



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

**Fakulta stavební
Katedra geotechniky**

Metody výstavby a výpočtu kolektorů

Construction methods and design of collectors

Diplomová práce

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: Doc. Dr. Ing. Jan Pruška

Bc. Monika Povýšilová

Praha 2017



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Povýšilová</u>	Jméno: <u>Monika</u>	Osobní číslo: <u>396533</u>
Zadávající katedra: <u>Katedra geotechniky</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce a dopravní stavby</u>		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: <u>Metody výstavby a výpočtu kolektorů</u>	
Název diplomové práce anglicky: <u>Construction Methods and Design of Collectors</u>	
Pokyny pro vypracování: Provést rešeršní práci - dělení kolektorů, metody provádění, monitoring. Výpočet zadaného kolektoru ve zvoleném řezu, zpracování podkladů - geologie, postup výstavby, metody návrhu a případné porovnání výsledků.	
Seznam doporučené literatury: podklady na www, odborné články na EIZ, skripta Podzemní stavby Barták, Pruška a Podzemné stavby Klepsatel	
Jméno vedoucího diplomové práce: <u>doc. Dr. Ing. Jan Pruška</u>	
Datum zadání diplomové práce: <u>7. 10. 2016</u>	Termín odevzdání diplomové práce: <u>8. 1. 2017</u> <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

<i>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“.</i>

Prohlašuji, že jsem předkládanou diplomovou práci vypracovala samostatně pouze s použitím pramenů a literatury uvedených v seznamu citované literatury.

V Praze 8. 1. 2017

.....

Bc. Monika Povýšilová

Chtěla bych na tomto místě poděkovat Doc. Dr. Ing. Janu Pruškovi, vedoucímu mé diplomové práce, za jeho cenné rady a připomínky.

Anotace

Tato diplomová práce obsahuje v první části rešerši o typech konstrukcí kolektorů, metodách jejich výstavby a o geotechnickém monitoringu kolektorů. Dále je ve druhé a stěžejní části diplomové práce práci proveden výpočet zatížení kolektoru a vnitřních sil na ostění včetně poklesové kotliny na povrchu. Výpočet byl proveden jednak ručně a jednak pomocí software GEO5 MKP a GEO5 Výrub.

Annotation

This master's thesis in its first part includes research about construction types of collectors, their construction methods and about geotechnical monitoring of collectors. In second and main part thesis includes calculation of load and internal forces on panels of the collector including settlement crater on the surface. Calculations were made manually and by software GEO5 MKP and GEO5 Výrub.

Obsah

Úvod	8
1 Konstrukce kolektorů	9
1.1 Navrhování kolektorů	11
1.1.1 Trasování kolektorů	11
1.1.2 Příčný průřez kolektoru	13
1.1.3 Prostorové uspořádání vedení v kolektoru.....	14
1.2 Konstrukce ostění kolektorů	16
1.2.1 Rozdělení.....	16
1.2.2 Kolektory budované v otevřených výkopech.....	17
1.2.3 Kolektory budované ražením	25
1.3 Objekty a přípojky na kolektorech	33
1.3.1 Druhy objektů a zásady jejich navrhování.....	33
1.3.2 Konstrukce objektů na kolektorech	34
1.3.3 Odbočky a přípojky	35
1.4 Vnitřní vybavení kolektorů	36
1.4.1 Stavebnětechnické úpravy.....	36
1.4.2 Úložné konstrukce	37
1.4.3 Vedení v kolektorech	38
1.4.4 Provozní vybavení kolektoru.....	40
1.4.5 Centrální dispečink	40
1.5 Technické chodby	41
2 Monitoring kolektorů	43
3 Geologické poměry a konstrukce kolektoru	46
3.1 Geologické poměry	46
3.2 Parametry zemin	49
3.2.1 Pasivní odpor horniny	49
3.3 Konstrukce kolektoru.....	51
4 Výpočet zatížení	53
4.1 Protodjakonova teorie	53
4.1.1 Rozměry horninové klenby	54
4.1.2 Podmínky použitelnosti teorie	55
4.1.3 Velikost horninového tlaku	55
4.1.4 Oprava koeficientu pevnosti f_p redukčním koeficientem a	59
4.1.5 Vlastní výpočet	59
4.2 Teorie Terzaghiho	62
4.2.1 Stanovení horninového tlaku při velkém nadloží.....	62
4.2.2 Stanovení horninového tlaku při malém nadloží	66
4.2.3 Vlastní výpočet	67

4.3	Teorie Bierbaumera.....	69
4.3.1	Stanovení horninového tlaku	69
4.3.2	Vlastní výpočet	70
5	Výpočet vnitřních sil metodou Zurabova - Bugajevové	72
5.1	Řešení tunelového ostění podkovitého tvaru.....	72
5.2	Řešení tunelového ostění kruhového tvaru	74
5.3	Vlastní výpočet	74
5.3.1	Zatížení podle Protodjakonova	76
5.3.2	Zatížení podle Terzaghiho	78
5.3.3	Zatížení podle Bierbaumera.....	79
6	Výpočet poklesové kotliny	82
6.1	Ruční výpočet.....	84
6.2	Výpočet pomocí programu GEO5 Výrub	86
7	Výpočet pomocí programu GEO5 MKP	89
7.1	Metoda konečných prvků.....	89
7.2	Vlastní výpočet	90
7.2.1	Numerický model č. 1	91
7.2.2	Numerický model č. 2	93
7.2.3	Numerický model č. 3	95
7.3	Souhrn výsledků.....	97
8	Srovnání	99
8.1	Zatížení	99
8.2	Vnitřní síly.....	99
8.3	Poklesová kotlina	101
	Závěr.....	102
	Seznam použité literatury	103

Úvod

Diplomová práce se zabývá konstrukcemi kolektorů a metodami jejich výpočtů a výstavby. Práce obsahuje rešerši typů konstrukcí kolektorů, metod jejich výstavby a monitoring kolektorů. Dále jsou popsány geologické poměry oblasti Ostravska, kam byl umístěn kolektor posuzovaný dále v diplomové práci.

Hlavní část diplomové práce se zabývá výpočtem zatížení kolektoru a výpočtem vnitřních sil na jeho ostění. Ruční výpočet zatížení byl proveden podle teorií Protodjakonova, Terzaghiho a Bierbaumera, vnitřní síly metodou Zurabov - Bugajeva. Dále byla ručním výpočtem podle teorie Fazekase vypočtena poklesová kotlina na povrchu terénu nad výrubem. Výpočet poklesové kotliny a vnitřních sil byl proveden i pomocí programů GEO5 Výrub a GEO5 MKP. Jednotlivé metody, ruční i softwarové, byly mezi sebou porovnány.

1 Konstrukce kolektorů

Rostoucí životní úroveň má za důsledek zvýšení nároků na vybavení měst a sídlišť a z toho důvodu stále narůstá délka podzemních vedení. Dříve se vedení ukládala jednotlivě přímo do zeminy, což s sebou nese několik nevýhod:

- nízkou efektivitu,
- prostor pod komunikacemi (především v hustě zastavěných historických centrech) již obsahuje značné množství podzemních vedení,
- opravy a výměny vedení vyžadují dočasný zábor ulice a výkopové práce.

Zlepšení tohoto stavu lze dosáhnout budováním průchodných kanálů, kolektorů, a ukládáním podzemních vedení do nich. Kolektory se na našem území staví již více než 50 let. Jejich rozšíření ovšem brání několik věcí:

- náklady na výstavbu kolektorů převyšují náklady na tradiční ukládání podzemních vedení do zeminy,
- provozovatelé jednotlivých vedení obvykle nechtějí investovat do výstavby kolektoru, když je jejich tradičně uložené vedení ještě funkční,
- je problematické určit podíl jednotlivých provozovatelů vedení, jak ohledně investice, tak ohledně správy uložených sítí.

Kolektorizace podzemních vedení má ale na druhou stranu mnoho nezanedbatelných výhod:

- opravy a údržbu vedení lze provádět bez rozkopávek, tedy i preventivně, což prodlužuje životnost vedení,
- kapacitu vedení lze během využívání bezproblémově zvýšit,
- ztráty a úniky přepravovaných médií lze minimalizovat, protože lze snadno opravit i drobné poruchy a netěsnosti,
- havárie vedení v kolektoru lze ihned opravit bez omezení provozu na povrchu,
- lze provádět dálkovou kontrolu a řízení z centrálního dispečinku,
- inženýrské sítě lze vyměňovat i doplňovat bez rozkopání povrchu.

Nejrozsáhlejší kolektorová síť České republiky se nachází v Praze. Staví se podle schváleného projektu, který předpokládá výstavbu asi 34 km kolektorů hlubinného typu (20 až 30 m pod povrchem) a 253 km kolektorů uložených mělce pod povrchem. (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005)

Do roku 2013 bylo v Praze vybudováno přibližně 93 km kolektorů. (Kolektory Praha a.s., 2016)

Výstavba systematicky pokračuje nejen v Praze, ale například i v Brně, Jihlavě, Táboře, Českém Krumlově a Ostravě. V Bratislavě se nachází nejrozsáhlejší kolektorová síť Slovenské republiky, další rozlehlá síť je na sídlišti v Košicích.

V městských podmínkách se uplatňují kolektory pro vedení 2.,3. a 4. kategorie (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005):

- „2. kategorie - tzv. primární (zásobovací) kolektory, navrhované zpravidla jako ražené ve větších hloubkách pod povrchem. Velmi často se budují ve skalním podloží. Na podcházené území se vážou šachtami, které je spojují s povrchem. Napojují kolektory 3. kategorie. Jejich trasování je do značné míry nezávislé na zástavbě na povrchu.
- 3. kategorie - tzv. sekundární (spotřební) kolektory. Situují se v malých hloubkách pod povrchem, aby podzemní vedení byla co nejbližší k místům odběru, a mohla se napájet přímo na objekty. Většinou se budují v pokryvných útvarech. Specifikem při projednávání jejich výstavby je velký počet účastníků stavebního řízení, který značně komplikuje přípravu a realizaci díla.
- 4. kategorie - kolektorové přípojky.“

Kolektory pro vedení 1. kategorie (dálkové) mají většinou celostátní význam. V některých případech procházejí pod městem, i když na něj nemají žádnou návaznost. Jedná se o plynovody velmi vysokého tlaku (vvtl), kabely velmi vysokého napětí (vvn), dálkové vodovodní přivaděče, kmenové stoky a další. (Klepsatel a Kazinota, 1990)

Podzemní vedení lze také společně ukládat v průchodných kanálech, ve kterých se většinou nachází větší množství silnoproudých nebo

slaboproudých kabelů, a ve vodovodních štolách pro 2 až 3 vodovodní potrubí se společnou trasou. (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005)

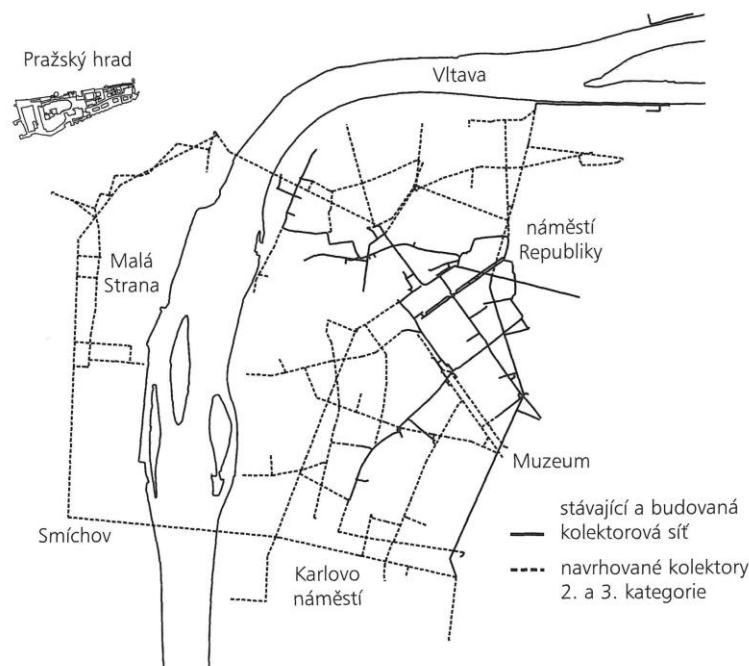
1.1 Navrhování kolektorů

1.1.1 Trasování kolektorů

Směrové i výškové vedení trasy kolektoru je primárně ovlivněno přítomností zástavby na povrchu. Pro trasování platí následující zásady:

- Směrové vedení kolektorů v zastavěném území závisí na trase stávajících komunikací na povrchu. Ideálně se kolektory umisťují do zelených pásů, dále pod chodníky a pod vozovky. Šachty hloubené z povrchu, které se využívají i jako komory pro křížení sítí, se umisťují pod komunikace.
- Kolektory budované pro nová sídliště se v naprosté většině případů staví v otevřených výkopech - většinou ve svahovaných jámách, které jsou ekonomicky nejvýhodnější. Nejlepším postupem je výstavba kolektoru zároveň se zemními pracemi a základy objektů sídliště. Náklady na výstavbu kolektoru lze ještě snížit jejich vedením suterény objektů sídliště. Kolektor také může vést podél základů budovy, v jejich společném výkopu.
- V zastavěném území se stávajícími kolektory výstavba nových dodatečných kolektorů probíhá většinou ražením. Volba technologie výstavby závisí na geologických podmínkách a hloubka uložení se například v Praze určuje podle kategorie kolektorizovaných vedení (Obr. 1.1):
 - Kolektorové vedení 2. kategorie (sítě celoměstského významu) nejsou přímo navázány na území, kterým procházejí. Body pro jejich napojení jsou vodojemy, plynoregulační stanice, telefonní ústředny a transformační stanice. Je tedy vhodné, aby se nacházely ve větších hloubkách (15 až 20 m), neovlivněné základy budov a ostatními podzemními objekty.

