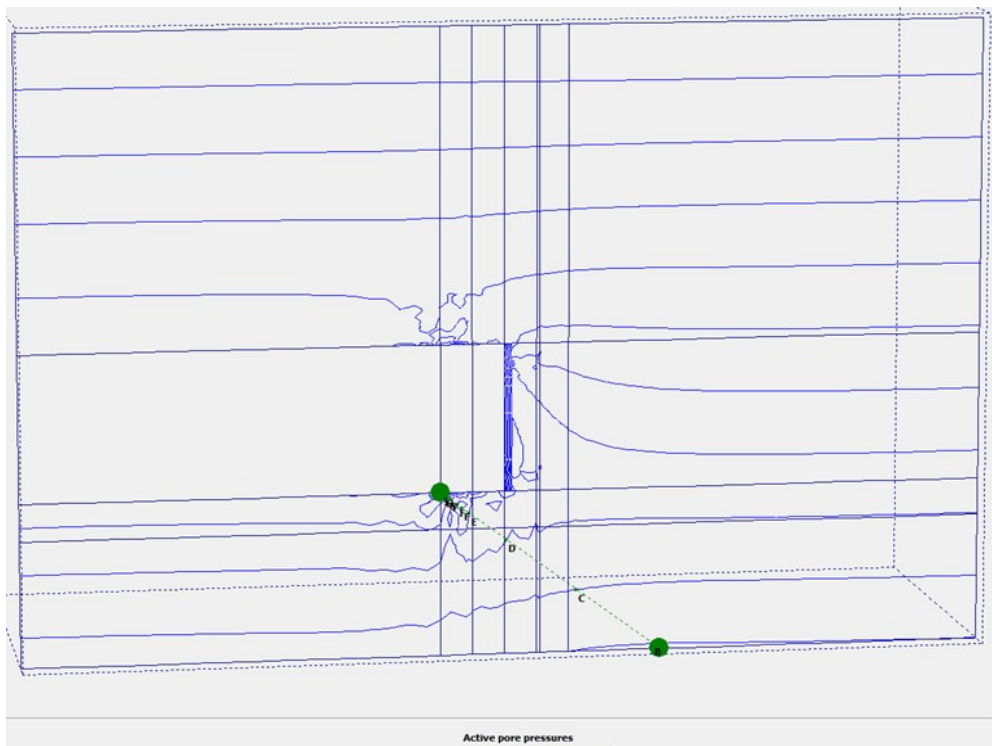
Obr. 7-9: Vývoj nevyrovnaných pórových tlaků na kluzné ploše před čelbou pro podpůrný tlak 400 kPa na čelbě - před čelbou vznikají pozitivní pórové tlaky dle programu Plaxis se záporným znaménkem

Z grafu na obrázku 7-9 lze vyčíst, že v tomto případě bude dosaženo rozhodujících stupňů konsolidace  $U = 10\%$  po 23 hodinách a  $U=70\%$  již po 120 hodinách.

Na obrázcích 7-10 až 7-15 jsou ukázány nevyrovnané pórové tlaky a izolinie pórového tlaku v průběhu ražby, 1 den po přerušení ražby a 14 dní po přerušení ražby. Cca po 1 dni po přerušení ražby je dosaženo stupně konsolidace ( $U$ ) 10 %, kde přestávají platit neodvodněné podmínky. Cca po 14-ti dnech po přerušení ražby je dosaženo stupně konsolidace ( $U$ ) 70 %, kde začínají platit odvodněné podmínky.

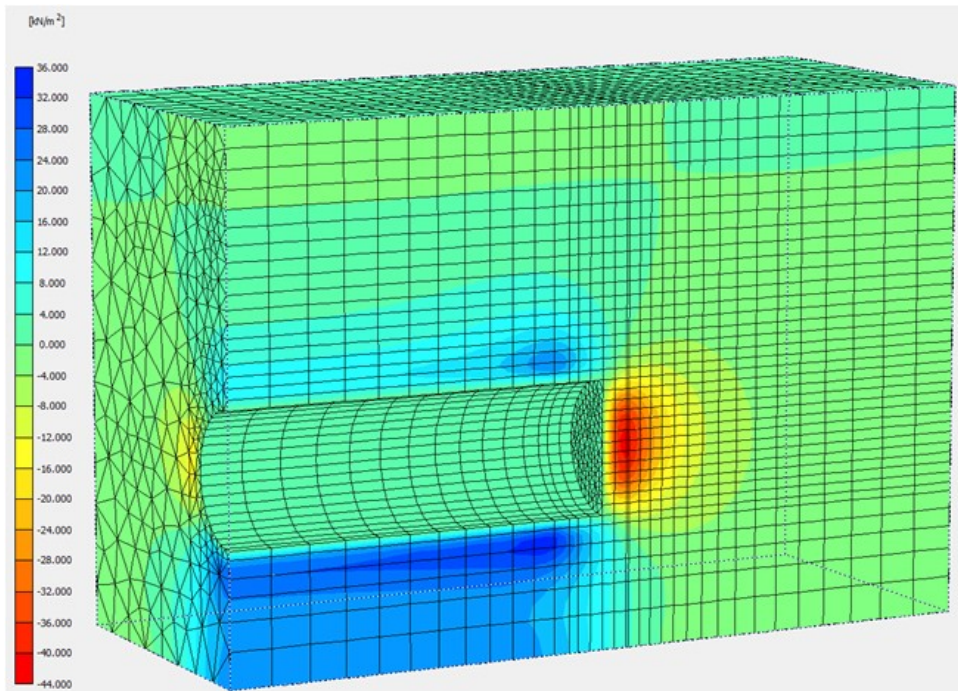


Obr. 7-10: Nevyrovnané pórové tlaky ve fázi ražby (tlak 400 kPa) - kladné hodnoty negativní pórové tlaky, záporné hodnoty pozitivní pórové tlaky.