- Kolektorové vedení 3. kategorie slouží k napojení nadzemních objektů, je tedy vhodné umístit je blíže k povrchu (4,5 až 6 m). Z důvodu vysoké koncentrace podzemních vedení ve velkých městech musí být kolektory umísťovány níže (10 až 12 m), což znesnadňuje připojení objektů nadzemní zástavby. Tato hlubší poloha kolektorů ale na rozdíl od té blíže k povrchu už může staticky ovlivnit blízké objekty zástavby.



Obr. 1.1: Situační schéma stávající a navrhované sítě kolektorů 2. a 3. kategorie v oblasti Pražské památkové rezervace, (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005)

- Pokud je kolektor s kanalizační stokou budován jako jeden monolitický celek, je při návrhu trasy třeba dbát na dodržení směrových i sklonových požadavků pro kanalizaci. Toto spojení ale není příliš časté.
- Navrhovaná trasa by měla mít co nejméně lomů, odboček a křížení. Případné lomy by měly být pravoúhlé kvůli usnadnění prefabrikace. Křížení trasy kolektoru s komunikací by také mělo být kolmé. Vzájemné křížení tras kolektorů je vhodné provést v kolektorové komoře. Všechna vedení protínající těleso kolektoru se ukládají do vodotěsné chráničky přesahující těleso kolektoru o 1 m na každé straně.

- V širokých ulicích se často budují dva kolektory souběžně (každý na jedné straně ulice). V užších ulicích se většinou buduje pouze jeden kolektor.
- Údržba kolektorů vyžaduje vhodně umístěné vstupy (mimo povrchovou zástavbu), jejichž poloha ovlivňuje umístění kolektoru v příčném řezu ulice.
- Objekty se napojují na kolektory pomocí kolektorových přípojek (tj. kolektory 4. kategorie).

1.1.2 Příčný průřez kolektoru

Tvar průřezu závisí na technologii výstavby, která musí být odpovídající geologickým podmínkám.

Při výstavbě v otevřených výkopech se většinou navrhují pravoúhlé průřezy kolektorů, v menší míře i kruhové, eliptické a klenuté.

Výstavba ražením probíhá většinou technologií štítování nebo protlačování, proto se v těchto případech používají většinou kruhové průřezy. Při ražbě pomocí plnoprofilových tunelovacích strojů (TM) nebo prstencovou metodou se také používají kruhové průřezy kolektorů.

Kolektory ražené konvenčně s použitím dočasné výstroje mívají nekruhové průřezy - klenuté nebo lichoběžníkové.

Velikost světlého průřezu kolektoru je dána především rozměrem podzemních vedení, která v něm budou umístěna. Světlá výška průřezu musí být alespoň 2100 mm a může být lokálně snížena (například osvětlením) maximálně na 1900 mm, v krátkých úsecích (do 10 m) až na 1800 mm. V kolektorových přípojkách je v délce do 3 m dovoleno snížení až na 1500 mm.

Šířka kolektoru závisí na průchodném průřezu mezi kabely nebo potrubími, který musí být široký alespoň 750 mm. V délce do 1 m ho lze lokálně zúžit až na 600 mm.

Takto snížené nebo zúžené úseky kolektorů musí být z bezpečnostních důvodů řádně označeny a osvětleny. Doporučené tvary a rozměry světlých průřezů kolektorů jsou v Tab. 1.1. Tyto hodnoty jsou ale

vhodné pouze pro sekundární rozvody (kolektory 3. kategorie) budované v otevřených výkopech (pravoúhlý typ) nebo štítováním (kruhový typ). Není vhodné je používat pro návrh kolektorů 2. kategorie budovaných ražením, které musí mít větší průřez klenutého tvaru kvůli technologii výstavby a objemu uložených vedení.

Tab. 1.1: Doporučené velikosti a tvary průřezů hloubených kolektorů,
* průřez použitelný jen pro krátké úseky kolektoru,
převzato z (Klepsatel a Kazinota, 1990)

Typ	Pravoúhlý		Kruhový
	světlá šířka <i>b</i> [mm]	světlá výška <i>h</i> [mm]	světlý průměr <i>d</i> [mm]
1	1 800	1 800*	-
2	1 800	2 100	2 200
3	1 800	2 400	-
4	2 100	2 100	-
5	2 100	2 400	2 400
6	2 400	2 400	2 600
7	2 400	2 700	3 200
8	-	-	3 600

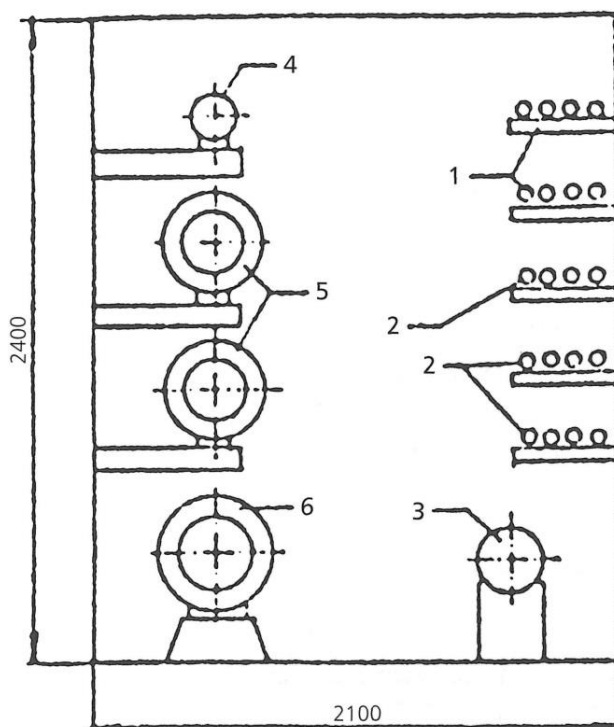
1.1.3 Prostorové uspořádání vedení v kolektoru

Jednotlivá vedení v kolektoru je třeba vhodně uspořádat, aby se navzájem negativně neovlivňovala. Především teplovody a elektrické silnoproudé kabely mají na ostatní vedení negativní vliv, proto se někdy ukládají do samostatných štol. Míra vlivu teplovodních potrubí závisí na jejich počtu, průměru a kvalitě tepelné izolace. U silnoproudých kabelů je to také počet a průměr, dále zatížení kabelů elektrické sítě. Elektrické silnoproudé kabely vytvářejí indukční pole, bludné proudy, zkraty a uvolňují teplo, což může v případě unikajícího plynu vést k výbuchu.

Rizikové může být také umístění plynovodu v kolektoru. Plyny jsou toxické a při jejich úniku do ovzduší hrozí nebezpečí vzniku výbušné směsi (při koncentraci svítiplynu 8 až 32 % a zemního plynu 5 až 15 %). Tomuto nebezpečí lze předejít spolehlivým nuceným větráním kolektoru.

Kvůli všem těmto rizikům je vhodné použít následující rozmístění jednotlivých vedení v kolektoru dle (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005), které je zobrazeno na Obr. 1.2:

- „na jedné straně seshora dolů kabely velmi vysokého napětí (vvn), vysokého napětí (vn), nízkého napětí (nn), oznamovací a zajišťovací kabely, kabely rozhlasu po drátě a televizního signálu, pod nimi případně vratná potrubí teplé užitkové vody nebo potrubí pitné vody,
- na protilehlé straně seshora plynovodní potrubí, teplovodní potrubí a potrubí teplé užitkové vody.“



Obr. 1.2: Rozmístění podzemních vedení v kolektoru,
1 - silnoproudé kabely, 2 - ostatní kabely, 3 - vodovod, 4 - plynovod, 5,6 - teplovody,
(Klepsatel a Kazinota, 1990)

V pražských kolektorech jsou obvykle na jedné straně uložena silnoproudá vedení a na druhé straně spojovací kabely, vodovod a plynovod.

Minimální vzájemné vzdálenosti mezi potrubími, kabely a stavební konstrukcí kolektorů jsou uvedeny v Tab. 1.2 a Tab. 1.3.

Tab. 1.2: Nejmenší dovolené vzdálenosti mezi potrubími,
resp. mezi potrubím a stavební konstrukcí,
* Vzdálenosti pro potrubí o průměru větším než 900 mm se určí individuálně.
převzato z (Klepsatel a Kazinota, 1990)

DN [mm]	Ke stěně [mm]		Mezi povrchem potrubí ve svislém směru [mm]		
	tepelná izolace	roura	tepelná izolace	roura	tep. izolace a roura
25 - 80	150	150	100	100	100
100 - 150	150	170	120	200	100
200 - 250	170	200	120	200	100
300 - 450	200	250	160	250	150
500 - 700	200	300	200	250	200
800 - 900*	220	300	200	250	250

Tab. 1.3: Nejmenší dovolené světlé vzdálenosti kabelů od jednotlivých vedení a stavebních částí kolektorů,
převzato z (Klepsatel a Kazinota, 1990)

Typ kabelů	Ke stěně [mm]	K povrchu plynovodního potrubí [mm]	K povrchu vodovodního potrubí [mm]	K povrchu tepelné izolace potrubí [mm]
oznamovací	50	250	250	300
silnoproudé	50	300	300	400

1.2 Konstrukce ostění kolektorů

1.2.1 Rozdělení

Konstrukce ostění kolektorů lze rozdělit na dvě základní skupiny, ostění starých klasických kolektorů a ostění moderních kolektorů. Časovým rozhraním mezi navrhováním těchto dvou typů jsou 50. léta 20. století.

Ostění klasických kolektorů jsou masivní, tuhá a jsou tvořena zdivem nebo prostým betonem. Ostění moderních kolektorů jsou subtilnější a především jsou při jejich návrhu zohledněny geologické a hydrogeologické podmínky, výška nadloží, velikost průřezu a zvolená technologie výstavby.

Konstrukce moderních kolektorů lze rozdělit následovně (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005):

- „podle tvaru světlého průřezu na:
 - hranaté (čtvercové, obdélníkové, lichoběžníkové),
 - oválné (kruhové a eliptické),
 - klenuté (podkovovité, ve tvaru kruhových segmentů apod.),
- podle použitého materiálu na:
 - monolitické jednovrstvé z prostého nebo vyztuženého betonu,
 - prefabrikované z plošných nebo prostorových dílců,
 - kombinované s monolitickým dnem a stěnami a prefabrikovaným železobetonovým stropem,
 - vícevrstvé, které se mohou řešit jako:
 - prefabrikované vnější ostění a monolitický vnitřní plášť,
 - vícevrstvé monolitické ostění;
- podle technologie výstavby na:
 - kolektory budované ve svahovaných nebo pažených výkopech,
 - kolektory budované metodou podzemních stěn,
 - ražené kolektory (konvenčně, štítováním, protlačováním, resp. s použitím TBM).“

1.2.2 Kolektory budované v otevřených výkopech

Budování kolektorů ve svahovaných jámách je nejčastějším typem výstavby v případě, že je na povrchu dostatek volného prostoru, jako je tomu například při stavbě nových sídlišť. Jedná se o nejlevnější typ výstavby kolektorů. Jelikož lze kolektor budovat ve stejném výkopu, který poté slouží pro výstavbu základů budov sídliště, tak nedochází k přílišnému rozkopání oblasti. Jsou-li podmínky na povrchu stísněné, staví se v pažených jámách.

Konstrukce kolektorů budovaných v otevřených výkopech lze rozdělit:

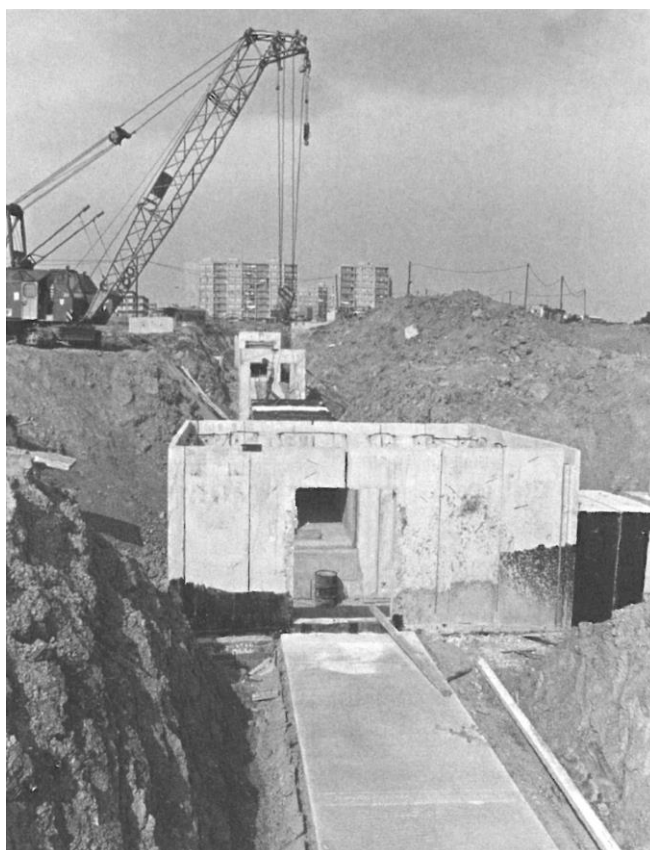
- ostění kolektorů z plošných dílců,
- ostění kolektorů z prostorových dílců,
- kombinované konstrukce ostění,
- monolitické konstrukce ostění.

Ostění z plošných dílců

Hlavní výhodou plošných dílců je jejich dobrá skladnost při dopravě i na stavbě. Mezi základní typy patří:

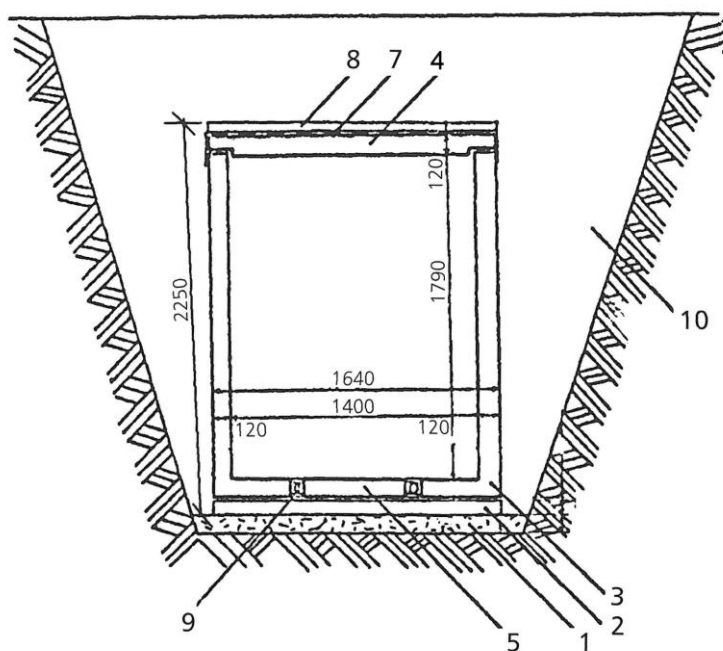
- typ DL (stropní deska a nosníky ve tvaru L),
- typ deska a nosník ve tvaru L s nestejnou šířkou úložné plochy,
- typ DR (deska - rám).

U všech těchto tří typů jsou vyřešeny i prefabrikované objekty jako komory křížení (Obr. 1.3), odbočky apod.



Obr. 1.3: Prefabrikovaná komora kolektoru na sídlišti Butovice v Praze, (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005)

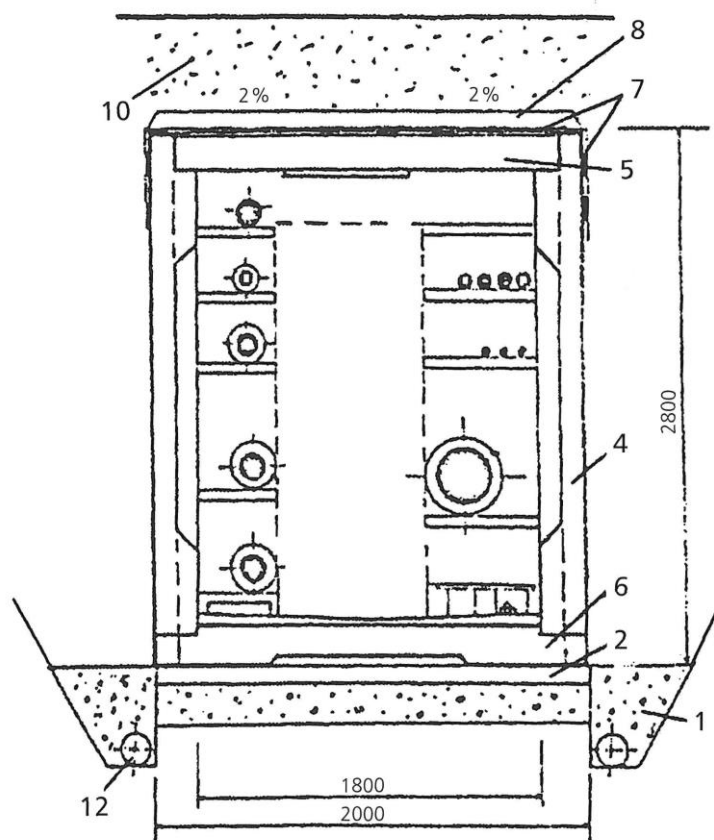
Typ DL (stropní deska a nosníky ve tvaru L) se k nám dostal z bývalého Sovětského svazu, kde se hojně používal. Konstrukce ostění je na Obr. 1.4 a skládá se ze dvou stěnových dílců tvaru L, mezi které je vložena dnová vložka, a které jsou překryty stropní deskou. Světlná šířka kolektoru může být 1,8 m, 2,1 m nebo 2,4 m. Zmonolitnění spojů je provedeno betonem nebo cementovou maltou. Délka dílců je volena s ohledem na nosnost montážního prostředku, většinou autojeřábu.



Obr. 1.4: Konstrukce ostění hloubených kolektorů z plošných dílců - typ DL,
 1 - podsyp, 2 - podkladní beton, 3 - stěnový dílec tvaru L, 4 - stropní deska,
 5 - dnová vložka, 7 - hydroizolace, 8 - ochranná mazanina,
 9 - zmonolitněný spoj, 10 - zásyp,
 převzato z (Klepsatel a Kazinota, 1990)

Typ deska a nosník ve tvaru L s nestejnou šířkou úložné plochy je vylepšením předcházejícího typu a byl vyvinut v Německu. Šířku světlého průřezu kolektoru lze měnit kombinací nosníků tvaru L, které mají různou délku vodorovné části (dnová vložka se zde nepoužívá). Nevýhodou je problematické uspořádání dilatačních spár a vodotěsnost spojů. Pokud je kolektor s tímto typem ostění situován pod hladinou podzemní vody, musí být jeho vodotěsnost zajištěna fóliovou izolací na rubu ostění a ochrannou přízdívkou.

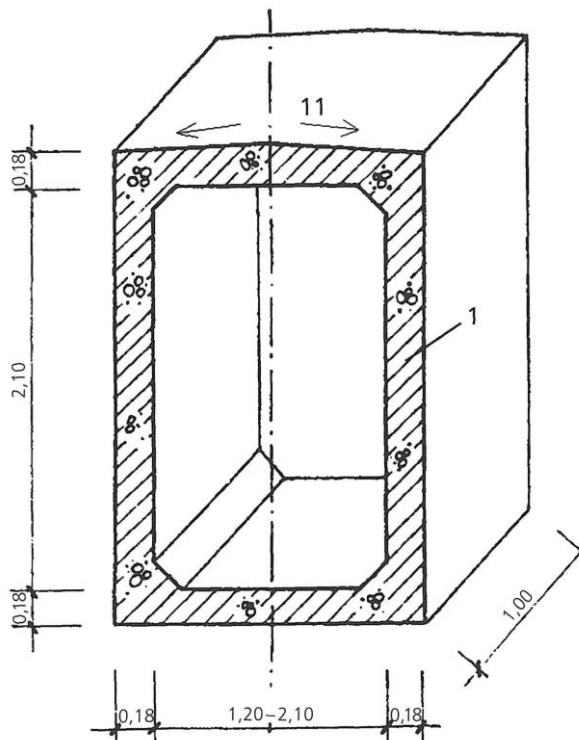
Prefabrikovaná konstrukce deska - rám (DR) řeší problém příčné stability nezasypaného ostění (problém předchozích dvou typů). Ostění se montuje na podkladní beton nebo na prefabrikovanou podložku na podsypu. Rámový dílec má dostatečnou příčnou tuhost, takže konstrukce může být zasypávána i asymetricky. Tento typ konstrukce ostění se ve velké míře využíval například při výstavbě sídlištních kolektorů v Praze, Brně a Košicích.



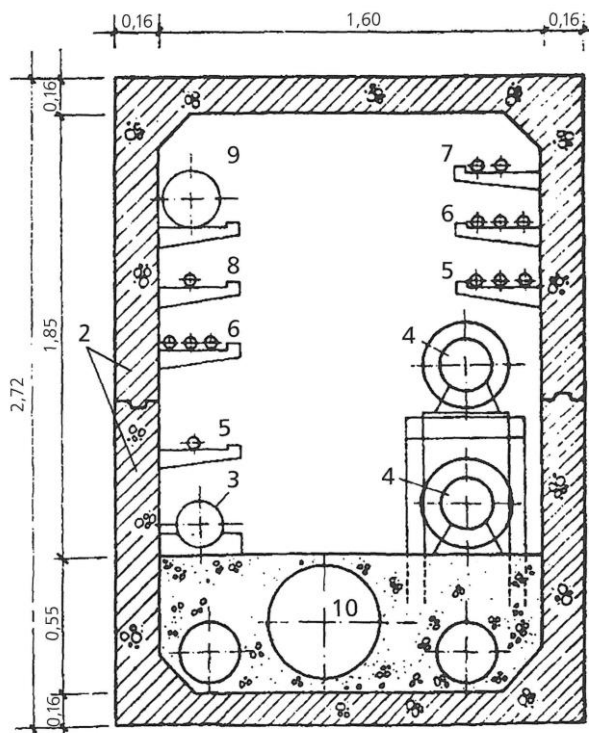
Obr. 1.5: Konstrukce ostění hloubených kolektorů z plošných dílců - typ DR,
 1 - podsyp, 2 - podkladní beton, 4 - stěnový dílec, 5 - stropní deska, 6 - deska dna,
 7 - hydroizolace, 8 - ochranná mazanina, 10 - zásyp, 12 - drenáž,
 převzato z (Klepsatel a Kazinota, 1990)

Prostorové dílce

Při použití uzavřených prostorových dílců (Obr. 1.6) je výstavba rychlá zejména kvůli jednoduché montáži a zvýšené příčné tuhosti při zasypávání. Výhodou je také vyšší těsnost konstrukce, protože obsahuje méně spojů. Naopak nevýhodou je vyšší hmotnost dílců, tudíž jsou kladeny vyšší nároky na nosnost zvedacích mechanismů. Z tohoto důvodu jsou někdy dílce podélně rozděleny na dva žlabové prvky (Obr. 1.7). Toto rozdělení je vhodné pouze pro použití nad hladinou podzemní vody. V případě výstavby kolektoru pod hladinou podzemní vody je důležité správné utěsnění příčných spár, proto je výhodné použít velkopřůměrové roury, které jsou vodotěsné.