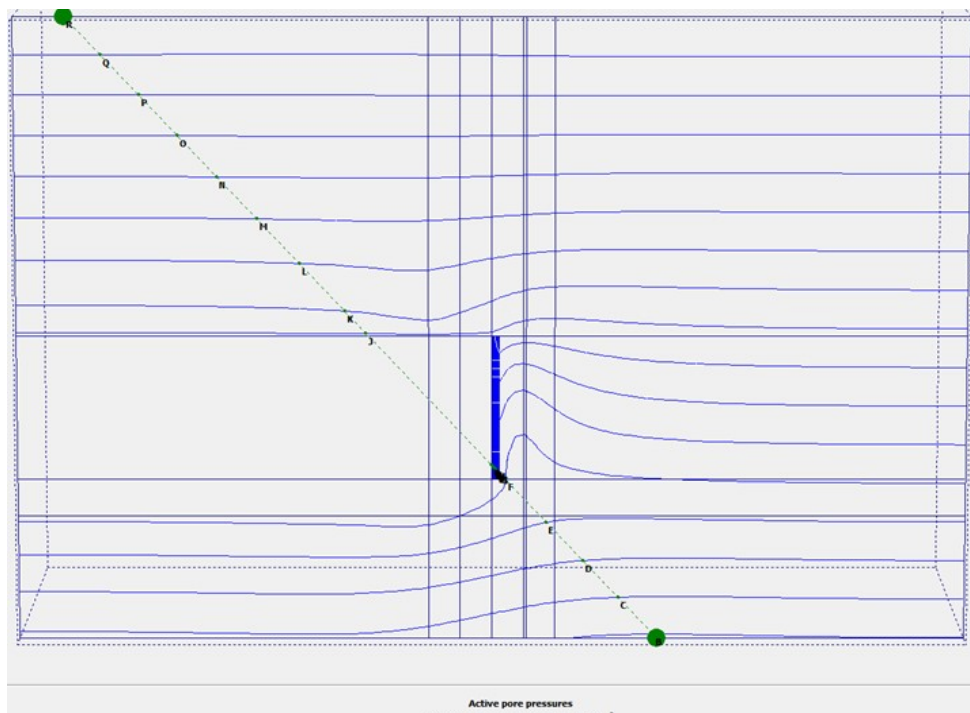


Obr. 7-11: Izolinie pórového tlaku ve fázi ražby (tlak 400 kPa) – zvýšení pórového tlaku před čelbou



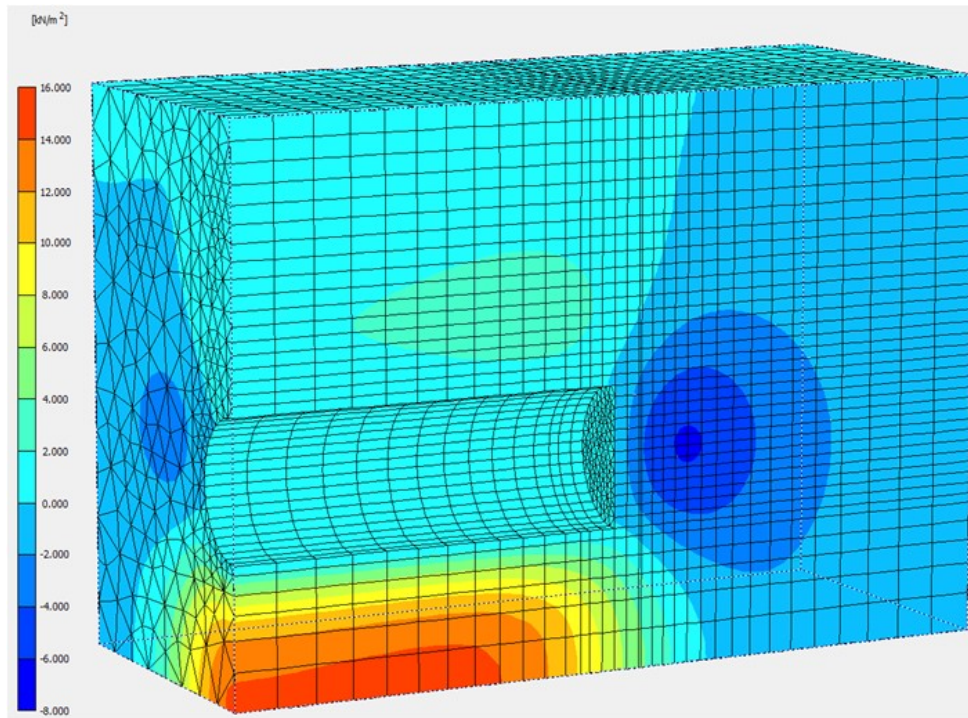


Obr. 7-12: Nevyrovnané pórové tlaky 1 den po přerušení ražby (tlak 400 kPa) - kladné hodnoty negativní pórové tlaky, záporné hodnoty pozitivní pórové tlaky

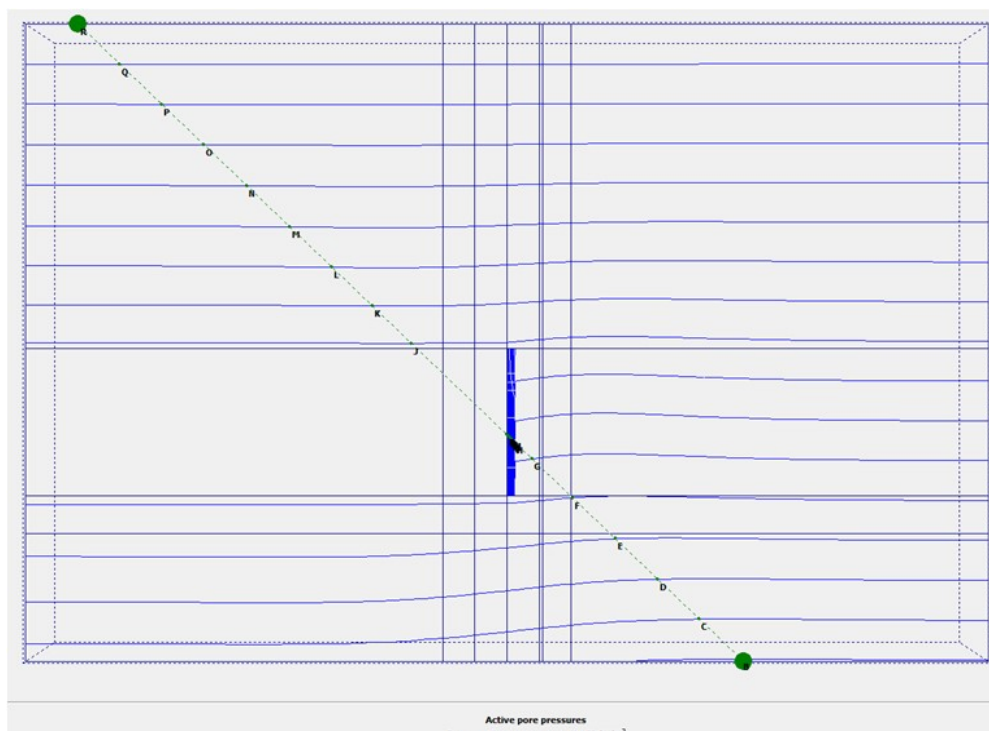


Obr. 7-13: Izolinie pórového tlaku 1 den po přerušení ražby (tlak 400 kPa) – postupné vyrovnávání zvýšeného pórového tlaku před čelbou





Obr. 7-14: Nevyrovnané pórové tlaky 14 dní po přerušení ražby (tlak 400 kPa)- kladné hodnoty negativní pórové tlaky, záporné hodnoty pozitivní pórové tlaky



Obr. 7-15: Izolinie pórového tlaku 14 dní po přerušení ražby (tlak 400 kPa)- – tyto izolinie téměř odpovídají tlaku v masivu nenarušeném ražbou

#### 7.4 Vyhodnocení výsledků konsolidačních analýz

Na základě vyhodnocení konsolidační analýzy byly pro dva zkoumané případy stanoveny doby, ve kterých lze předpokládat odvodněné a neodvodněné podmínky. Tyto výsledné časy jsou uvedeny v tabulce 7-3.

Před začátkem výpočtu konsolidace byly určeny časy pro jednotlivé fáze ražby (viz kapitola 7.1), aby bylo možné stanovit na základě výsledků konsolidace, ve které fázi ražby může dojít k přechodu na odvodněné podmínky. Na základě získaných výsledků pro oba zkoumané tlaky bylo stanoveno, že neodvodněné podmínky platí ve fázi stavění ostění i při výměně rezných nástrojů (pro stanovený čas 10 hodin). Doba přechodu na odvodněné podmínky je pro tlak, při kterém vznikají negativní pórové tlaky delší než pro aplikovaný tlak, při kterém vznikají pozitivní pórové tlaky. Doba, při které platí neodvodněné podmínky je však pro oba případy téměř stejná. V době prostoje, kdy stupeň konsolidace je mezi 10 a 70 % (25-180 hodin pro 210 kPa, 23-120 hodin pro 400 kPa), je v rámci této diplomové práce doporučeno uvažovat s danou podmínkou, pro kterou je stanoven vyšší potřebný podpůrný tlak na čelbě.

Při výpočtu konsolidační analýzy nevznikly žádné nejasnosti, proto k těmto výsledkům není v této práci již vedena další diskuze.

Tab. 7-3: Výsledné časy konsolidace pro přechod na odvodněné podmínky

	Délka možného prostoje, ve kterém platí neodvodněné podmínky (U=10%)	Délka možného prostoje pro přechod na odvodněné podmínky (U=70%)
<b>Negativní pórové tlaky</b> (210 kPa podpůrný tlak ve vrcholu čelby)	25 hodin	180 hodin
<b>Pozitivní pórové tlaky</b> (400 kPa podpůrný tlak ve vrcholu čelby)	23hodin	120 hodin

## 8 Závěr

Cílem předkládané práce bylo se zabývat posouzením stability čelby pro zeminy, které se mohou v různých fázích ražby, tj. ve fázi rubání, stavby ostění či při delším prostoji stroje chovat buď odvodněně či neodvodněně. Přičemž mělo být stanoveno, které ze zmíněných chování zemin je z hlediska stability čelby nepříznivější.