Obr. 1.6: Ostění kolektorů z prostorových dílců v Budapešti,
uzavřený pravouhlý průřez,
1 - prostorový rám, 11 - vyspádování,
(Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005)



Obr. 1.7: Ostění kolektorů z prostorových dílců v Budapešti,
žlabové dílce,
2 - žlabové dílce, 3 až 9 - podzemní vedení, 10 - kanalizace,
(Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005)

Prostorové dílce není vhodné používat při výstavbě v pažených jámách. Jámy pro výstavbu kolektorů bývají zajištěny většinou záporovým pažením nebo rozepřenými deskovými dílci. U obou používaných typů pažení je vhodné použít ostění z plošných dílců, protože osazování větších prostorových dílců je komplikované kvůli překážejícím rozpěrám pažení.

Kombinované konstrukce ostění

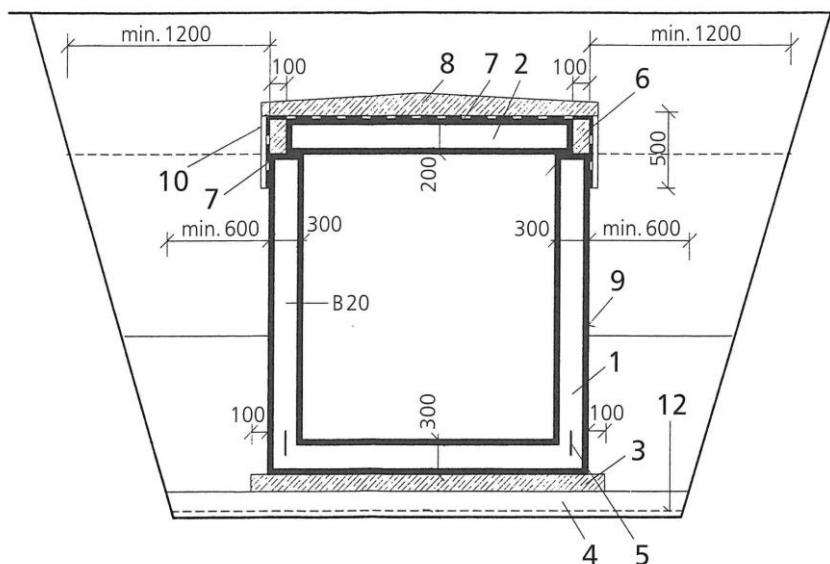
Kombinovaná konstrukce ostění se skládá z monolitických železobetonových stěn a dna, které jsou překryty stropní deskou, většinou prefabrikovanou. Kombinované konstrukce oproti prefabrikovaným mají následující výhody (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005):

- „Není zapotřebí je dopravovat z výroby na stavbu na velké vzdálenosti.
- Monolitický beton je levnější než prefabrikovaný.
- Při jejich osazování není třeba používat zvedací zařízení s velkou nosností, pro které se musí zajistit přístup ke stavební jámě a zajistit je proti zabořování.
- V současnosti je u nás k dispozici stavebnicová bednicí technika, urychlující kompletizaci bednění.
- Použitím kvalitních betonů a urychlovačů se zkracují odbedňovací doby.
- Monolitická konstrukce se může vybetonovat na celou dilatační délku bez pracovních spár, takže ostění je při použití vodostavebních betonů bez dalších úprav vodotěsné. Zajistit je třeba jen vodotěsnost dilatačních spár.
- Ani u prefabrikovaných ostění nelze ze stavby zcela odstranit mokré procesy.“

Použití monolitické konstrukce je výhodné při výstavbě v území s vysokou hladinou podzemní vody. Kolektory tohoto typu se u nás budovaly již v roce 1962 v Havířově. Postup výstavby je dle (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005) následující:

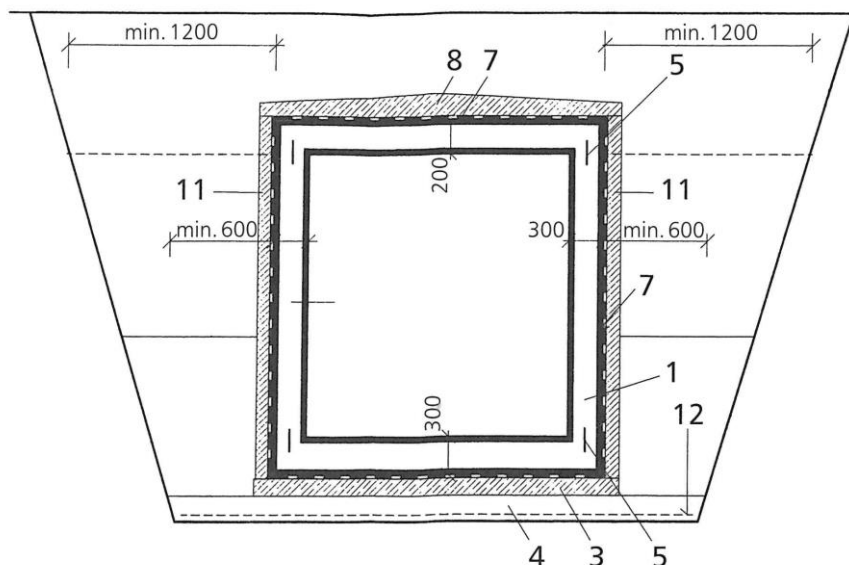
- „na upravené dno výkopu se rozprostře vyrovnávací vrstva písčitého štěrku a na ni se vybetonuje vrstva podkladního betonu,
- vybetonuje se 0,3 m silná deska dna,
- boční bednicí dílce se využijí jako vodící ližiny, na které se přichytí koleje pro nosný rám bednicího vozíku, nesoucího čtyři zavěšené bednicí segmenty dlouhé 8 až 16 m, do nichž se vybetonují stěny na celou výšku. Tloušťka stěny 0,3 m zajistí vodotěsnost,
- do takto vytvořeného žlabu se uchytí úložná konstrukce pro vedení a osadí se velkopřůměrové potrubní vedení,
- žlab se překryje stropní deskou, spoj a deska se zaizolují,
- dokončí se vstupní šachty a zatahování ostatních vedení do kolektoru.“

Pokud je tato metoda použita při výstavbě nad hladinou podzemní vody, izoluje se pouze strop kolektoru, stěny jsou pak chráněny jenom asfaltovým nátěrem (Obr. 1.8). Při výstavbě pod hladinou podzemní vody je kolektor po celém obvodu chráněn hydroizolační lepenkou (Obr. 1.9).



Obr. 1.8: Příčný řez ostěním hloubených kolektorů v Bratislavě, typ monolitický žlab - deska,

- 1 - monolitický žlab, 2 - deska (staveništní prefabrikát), 3 - podkladní beton,
 - 4 - štěrkový podsyp, 5 - vložka v pracovní spáře (pozinkovaný plech),
 - 6 - obetonování, 7 - hydroizolace, 8 - cementový potěr, 9 - asfaltový nátěr,
 - 10 - ochranná deska, 12 - zemnicí páska,
- (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005)



Obr. 1.9: Příčný řez ostěním hloubených kolektorů v Bratislavě, uzavřená monolitická konstrukce pod hladinou podzemní vody, 1 - monolitický žlab, 3 - podkladní beton, 4 - šterkový podsyp, 5 - vložka v pracovní spáře (pozinkovaný plech), 7 - hydroizolace, 8 - cementový potěr, 11 - ochranná přizdívka, 12 - zemní páska, (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005)

Monolitické konstrukce ostění

Monolitické konstrukce ostění kolektorů jsou většinou pravoúhlého průřezu, protože je nejjednodušší na bednění. Modul plošných bednicích prvků o šířce 0,25 m umožňuje stavět velkou tvarovou škálu kolektorů, a to z hlediska výšky i šířky. Bezproblémová je i výstavba lomů trasy, křižovatek a odbočovacích komor. V dnešní době jsou preferována monolitická ostění kolektorů před prefabrikovanými dle (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005) těchto případech:

- „pokud se prokáže jejich ekonomická výhodnost oproti prefabrikovaným konstrukcím,
- pokud nelze kvůli stísněným podmínkám zajistit přístup jeřábů a vozidel s prefabrikáty ke stavební jámě,
- pokud je zapotřebí budovat kolektory s atypickými průřezy, pro které nejsou k dispozici prefabrikáty,
- pokud jsou na stavbě špatné základové podmínky,
- při výstavbě pod hladinou podzemní vody.“

1.2.3 Kolektory budované ražením

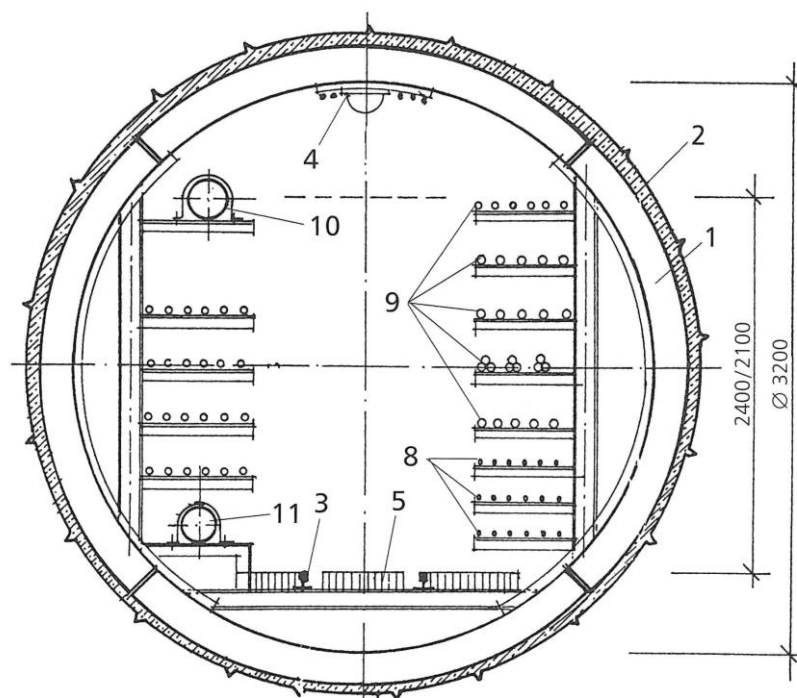
Konstrukce ostění ražených kolektorů závisí na druhu použité technologie, která zase závisí na geologických podmínkách. Používají se následující technologie výstavby:

- ražení s použitím tunelovacích strojů,
- protlačování,
- konvenční ražení.

Ražení s použitím tunelovacích strojů

Mezi tunelovací stroje patří razicí stroje (TBM), které mohou být se štítem i bez něj, a štíty (SM). Razicí stroje se většinou používají v pevnějších skalních horninách, štíty v méně pevných zeminách. Tvar příčného řezu kolektoru je kruhový, protože celosvětově převládají kruhové štíty. Ražba pomocí tunelovacích strojů je vhodná pro všechny typy zemin a hornin nad i pod hladinou podzemní vody, pokud je vhodně zvolena konstrukce stroje (v současné době existují i hybridní stroje umožňující ražbu v různých prostředích).

Ostění kolektoru se skládá z prstenců o délce 0,4 až 0,75 m, které jsou většinou složeny ze čtyř až osmi segmentů. Tyto segmenty jsou většinou dvouvrstvé, protože jsou časté problémy s jejich vodotěsností. Vnitřní vrstva prstenců je z monolitického betonu nebo ze železobetonových prefabrikovaných skořepin. Volný prostor za nimi je zainjektován cementovou maltou. Je možné použít i jednovrstvé ostění, pokud je okolní zemina málo zavodněná nebo pokud jsou spáry pečlivě utěsněny. Vodotěsnost lze také zajistit pomocí výplňově-těsnící injektáže za rubem primárního ostění (Obr. 1.10). Při výstavbě kolektorů v Praze byl použit mimo jiné nožový štít s monolitickým ostěním. Těsnost spár byla zajištěna gumovými těsnícími pásy, které byly vkládány po celém obvodu příčného řezu ostění kolektoru.

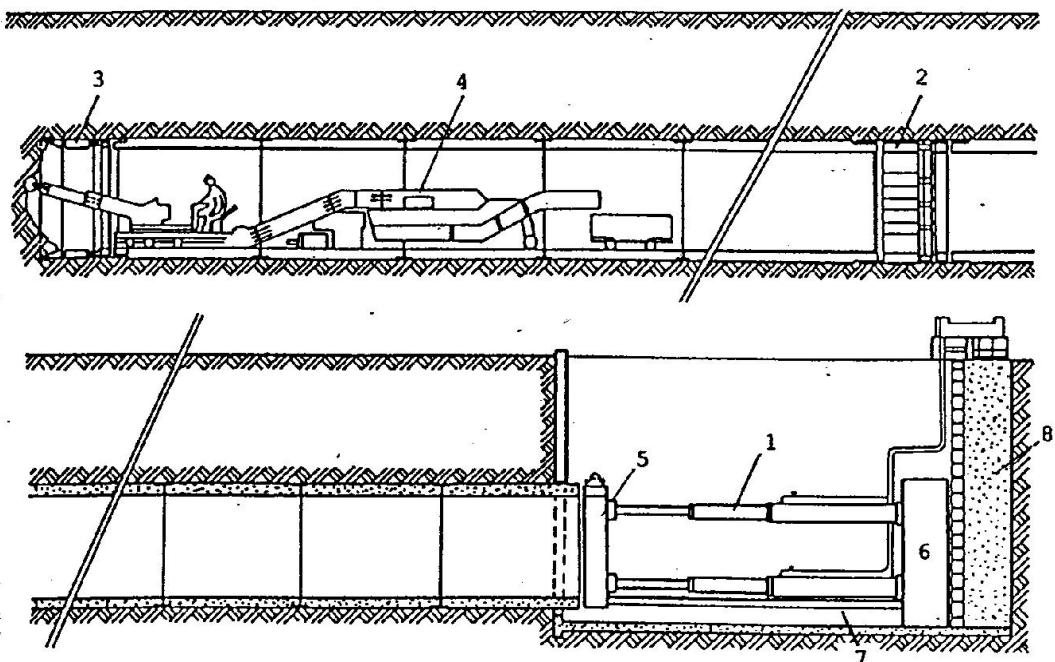


Obr. 1.10: Příklad kolektoru budovaného štítováním (kolektor Žižkov II v Praze),
 1 - segment ostění, 2 - výplňová injektáž, 3 - montážní kolej,
 4 - osvětlení a signalizace, 5 - chodník, 8 - telekomunikační kabely,
 9 - silnoproudé kabely, 10 - plynovod, 11 - vodovod,
 (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005)

Protlačování

Protlačování je souhrnný název pro více metod výstavby. Při hydraulickém protlačování se štít opatřený břitem zatlačuje do zeminy mohutnými hydraulickými lisami, které se opírají o betonovou stěnu šachty, ze které protlačování začíná. Zemina na čelbě se většinou mechanicky rozpojuje například sbíjecími kladivy. Tento způsob protlačování neumožňuje v průběhu protlačování úpravy směru, proto se používá na kratší přímé úseky.

Horizontální vrtání používá podobnou technologii jako tunelovací stroje. Zemina na čelbě se rozpojuje frézou nebo plnoprofilovou razicí hlavou ve štítu a profil se zatlačuje do předvrtaného prostoru. Mechanizovaný štít lze řídit směrově i výškově, takže tato metoda umožňuje přesné vedení trasy i u dlouhých podzemních staveb. Schéma soupravy na řízené hydraulické protlačování je na Obr. 1.11.



Obr. 1.11: Schéma soupravy na řízené hydraulické protlačování s částečně mechanizovaným štítem s otevřeným čelem,

1 - hlavní tlačná stanice, 2 - tlačná mezistanice, 3 - štít, 4 - pásový dopravník,
 5 - opěrné patky hydraulických lisů, 6 - opěrná železobetonová deska hlavní tlačné
 stanice, 7 - betonové dno šachty, 8 - opěrná stěna šachty,
 (Barták a Pruška, 2011)

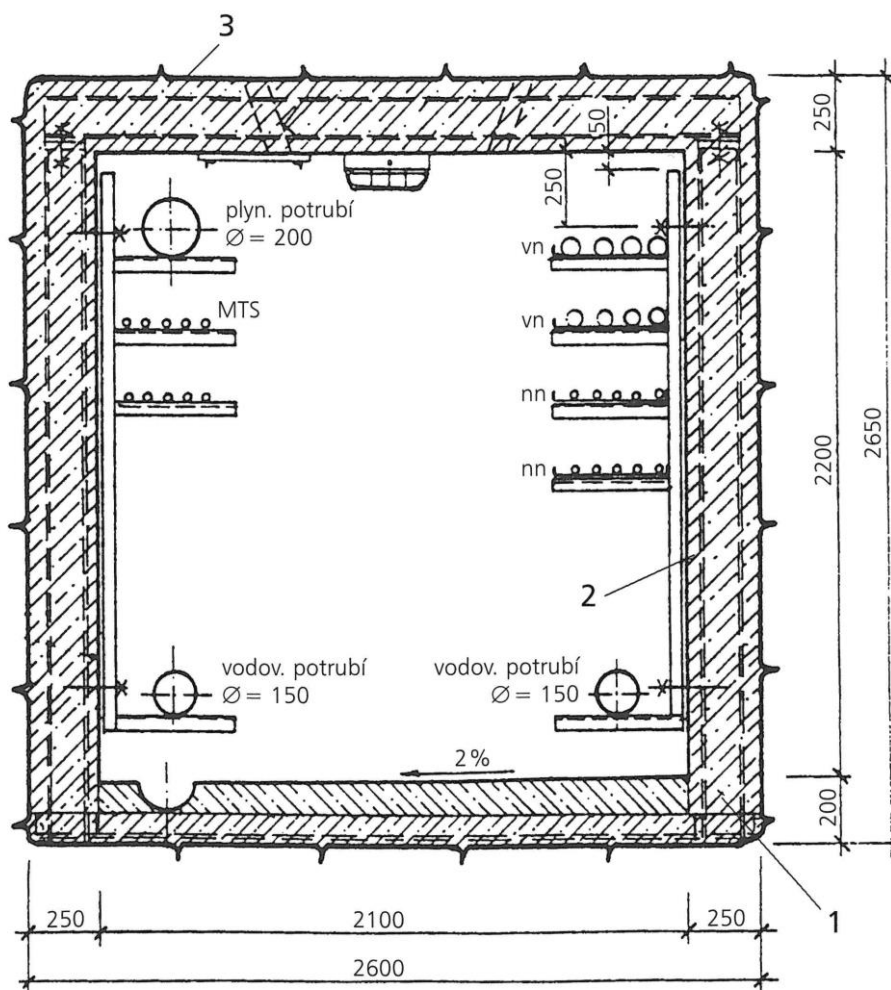
Protlačovat zemním masivem lze nejen profily kruhového tvaru, ale i pravoúhlé rámové profily. (Barták a Pruška, 2011)

Výhodou protlačování je vodotěsnost ostění, které se skládá z uzavřených dílců. Vodotěsnost může být zajištěna několika vrstvami asfaltové lepenky na jednotlivých dílcích (v místě styku dvou prvků), které po stlačení protlačovací silou spoj spolehlivě uzavřou a utěsní. (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005)

Konvenční ražení

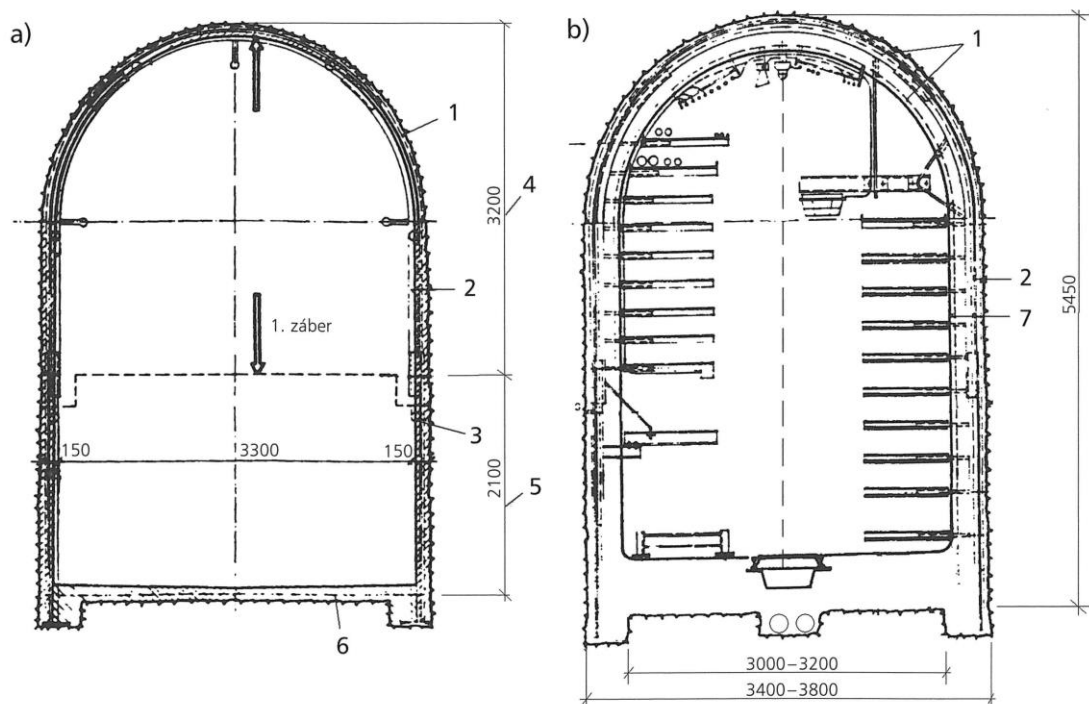
Nevýhodou technologií tunelovacích štítů (viz kap. Ražení s použitím tunelovacích strojů, pod kap. 1.2.3) a protlačování (viz kap. Protlačování, pod kap. 1.2.3) je obtížné zřizování odboček, lomů a oblouků s malými poloměry v trase vedení kolektoru. Kolektory v centrech měst se proto častěji budují konvenčními metodami, většinou bez použití trhacích prací. Průřez ostění

kolektoru je většinou tvaru podkovy s rovnými boky, může být i lichoběžníkový, kruhový nebo pravoúhlý (Obr. 1.12).



Obr. 1.12: Kolektor Bratislava - hrad, ražený s použitím trhavin,
 1 - výztužné rámy s pažením Union, 2 - monolitické betonové ostění,
 3 - vrtý o průměru 38 mm na injektáž nadvýlomů ve stropě,
 (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005)

Provizorní zajištění výrubu se skládá z ocelových oblouků, ocelových sítí a kotev v kombinaci se stříkaným betonem. Definitivní vodotěsné jednovrstvé ostění vznikne buď po dostříkání dalších vrstev betonu, nebo po vybetonování sekundárního ostění v bedně. Tuto konstrukci má většina kolektorů pod historickým centrem v Praze, Brně, Jihlavě a dalších městech České republiky (Obr. 1.13).