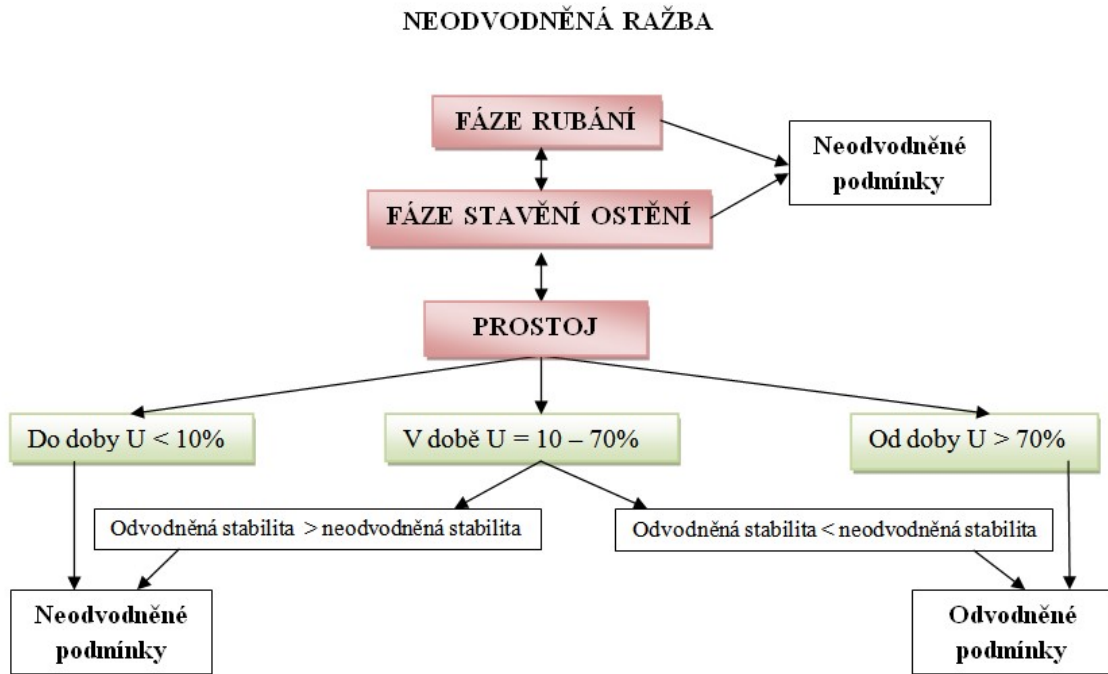
V teoretické části práce byly nejprve představeny v současné době nasazované štíty pro ražbu v měkkých zeminách. Z této rešerše bylo zjištěno, že nejpoužívanějším štítem v jemnozrnných zeminách je EPB štít. Následně teoretická část práce rozebírala odvodněné a neodvodněné chování zemin a zabývala se nejpoužívanějšími metodami pro stanovení minimálního podpůrného tlaku na čelbě. Přitom bylo rozlišováno, zda je jednotlivá metoda vhodná pro výpočet při odvodněném nebo neodvodněném chování zeminy. Dodatečným výsledkem teoretické části práce bylo zjištění, že pro krátkodobou stabilitu čelby v neodvodněných podmínkách je rozhodující rovněž poměr velikosti podpůrného tlaku k primárnímu geostatickému napětí.

V další části práce byla provedena parametrická studie, ve které byl zkoumán vliv jednotlivých parametrů na stanovení minimálního návrhového podpůrného tlaku na čelbě. V rámci této parametrické studii byly srovnány výše potřebných tlaků v odvodněných a neodvodněných podmínkách. Ze studie bylo zjištěno, že neodvodněné podmínky stanovují vyšší podpůrný tlak na čelbě pro nadloží vyšší než dva průměry štítu a ve většině případů i pro štíty velkého profilu. Pro nižší nadloží a menší profily štítu si naopak ve většině případů vyžaduje vyšší podpůrný tlak odvodněná podmínka. Pro odvodněné podmínky byla navíc také prokázána velikost hydrostatického tlaku jako rozhodující veličina pro stanovení velikosti podpůrného tlaku na čelbě. V neodvodněných podmínkách nebyl prokázán vliv velikosti hydrostatického tlaku na velikost podpůrného tlaku na čelbě. Také bylo zjištěno, že velikost podpůrného tlaku v neodvodněných podmínkách je více navyšována bezpečnostními součiniteli než v odvodněných podmínkách.

Vybrané analyticky získané výsledky z provedené parametrické studie byly ověřeny pomocí numerického modelu. Přitom bylo prokázáno, že analytickou metodou výpočtu pro odvodněné podmínky lze získat podobné charakteristické hodnoty pro minimální podpůrný tlak na čelbě jako numerickou metodou výpočtu. Pro neodvodněné podmínky se však charakteristické hodnoty minimálních podpůrných tlaků na čelbě výrazně lišily. Metoda konečných prvků stanovovala vyšší minimální podpůrný tlak na čelbě než analytická metoda. Pomocí numerických výpočtů však bylo prokázáno, že pro obě podmínky analytické metody při uvažování bezpečnostních součinitelů poskytují dostatečně bezpečné výsledky.

V poslední části práce byly vytvořeny dva modely, které zohledňují konsolidaci zemin. Tyto modely umožňovaly sledování chování zeminy před čelbou z pohledu času v různých fázích stavby. Při výpočtu byly na základě dosažených stupňů konsolidace

stanoveny doby, ve kterých zemina před čelbou změni své chování – z neodvodněného na odvodněné. Na základě vypočtených časů byl sestaven diagram na obrázku 8-1. V tomto diagramu jsou pro jednotlivé fáze ražby v zeminách na přechodu mezi neodvodněným a odvodněným chováním doporučeny podmínky, podle kterých má být určen minimální podpůrný tlak na čelbě.



Obr. 8-1: Doporučení pro určení minimálního podpůrného tlaku na čelbě v jednotlivých fázích neodvodněné ražby

Pro budoucí práci lze navrhnout provedení neodvodněné analýzy s jiným konstitutivním modelem, který by lépe popisoval chování zeminy v neodvodněných podmínkách během ražby. Poté může být porovnáno, do jaké míry analytické vztahy pro neodvodněné podmínky odpovídají skutečnosti.

Dalším bodem pro budoucí výzkum je zahrnutí způsobu přenášení podpůrného tlaku z pracovní komory štítu na zeminu na čelbě do stabilitní analýzy. Způsob přenosu podpůrného tlaku totiž může ovlivnit distribuci pórového tlaku před čelbou, která by pak mohla mít vliv na samotnou stabilitu čelby. V této práci bylo pouze zjednodušeně uvažováno, že k přenosu dochází pomocí totálních napětí.

## Seznam obrázků

Obr. 2-1: Současná klasifikace tunelovacích strojů [3] – uvedené zkratky odpovídají německé terminologii	9
Obr. 2-2: četnost nasazení štítů s aktivní podporou v současné době [3], EPB = zeminový štít, Fluid-Support = bentonitový štít	10
Obr. 2-3: schéma bentonitového štítu - (1) řezná hlava, (2) pracovní komora, (3) tlaková stěna, (4) potrubí pro dopravu suspenze, (5) vzduchový polštář, (6) norná stěna, (7) segmenty, (8) erektor [3]	11
Obr. 2-4: Schéma zeminového štítu [příručka] – řezná hlava (1), pracovní komora (2), tlaková stěna (3), hydraulické lisy (4), sněkový dopravník (5), erektor (6), ostění (7)	12
Obr. 2-5: Oblast nasazení zeminového a bentonitového štítu (jíl, prach, písek, štěrk) [7]- vodorovná osa = velikost zrn [mm], svislá osa propady [%]	13
Obr. 2-6: Podpora čelby bentonitovou suspenzí vznik filtračního koláče [3]	15
Obr. 2-7: Podpora čelby bentonitovou suspenzí [3]	16
Obr. 2-8: Doba práce v pracovní komoře [10]	19
Obr. 3-1: Změna zatížení za odvodněných podmínek [12]– 1. graf: červeně totální napětí, modře pórový tlak u. Při zvětšení totálního napětí ( $\sigma$ ) přitížením dojde k okamžitému zvětšení efektivního napětí ( $\sigma'$ ), pórové tlaky jsou po celou dobu konstantní. 2. graf: změna objemu zeminy při změně zatížení – při aplikování zatížení zemina okamžitě zmenší svůj objem (V)	21
Obr. 3-2: Změna zatížení za neodvodněných podmínek [12] – na vodorovné ose čas: undrained=platí neodvodněné podmínky, consolidation=doba konsolidace. 1. graf: červeně totální napětí, modře pórový tlak – při neodvodněných podmínka dochází pouze k nárůstu pórového tlaku ( $\Delta u$ ), při konsolidace se pórový tlak vyrovnává a narůstá efektivní napětí ( $\Delta \sigma'$ ). 2. graf: změna objemu zeminy - při neodvodněných podmínkách nedochází k žádným změnám objemu zeminy ( $V_o$ ), při konsolidace objem postupně klesá	22
Obr. 3-3: Změna smykových parametrů v závislosti na stupni konsolidace v Mohrově zobrazení [14]	23
Obr. 3-4 Průběh konsolidace [13]	25
Obr. 3-5: Graf pro stanovení stupně konsolidace v závislosti na časovém faktoru T pro 6 případů drénování [14]	27
Obr. 3-6: Změna pórového tlaku, efektivního napětí a stupně stability u zářezu [15]	33
Obr. 3-7: Změna pórového tlaku, efektivního napětí a stupně stability u násypu [15]	34
Obr. 3-8 Deformační oblasti [26] v jílech (clay) – neodvodněné, v pískách (sand) – odvodněné	37
Obr. 4-1: Znázornění tlaků působící na čelbu [4]	38
Obr. 4-2: Hraniční meze podpůrného tlaku [3]	40
Obr. 4-3: Hornův mechanismus porušení [3]	41
Obr. 4-4: Rovinná deformace – geometrie tunelu pouze v příčném řezu [3]. Vlevo: schéma tunelu, vpravo: mechanismus porušení pro výpočet dle horní hranice	42