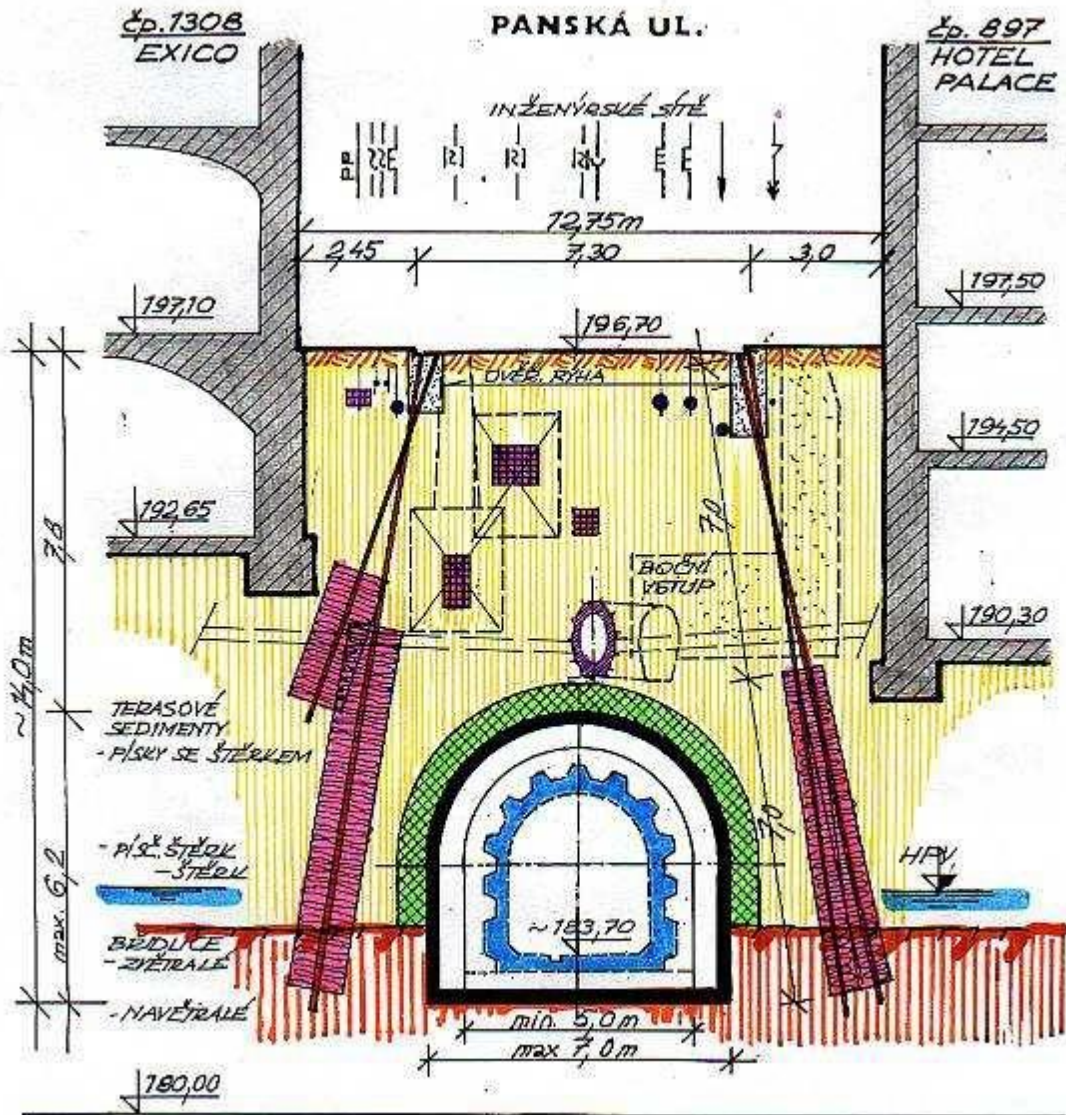
Obr. 1.13: Ražený kolektor Praha - Centrum I - ražený kolektor 2. kategorie ve skalním podloží, a) dočasné zajištění výrubu, b) definitivní výstroj,
 1 - ocelová síť, 2 - stříkaný beton tloušťky cca 100 mm,
 3 - spoj, 4 - první záběr, 5 - dobírání průřezu, 6 - beton dna,
 7 - sekundární ostění ze stříkaného betonu tloušťky 100 až 200 mm,
 (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005)

Ražba v pokryvných kvartérních sedimentech, které se nacházejí například v Praze a v Brně, je nesnadná především v oblastech husté nadzemní zástavby a četných inženýrských sítí. Je třeba používat různá opatření k zajištění stability výrubu, omezení tvorby poklesové kotliny a zajištění objektů zástavby na povrchu.

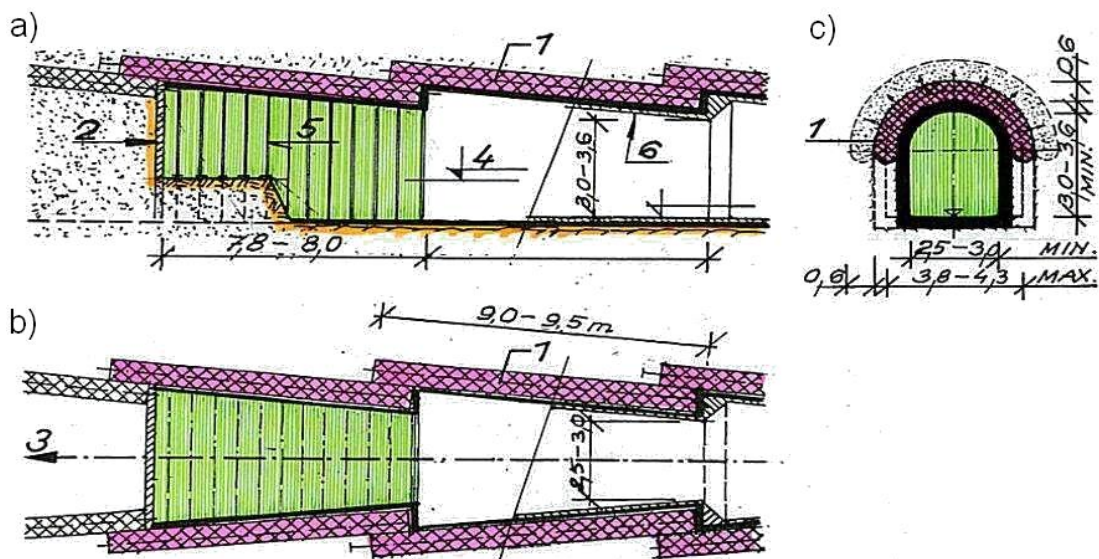
Mezi tato opatření prováděná z podzemí patří zajištění stropu a čelby - stříkaný beton, injektáže, jehlování, trysková injektáž z čelby ve tvaru deštníků (tzv. kornouty) a další. Jako další opatření lze z povrchu provádět injektáže nadloží, pokud to ovšem dovolí situace na povrchu (zástavba, provoz).

Objekty zástavby na povrchu je třeba při ražbě zajistit i pokud niveleta raženého kolektoru leží hluboko pod základovou spárou objektů na povrchu nebo pokud je trasa v blízkosti zástavby, protože je nutné uvažovat závalový úhel. Zajištění těchto objektů je předstihové opatření před ražbou, většinou

se použije trysková injektáž prováděná z povrchu. Pomocí tryskové injektáže se buď přímo podchytí základy objektů zástavby, nebo se z ní vybuduje clona předsazená před líc zástavby. Další příklady řešení kolektorů z Prahy jsou na Obr. 1.14 a Obr. 1.15.

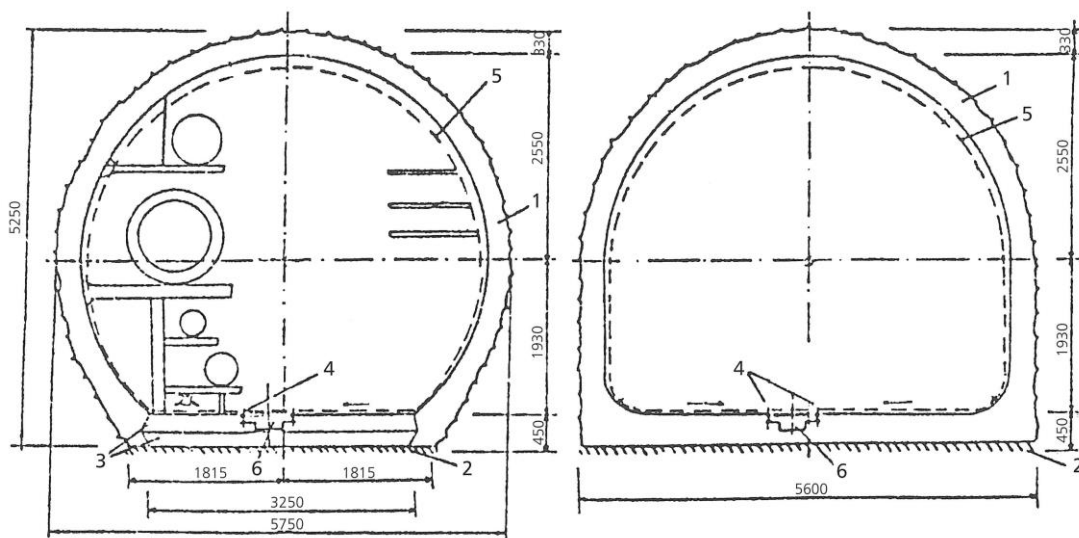


Obr. 1.14: Užití clon z tryskové injektáže k zajištění přilehlé zástavby v Praze, (Dvořák a Sochůrek, 2010)

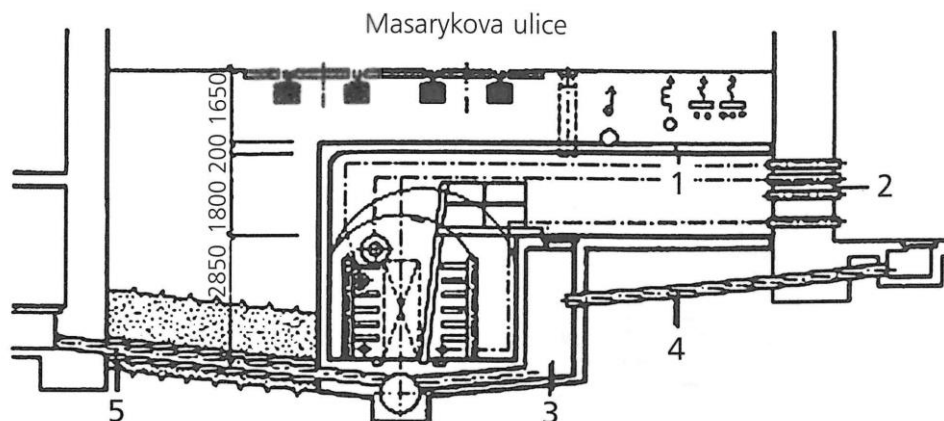


Obr. 1.15: Technologie výstavby kolektorů v centru Prahy - ražba se zajištěním nadloží tryskovou injektáží z čelby, a) podélný řez, b) půdorys, c) příčný řez, 1 - pilíře tryskové injektáže, 2 - pažení čelby, 3 - směr postupu ražby, 4 - první lávka členěného výrubu, 5 - rámy dočasné výztuže, 6 - definitivní ostění, převzato z (Dvořák a Sochůrek, 2010)

V Brně se buduje síť kolektorů pro vedení 2. řady v hloubce asi 15 až 30 m, kde se nacházejí pevné jíly. Příčný řez ostěním je na Obr. 1.16, příklad uspořádání kolektorové přípojky je na Obr. 1.17.