Obr. 4-5: Rovinná deformace – geometrie tunelu pouze v podélném řezu [3]. Vlevo: schéma tunelu, vpravo: mechanismus porušení pro výpočet dle horní hranice	42
Obr. 4-6: Trojrozměrná geometrie tunelu - dolní hraniční řešení – pole napětí [3]	42
Obr.: 4-7 Kritický faktor stability podle dolního hraničního řešení pro případ 3 [3]	43
Obr. 4-8: Horní hranice mechanismu porušení pro odvodněné zeminy podle Leca & Doemieux[3]	44
Obr. 4-9: Mechanismy porušení podle Mollona: a) $\varphi=0^\circ$ , $c=20 \text{ kN/m}^2$ , výška nadloží/průměr tunelu=1; b) $\varphi=30^\circ$ , $c=0 \text{ kN/m}^2$ výška nadloží/průměr tunelu $\geq 0,5$ ; c) $\varphi=17$ , $c=7 \text{ kN/m}^2$ výška nadloží/průměr tunelu $\geq 1$	45
Obr. 4-10: Síly působící na posuvný klín [3]	46
Obr. 4-11: Průběh svislého napětí v oblasti posuvného klínu [3]	50
Obr. 4-12: Průběh svislého napětí v oblasti posuvného klínu [3]	51
Obr. 4-13: Graf závislosti posunutí na zatížení z programu Plaxis [30]- Vertikální osa=součinitel zatížení, horizontální osa=posunutí	56
Obr. 5-1: Vliv výšky nadloží na velikost podpůrného tlaku ve vrcholu čelby, $C=25\text{m}, 20 \text{ m}, 15 \text{ m} - u$ (čárkovaná čára) =nadloží 25, 20, 15 m v neodvodněných podmínkách, $C=25 \text{ m}, 20 \text{ m}, 15 \text{ m} - d$ (plná čára) = nadloží 25, 20, 15 m v odvodněných podmínkách	61
Obr. 5-2: Vliv velikosti průměru čelby na velikost podpůrného tlaku ve vrcholu čelby, $D = 15\text{m}, 10 \text{ m}, 5 \text{ m} - u$ (čárkovaná čára) =průměr 15, 10, 15 m v neodvodněných podmínkách, $D = 15 \text{ m}, 10 \text{ m}, 5 \text{ m} - d$ (plná čára) = průměr 15, 10, 5 m v odvodněných podmínkách	62
Obr. 5-3: Vliv výšky hladiny podzemní vody na velikost podpůrného tlaku ve vrcholu čelby, HPV = 0 m, 10 m, 5 m – u (čárkovaná čára) =hladina podzemní vody 0, 5 , 10 m pod terénem v neodvodněných podmínkách, HPV = 0 m, 5 m, 10 m – d (plná čára) = hladina podzemní vody 0, 5, 10 m pod terénem v odvodněných podmínkách	64
Obr. 5-4: Vliv konzistence zeminy na velikost podpůrného tlaku na čelbě	66
Obr. 6-6: Rozměry výpočetního modelu	71
Obr. 6-2: Horizontální posunutí na čelbě při aplikování podpůrného tlaku, stanoveného dle analytického výpočtu pro odvodněnou analýzu	73
Obr. 6-3: Horizontální posunutí na čelbě ve stavu porušení v odvodněné analýze	73
Obr. 6-4: Graf závislosti mezi podpůrným tlakem a vodorovným posunutím ve středu čelby v odvodněné analýze (svislá osa - součinitel zatížení ( $1=309 \text{ kPa}$ ), vodorovná osa – vodorovné posunutí [m]	74
Obr. 6-5: Horizontální posunutí na čelbě při aplikování podpůrného tlaku podle analytického výpočtu v neodvodněné analýze	76
Obr. 6-6: Horizontální posunutí na čelbě při stavu porušení v neodvodněné analýze	76
Obr. 6-7: Graf závislosti mezi podpůrným tlakem a vodorovným posunutím ve středu čelby v neodvodněné analýze (svislá osa - součinitel zatížení ( $1=258 \text{ kPa}$ ), vodorovná osa – vodorovné posunutí [m]	77
Obr. 7-1:Schéma modelu pro výpočet konsolidace se znázorněním Hornova mechanismu porušení na čelbě	83

Obr. 7-2: Vývoj nevyrovnaných pórových tlaků na kluzné ploše před čelbou pro podpůrný tlak 210 kPa ve vrcholu čelby – před čelbou vznikají negativní pórové tlaky dle programu Plaxis s kladným znaménkem	84
Obr. 7-3: Nevyrovnané pórové tlaky ve fázi ražby (tlak 210 kPa) – kladné hodnoty negativní pórové tlaky, záporné hodnoty pozitivní pórové tlaky	85
Obr. 7-4: Izolinie pórového tlaku v podélném řezu ve fázi ražby (tlak 210 kPa) – pokles pórového tlaku před čelbou	86
Obr. 7-5: Nevyrovnané pórové tlaky 1 den po přerušení ražby (tlak 210 kPa) - kladné hodnoty negativní pórové tlaky, záporné hodnoty pozitivní pórové tlaky	86
Obr. 7-6: Izolinie pórového tlaku 1 den po přerušení ražby (tlak 210 kPa) – postupné vyrovnávání sníženého pórového tlaku před čelbou	87
Obr. 7-7: Nevyrovnané pórové tlaky 14 dní po přerušení ražby (tlak 210 kPa) - kladné hodnoty negativní pórové tlaky, záporné hodnoty pozitivní pórové tlaky	87
Obr. 7-8: Izolinie hydrostatické tlaku 14 dní po přerušení ražby (tlak 210 kPa) – tyto izolinie téměř odpovídají tlaku v masivu nenarušeným ražbou	88
Obr. 7-9: Vývoj nevyrovnaných pórových tlaků na kluzné ploše před čelbou pro podpůrný tlak 400 kPa na čelbě - před čelbou vznikají pozitivní pórové tlaky dle programu Plaxis se záporným znaménkem	89
Obr. 7-10: Nevyrovnané pórové tlaky ve fázi ražby (tlak 400 kPa) - kladné hodnoty negativní pórové tlaky, záporné hodnoty pozitivní pórové tlaky	90
Obr. 7-11: Izolinie pórového tlaku ve fázi ražby (tlak 400 kPa) – zvýšení pórového tlaku před čelbou	90
Obr. 7-12: Nevyrovnané pórové tlaky 1 den po přerušení ražby (tlak 400 kPa) - kladné hodnoty negativní pórové tlaky, záporné hodnoty pozitivní pórové tlaky	91
Obr. 7-13: Izolinie pórového tlaku 1 den po přerušení ražby (tlak 400 kPa) – postupné vyrovnávání zvýšeného pórového tlaku před čelbou	91
Obr. 7-14: Nevyrovnané pórové tlaky 14 dní po přerušení ražby (tlak 400 kPa)- kladné hodnoty negativní pórové tlaky, záporné hodnoty pozitivní pórové tlaky	92
Obr. 7-15: Izolinie pórového tlaku 14 dní po přerušení ražby (tlak 400 kPa)- – tyto izolinie téměř odpovídají tlaku v masivu nenarušeným ražbou	92
Obr. 8-7: Doporučení pro určení minimálního podpůrného tlaku na čelbě v jednotlivých fázích neodvodněné ražby	95