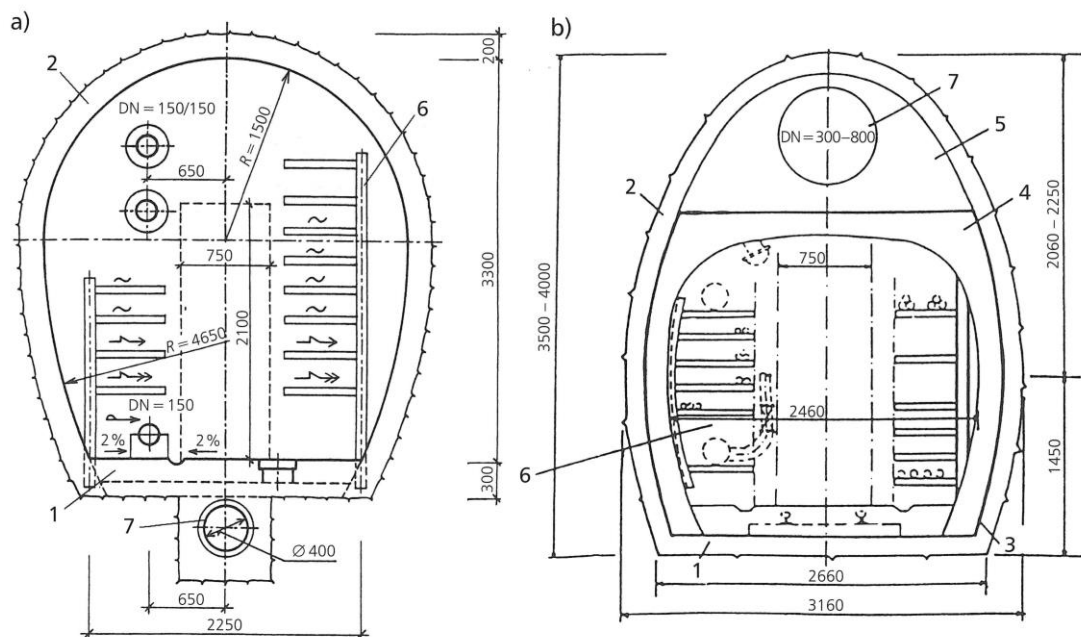
Obr. 1.16: Příčný řez raženými kolektory v Brně, 1 - vícevrstvý stříkaný beton, 2 - podloží, 3 - beton dna, 4 - úzkokolejka, 5 - minimální světlý průřez, 6 - odvodňovací příkop, převzato z (Klepsatel a Kazinota, 1990)



Obr. 1.17: Sekundární kolektory pro vedení 3. kategorie v Brně, Masarykova ulice, s dispozičním řešením kanalizace pod dnem kolektoru a s uspořádáním kolektorové přípojky,
 1 - štolá, 2 - chráničky ve vrtech, 3 - spádoviště,
 4 - vrtaná kanalizační přípojka, 5 - ražená kanalizační přípojka,
 (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005)

Průsakové a oplachové vody z kolektoru je ideální odvádět přímo do kanalizace. Výškové i směrové vedení trasy kolektoru musí být v tom případě přizpůsobeno vedení kanalizace. Toto řešení je použito u kolektorů v Brně (Obr. 1.18 a)) a v Jihlavě.

Výstavba kolektorů byla velice obtížná v historickém centru Bratislavy, protože se zde nacházelo velké množství inženýrských sítí. Proto bylo nutné kolektory razit ve větší hloubce, až pod hladinou podzemní vody. Byl zde zvolen sdružený průřez s kanalizačním potrubím umístěným v jeho horní části. Prostor kolektoru je chráněn plášťovou hydroizolací a masivním definitivním železobetonovým ostěním (Obr. 1.18 b)).



Obr. 1.18: Sdružený průřez kolektorů s kanalizačním potrubím,
 a) pod Josefskou ulicí v Brně, b) v historickém jádru Bratislavy,
 1 - beton dna, 2 - primární ostění, 3 - hydroizolace, 4 - sekundární ostění,
 5 - výplňový beton, 6 - vnitřní vybavení, 7 - kanalizace,
 (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005)

1.3 Objekty a přípojky na kolektorech

1.3.1 Druhy objektů a zásady jejich navrhování

Součástí tras kolektorů jsou následující objekty:

- vstupní a únikové šachty,
- kolektorové komory,
- montážní šachty,
- větrací šachty,
- kompenzační komory.

Vstupní a únikové šachty se budují na začátku a na konci kolektoru a každého úseku ohraničeného požárními stěnami, dále v místech, kde je přerušena průchodnost kolektoru, a kde je třeba často provádět údržbu a kontrolu. Tyto vstupy se nesmějí umísťovat na dopravní plochy. Jejich minimální rozměry jsou 0,7 × 0,9 m. Poklopy na vstupech se zevnitř otevírají bez jakýchkoli nástrojů, zvenku jsou zamykatelné.

Kolektorové komory se staví na křížení tras kolektorů a slouží k bezkoliznímu odbočování a křížení vedení. Jejich rozměr je zvolen tak, aby bylo možné odbočující nebo křížící se vedení bez problému a přehledně rozplést. Ražené komory kolektorů 2. kategorie jsou dlouhé až 30 m a plocha jejich příčného řezu je až 60 m². Dále se do komor umisťují hlavní uzávěry jednotlivých vedení, čerpadla, ventilátory a další. Jejich dispoziční řešení musí zajišťovat přístup k jednotlivým ovládacím prvkům. Komory je vhodné navrhovat i do lomů trasy kolektoru.

Montážní šachty slouží k osazování vedení do kolektorů. Jejich rozměry musí umožnit osazení roury nejdelší a s největším průměrem - pro pražské kolektory má montážní šachta rozměry 1,2 × 1,2 m. Poklopy šachet musí být zajištěny proti vstupu nepovolaných osob. Montážní šachty mohou být uspořádány i jako vstupní nebo větrací šachty.

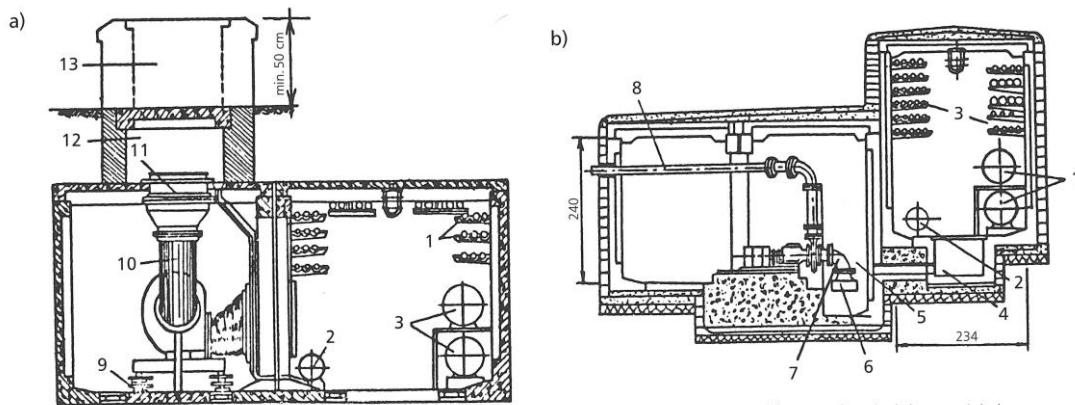
Větrací šachty přivádí čerstvý vzduch v nejnižších místech kolektoru a odvádí znečištěný vzduch v nejvyšších místech kolektoru. Ventilátor pro hnaní vzduchu se umisťuje do komory nebo mimo prostor kolektoru. V současné době se ve většině případů navrhuje přetlakové větrání.

Kompenzační komory slouží jako prostor pro kompenzaci účinků tepelné roztažnosti potrubí. Největší vliv tepelné roztažnosti je u teplovodů, pokud nejsou použity axiální kompenzátory. Jako kompenzátory slouží i lomy trasy kolektoru.

1.3.2 Konstrukce objektů na kolektorech

Konstrukce komor a šachet se odvíjí od technologie použité pro výstavbu kolektoru - v otevřených výkopech nebo ražením.

Jsou-li kolektory budovány v otevřených výkopech jako prefabrikované, nabízí se jako prefabrikované vystavět i komory (Obr. 1.19).



Obr. 1.19: Prefabrikované konstrukce kolektorových komor,
a) větrací komora, b) čerpadlová komora,

1 až 3 - vedení, 4 - sběrná šachta, 5 - čerpadlová komora, 6 - sací koš,
7 - sací potrubí, 8 - výtlačné potrubí, 9 - pružné uložení, 10 - ventilátor,
11 - ústí sacího potrubí, 12 - vstup, 13 - ústí větrací šachty,
(Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005)

V mnohem větší míře se ale komory budují jako částečně nebo zcela monolitické, protože tento typ konstrukcí se objevuje v mnoha různých tvarech. Komory s monolitickou konstrukcí se často překrývají prefabrikovanými stropními deskami.

Jsou-li kolektory budovány ražením, je výstavba komor technologicky velmi náročná. Komory se většinou budují hloubením z povrchu i v centru města, musí být ale zavedena opatření k minimalizaci vlivu na zástavbu na povrchu i na ostatní podzemní vedení. Často bohužel nemohou být respektována ochranná pásma stávajících inženýrských sítí. Komory jsou pak využívány jako startovací objekty pro ražbu kolektorů. Kvůli zástavbě na povrchu není snadné je vhodně umístit a často je kvůli nim i třeba změnit trasu kolektoru. Komory mají obdélníkový nebo kruhový půdorys o užité ploše 20 až 25 m², kladou tedy na výstavbu v zástavbě velké prostorové nároky. Ve výjimečně stísněných podmínkách se komory realizují i jako ražené.

1.3.3 Odbočky a přípojky

Vhodné napojení jednotlivých staveb i bloků budov je velmi důležité u kolektorů 3. kategorie (rozvodů), které se kvůli tomu ukládají co nejbližší k povrchu. Přípojky mohou být sdružené nebo samostatné.

Sdružené přípojky (kolektory 4. kategorie) je výhodné navrhnout při výstavbě nových sídlišť, kde se rozvodné sítě dále vedou společně v technických chodbách v suterénech staveb.

Složitější situace nastává v centech měst, kde byla kolektorizace provedena dodatečně dlouho po dokončení nadzemní zástavby. Budování přípojek v otevřených výkopech by minimalizovalo výhody plynoucí z bezvýkopových metod výstavby kolektorů. Z toho důvodu se pro převedení vedení v chráničkách do suterénů budov vyvinuly různé bezvýkopové metody. Napojení je řešeno vodorovnými nebo šikmými vrty vedoucími z kolektorových přípojek do suterénů budov. Jako rozhraní vlastnických práv (vlastník objektu × provozovatel kolektorů) je uvažováno místo napojení vedení v suterénu budovy (tzv. předávací místo). Každý objekt by měl mít vlastní přípojku. Použití bezvýkopových metod má následující nevýhody dle (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005):

- „v trase kolektoru jsou velmi stísněné podmínky pro nasazení vrtacích souprav a zabudování chrániček na osazení přípojek, což ztěžuje jejich realizaci,
- problematické je utěsnění průniků vedení přes stěnu kolektoru. Jeho stupeň závisí na náročnosti objektu a technických požadavcích na jeho provoz. U všech průniků vedení přes stěny kolektoru se musí řešit i jejich protipožární a protiplynové utěsnění.“

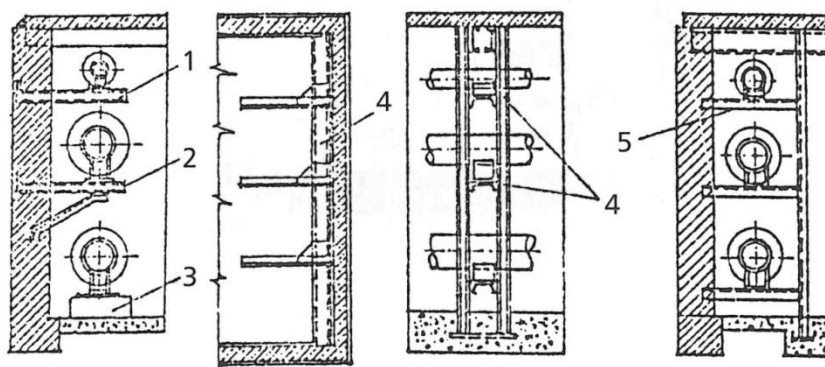
1.4 Vnitřní vybavení kolektorů

1.4.1 Stavebnětechnické úpravy

Světlý průřez kolektoru musí mít takové rozměry, aby byl zachován průchodný prostor o rozměrech alespoň 2,1 × 0,75 m. Pokud nejsou tyto rozměry zajištěny, musí být tato místa v kolektorech označena. Ostění kolektoru musí mít zvýšenou vodonepropustnost - průsak vody maximálně 50 mm a životnost 60 let. Minimální podélný sklon dna kolektoru je 0,5 %, dno musí být vyspádováno směrem k odvodňovacímu kanálku. Povrch chodníku musí být opatřen protiskluzovou úpravou.

1.4.2 Úložné konstrukce

Vedení v kolektorech jsou uložena na úložných konstrukcích, které jsou na Obr. 1.20. Při návrhu těchto konstrukcí se musí zohlednit tíha vedení, tepelná roztažnost potrubí a povolený průhyb zejména kabelových vedení. Potrubí o průměru alespoň 200 mm se ukládají na pevné a kluzné podpěry.