## Seznam tabulek

Tab. 2-1: Srovnání ražby pomocí bentonitového a zeminového štítu [7]	14
Tab. 2-2: Typické časy pro jednotlivé činnosti během ražby a rychlost ražby	18
Tab. 4-1: součinitelé zemního tlaku v oblasti síla [3]	49
Tab. 4-2: Součinitelé zemního v oblasti posuvného klínu [3]	50
Tab. 4-3: Kritický faktor stability[3]. $D$ – průměr štítu, $t_2$ – výška vrstvy soudržné oblasti nad štítem	53
Tab. 4-4: Tabulka chování a faktor stability [3]	54
Tab. 5-1: Směrové normové charakteristiky jemnozrnných zemin podle ČSN 731001 [31]	59
Tab. 5-2: Vliv výšky nadloží na velikost podpůrného tlaku ve vrcholu čelby	60
Tab. 5-3: Vliv velikosti průměru čelby na velikost podpůrného tlaku ve vrcholu čelby	62
Tab. 5-4: Vliv výšky hladiny podzemní vody na velikost podpůrného tlaku ve vrcholu čelby	64
Tab. 5-5: Vliv konzistence zeminy na velikost podpůrného tlaku na čelbě	66
Tab. 0-6: Výsledky parametrické studie (návrhové hodnoty podpůrného tlaku), N = neodvodněná podmínka, O = odvodněná podmínka	67
Tab. 0-7: Výsledky parametrické studie (charakteristické hodnoty podpůrného tlaku), N = neodvodněná podmínka, O = odvodněná podmínka	69
Tab. 6-1: Parametry zeminy použité pro odvodněnou analýzu	72
Tab. 6-2: Parametry zeminy použity pro neodvodněnou analýzu	74
Tab. 6-3: Výsledné potřebné podpůrné tlaky ve vrcholu čelby získané z MKP a z analytických výpočtů	78
Tab. 6-4: Výsledné potřebné podpůrné tlaky ve vrcholu čelby získané z MKP a z analytických výpočtů pro neodvodněné podmínky pro různé výšky HPV	79
Tab. 7-1: Parametry zeminy použité pro konsolidační analýzu	82
Tab. 7-2: Orientační hodnoty propustnosti pro jemnozrnné zeminy [34]	82
Tab. 7-3: Výsledné časy konsolidace pro přechod na odvodněné podmínky	93



## Seznam použitých zdrojů

- [1] BARTÁK, J. a PRUŠKA, J. (2011): *Podzemní stavby*. Praha: ČVUT. ISBN 978-80-01-04789-7.
- [2] BARTÁK, J. et. al. (2014): *Uživatelská příručka pro mechanizované tunelování v podmínkách ČR*. Praha: CzTA ITA-AITES. ISBN 978-80-260-5957-8.
- [3] ZIZKA, Z. a THEWES, M. (2016): *Recommendations for Face Support Pressure Calculations for Shield Tunnelling in Soft Ground*. Koln: DAUB.
- [4] MAIDL, B., HERRENKNECHT, M., Maidl, U. a WEHRMEYER, G. (2013): *Mechanised Shield Tunnelling*. 2nd ed. Berlin: Ernst und Sohn Verlag. ISBN 978-433-02995-4.
- [5] JANCSEK, S. a STEINER, W. (1994): Face Support for a large Mix-Shield in heterogeneous ground conditions [preprint]. In: *Tunnelling 1994, 5-7 July 1994, London, England*, s. 531-550. London: Chapman and Hall.
- [6] THEWES, M. (2009): Bentonite slurry shield machines In: de Pérez Ágrede, Eduardo Alonso; de Álvarez Toledo, Marcos Arroyo (Eds.): *Operación y mantenimiento de escudos: presente y futuro*. Barcelona: Universitat politècnica de Catalunya, s. 41-68.
- [7] THEWES, M. (2007): TBM tunneling challenges – redefining the state of the art. In: *Key-note Lecture ITA – AITES WTC 2007, Prague*, s. 13-27. Otištěno v časopise Tunel.
- [8] ZIZKA, Z. (2012): *Modelování stability čelby při ražbě pomocí štítu*. Praha. Diplomová práce. ČVUT v Praze, Fakulta stavební.
- [9] THEWES, M., SCHOESSE, B. A ZIZKA, Z. (2016): Transient Face Support in Slurry Shield Tunneling Due to different Time Scales for Excavation Sequence of Cutting Tools and Penetration Time of Support Fluid. In: *World Tunnel Congress Proceedings 2016, San Francisco*.
- [10] KÖPPL, F. (2014): *Abbauwerkzeugverschleiß und empirische Verschleißprognose beim Vortrieb mit Hydroschild TVM in Lockergesteinen*. [obrázek]. München, Dissertation an der Technischen Universität München, Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt.
- [11] DUCAN, J. M. a WRIGHT, S. G. (2005): *Soil Strength and Slope Stability*. Hoboken: John Wiley & Sons. ISBN 9781118651650

- [12] Drainage and volume change. In: *UWE Bristol* [online]. [vid. 27. 4. 2017].  
Dostupné z:  
<http://environment.uwe.ac.uk/geocal/SoilMech/stresses/drainage.htm>
- [13] VANÍČEK, I. (1996): *Mechanika zemin*. Praha: ČVUT. ISBN 80-01-01437-1.
- [14] GEOTEC (2016): *Konsolidace zemin v praxi* [Firemní manuál].
- [15] MIČA L. (2004): *Zemní konstrukce (se zaměřením na dopravní stavby)*. Brno VUT.
- [16] VANÍČEK, I. et. al. (2016): *Projektování základových a zemních konstrukcí*, Praha: ČVUT. ISBN 978-80-01-05913-5.
- [17] ALONSO, E. E., GENS, A. a JOSA, A. (1990): A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3), s. 405–430.
- [18] PEDROSO, D. M. a FARIAS, M. M. (2010): Extended Barcelona Basic Model for unsaturated soil under cyclic loadings. *Computers and Geotechnics*, 38(5), s. 731–740
- [19] TERZAGHI K. (1943): *Theoretical soil mechanics*. New York: John Wiley & Sons.
- [20] *Plaxis 3D Tunnel: Material Models Manual Version 2* [software].
- [21] PICKLES, A. Issues related to the use of Numerical Modelling in Design of Deep Excavations in Soft Clay. In: *Building and construction authority* [online]. [vid. 1. 4. 2017]. Dostupné z:  
[https://www.bca.gov.sg/StructuralPlan/others/Part\\_3.ppt](https://www.bca.gov.sg/StructuralPlan/others/Part_3.ppt)
- [22] *Plaxis 3D Tunnel: Scientific Manual Version 2* [software].
- [23] ARUP (2016): Case Studies in Geotechnical Design and Construction. In: *Geotechnical society of Singapore* [online]. [vid. 27. 4. 2017]. Dostupné z:  
[http://geoss.sg/geoss/event\\_image/07122016-172433-ef.pdf](http://geoss.sg/geoss/event_image/07122016-172433-ef.pdf)
- [24] JONES, B. (2014): A Bluffer's Guide to Stability: Part 2. *Tunnelling journal*, April/May 2014, s. 28-32.
- [25] JONES, B. (2014): A Bluffer's Guide to Stability: Part 1. *Tunnelling journal*, Feb/Mar 2014, s. 26-28.
- [26] BROERE, W. (2001): *Tunnel face stability and new CPT applications*. Delft: Delft University Press. PhD thesis. ISBN 90-407-2215-3.

- [27] BROMS, B. a BENNERMARK, H. (1967): Stability of clay in vertical openings. *Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proceedings of the ASCE*, s. 71–94.
- [28] DAVIS, E. H., GUNN, M. J., MAIR, R. J. a SENEVIRATNE, H. N. (1980): The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. *Géotechnique*, 30(4), s. 397–416.
- [29] KIRSCH, A. (2009): *On the face stability of shallow tunnels in sand: 16*. Berlin: Logos. ISBN 978-383-2521-493.
- [30] *Plaxis 3D Tunnel: Tutorial Manual Version 2* [software].
- [31] ČSN 73 1001 (1987): *Základová půda pod plošnými základy*.
- [32] KOŘÍNEK, R., (2009): Mechanika hornin a zemin: podklady k přednáškám. In: *Geotechnika* [ online]. [vid. 27. 4. 2017]. Dostupné z <http://www.geotechnici.cz/wp-content/uploads/2012/08/MHZ-02.pdf>
- [33] RUSE, N. M. (2004): *Räumliche Betrachtung der Standsicherheit der Ortsbrust beim Tunnelvortrieb*. Stuttgart: Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart. ISBN 3-921837-51-0.
- [34] KOŘÍNEK, R., (2009): Mechanika hornin a zemin: podklady k přednáškám. In: *Geotechnika* [ online]. [vid. 27. 4. 2017]. Dostupné z: <http://www.geotechnici.cz/wp-content/uploads/2012/08/MHZ-04.pdf>
- [35] A AFSHANI, A., DOBASHI, H., KOMIYA, K. a AKAGI, H. (2014): Numerical analysis of the effect of earth pressure balanced shield tunneling on soil stress-deformation behavior. *Journal of JSCE*, vol. 2, s. 224-238.