Obr. 1.20: Používané způsoby ukládání vedení v kolektoru,
1 - vetknutá konzola, 2 - vetknutá konzola se vzpěrou, 3 - betonový úložný blok,
4 - stojky s výložníky, 5 - vetknutý vodorovný nosník,
(Klepsatel a Kazinota, 1990)

U teplovodního potrubí se musí dbát na to, aby v místech pevných podpěr nebyla při dilatačním posunu poškozena tepelná izolace. Vzdálenost podpěr u potrubních vedení je navržena tak, aby při průhybu nevznikly protispády.

Kabelová vedení se ukládají na konzoly o vzájemné vzdálenosti 1000 mm. Pokud průřez vedení na tuto vzdálenost nevyhovuje, uloží se vedení na rošty s podpěrami vzdálenými 1500 až 2000 mm. Kabelové lavičky jsou vyrobeny z nehořlavého materiálu, který má navíc zvýšenou odolnost vůči korozi.



Obr. 1.21: Úložné konstrukce v hloubkovém kolektoru v Praze, (Pražské kolektory, 2015)

1.4.3 Vedení v kolektorech

V kolektorech se mohou nacházet následující typy vedení:

- teplovodní potrubí,
- vodovodní potrubí,
- plynovodní potrubí,
- kabelová vedení,
- stokové sítě,
- vedení potrubní pošty a tuhého domovního odpadu.

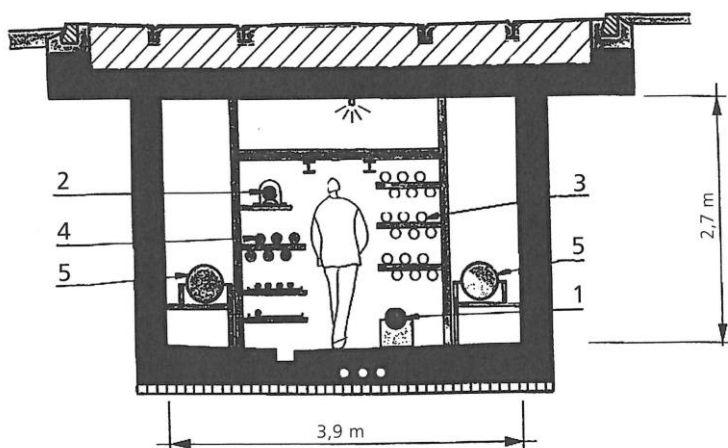
Teplovodní potrubí musí být důkladně izolováno kvůli nechtěným přenosům tepla. Z důvodu teplotní roztažnosti potrubí musí kompenzační zařízení umožnit dostatečný posun vedení v kluzných kolečkách. Uzavírací zařízení musí být umístěna u všech odboček, přípojek a uzlů, dále u odvodňovacích, odvzdušňovacích a zavzdušňovacích bodů. Tato zařízení mohou být ovládána ručně nebo servomotory.

Vodovodní potrubí je vhodné umisťovat do dolní části kolektoru. Je-li potrubí vyrobeno z kovu, musí být opatřeno tepelnou izolací. Na začátku a na konci každé sekce musí být vodovodní potrubí uzavíratelné a mělo by obsahovat i odvzdušňovací ventily.

Plynovodní potrubí v kolektorech musí být vyrobena z oceli se zaručenou svařitelností, případně z jiného schváleného nehořlavého materiálu. Ve sružených trasách mohou být ukládány pouze nízkotlaké a střednětlaké plynovody, tedy potrubí s přetlakem maximálně 400 kPa. Odbočky a přípojky plynovodu napojené na kolektor na sobě musí mít uzávěr vzdálený minimálně 2,0 m od vnější stěny kolektoru.

Kabelová vedení musejí mít pláště vyrobené z nehořlavých nebo těžce hořlavých materiálů. Ve sružených trasách lze ukládat kabely s napětím maximálně 110 kV. V kolektoru lze uložit pouze kabely vyhovující zkouškám odolnosti proti šíření plamene a ochrany před nebezpečným dotykovým napětím. Silnoproudé kabely (kabely s vysokým napětím - vn) musí být zajištěny proti pohybu přisvorkováním.

Stokové sítě není vhodné umisťovat přímo do prostoru kolektoru. Mohou být vedeny v konstrukčně odděleném prostoru ve sružené trase pod kolektorem nebo v odůvodněných případech i nad ním. Například v Curychu bylo zvoleno řešení se dvěma bočními kanalizačními sběrači (Obr. 1.22).



Obr. 1.22: Podpvrchový kolektor v Curychu - sružení hloubeného kolektoru s oboustrannou kanalizací a s přímým pojezdem stropu tramvajovou dopravou,
 1 - voda, 2 - plyn, 3 - silnoproudé kabely,
 4 - sdělovací kabely, 5 - kanalizace (DN = 400),
 (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005)

1.4.4 Provozní vybavení kolektoru

V kolektoru se nachází následující vybavení, které slouží k jeho spolehlivému a bezpečnému provozu:

- osvětlení a elektroinstalace,
- větrání (většinou nucené),
- odvodnění (okapových a drenážních vod),
- antikorozi ochrana,
- protipožární opatření,
- signalizační a zajišťovací zařízení.

Antikorozi ochranou jsou opatřena potrubí, úložné konstrukce a všechny kovové konstrukce v kolektorových komorách včetně konstrukcí plošin a mezistropů. Antikorozi ochrana zabraňuje elektrochemické a atmosférické korozi a korozi bludnými proudy. Opatření mohou korozi předcházet (preventivní) nebo ji řešit až když k ní dojde (přímá).

Signalizační a zajišťovací zařízení jsou nezbytná k zajištění spolehlivého provozu vedení a k odhalení poruch a havárií. Tato zařízení sledují výskyt plynu, nadměrnou teplotu, vlhkost ovzduší, výpadky elektrického proudu, zvýšení hladiny vody (případně zaplavení kolektoru) a uzamčení vstupů.

Bezpečnost pracovníků při obchůzkách v kolektorech je zajištěna telefonním spojením s dispečerským pracovištěm a výstražnou zvukovou signalizací.

1.4.5 Centrální dispečink

Dispečerská stanoviště svým nepřetržitým provozem slouží k řízení provozu kolektoru, jeho údržbě a opravám. Dispečink může být v případě velkého rozsahu kolektorové sítě vybaven pomocnými prostory, jako jsou dílny, sklady, garáže, sanitární prostory, byt pro pohotovostní službu a další. Musí se v něm také nacházet záchranné a technicko-bezpečnostní pomůcky jako jsou nosítka, masky a dýchací přístroje.

Provoz kolektoru se řídí podle schváleného provozního řádu. Správce kolektoru určuje podmínky pro vykonávání kontroly a údržby, kterou

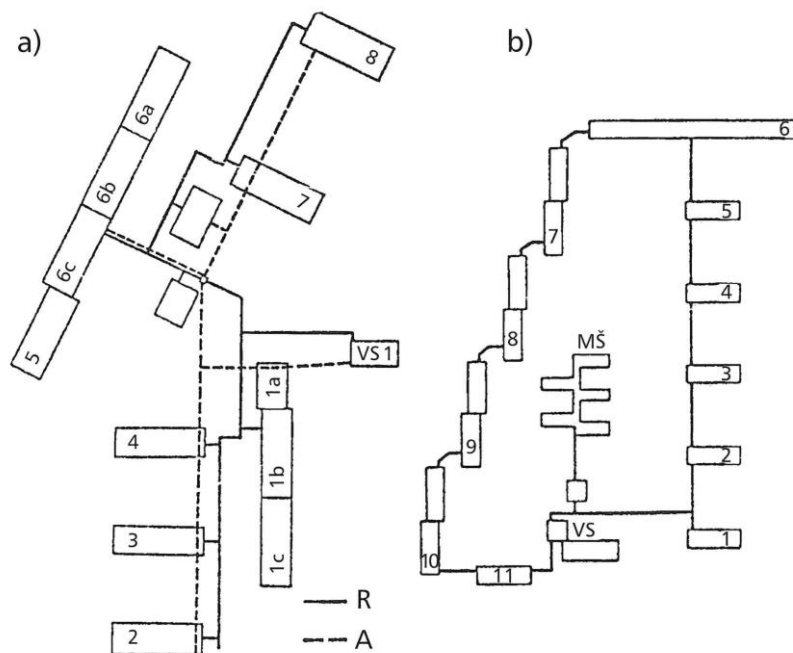
provádějí pověřené pracovníci, a pro vstup a činnost pracovníků firem, jejichž vedení se v kolektoru nachází. Také jsou dány podmínky hygieny a bezpečnosti práce a opatření a postupy v případě havárie.



Obr. 1.23: Centrální dispečink - Kolektory Praha a.s.,
(Kolektory Praha a.s. - galerie, 2017)

1.5 Technické chodby

Při výstavbě kolektorů lze využít suterény budov, což má za následek zlevnění stavby (zkrácením trasy kolektoru) a zjednodušení následného zřizování domovních přípojek. Pro správný návrh je třeba spolupráce projektanta a urbanisty při rozmisťování budov. Příklad efektivního návrhu trasy kolektoru vzhledem k poloze budov je na Obr. 1.24.



Obr. 1.24: Příklady trasování sídlištních kolektorů - a) v Aši, b) v Toužimi, 1 až 11 - napojované stavby, R - realizace, A - možná alternativa, MŠ - mateřská škola, VS - výměňiková stanice, převzato z (Klepsatel a Kazinota, 1990)

Při trasování je potřeba dodržet následující zásady dle (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005):

- „co největší koncentrace zástavby vzhledem k hlavním trasám kolektorů,
- rozsáhlé volné plochy na sídlištích - hřiště, parkoviště, parky apod. - je nutné situovat mimo trasy kolektorů,
- technické chodby lze umístit ve stavbách s takovou hloubkou založení, při které prostor vyhrazený pro technickou chodbu neznemožní efektivní využívání ostatních suterénních prostorů.“

Napojení kolektoru na technickou chodbu může být provedeno:

- přímo (při vhodném rozmístění staveb),
- pomocí přechodové šachty.

V současné době není využití technických chodeb příliš časté, protože není jednoduché sladit zájmy majitelů budov a majitelů nebo provozovatelů podzemních vedení. Správci inženýrských sítí upřednostňují bezproblémový přístup k jednotlivým vedením kvůli jejich údržbě a opravám.

2 Monitoring kolektorů

Monitoring se podle (ČSN EN 1997-1) musí použít:

- „ke kontrole platnosti předpokladů provádění, učiněných v průběhu návrhu;
- k ujištění, že konstrukce po dokončení se chová podle požadavků.“

Správně navržený a provedený geotechnický monitoring má velký vliv na celkovou výši investičních nákladů. Dle jeho výsledků může být upraven způsob zajištění výrubu a mohou být navržena opatření omezující vliv výstavby na zástavbu na povrchu. Cílem monitoringu je mimo jiné ověření předpokladů geotechnického průzkumu a navržených technických řešení, zpozorování případných rizikových stavů při výstavbě, optimalizace dalšího postupu výstavby a posouzení vlivu výstavby na okolní zástavbu a životní prostředí.

Geotechnický monitoring musí začít před začátkem stavební činnosti, aby byl zdokumentován i výchozí stav, tzv. nulový. Provádí se po celou dobu výstavby i po jejím ukončení.

V rámci monitoringu v případě tunelů (kolektorů, štol) lze použít následující metody:

- dokumentace čelby,
- měření deformací výrubu,
- měření pomocí extenzometrů, inklinometrů a kluzných deformetrů,
- měřičské kotvy,
- měření kontaktních napětí a napětí v ostění,
- měření deformací nadloží,
- hydrogeologická měření,
- sledování objektů v nadloží.

Dokumentace čelby je prováděna po každém záběru, pokud tunelovací metoda umožňuje přístup na čelbu (tedy pokud nejsou použity plnoprofilové tunelovací stroje). Do připravených formulářů se zakreslí poměry na čelbě (geologické vrstvy, tektonické poruchy, diskontinuity, přítoky

podzemní vody apod.). V současné době se pořizují digitální fotografie, lze také použít složitější systémy založené na 3D skenování.

Měření deformací výrubu (neboli konvergenční měření) probíhá v tzv. měřičských profilech, jejichž vzájemná vzdálenost závisí na kvalitě horninového nebo zeminového prostředí (většinou cca 5 až 50 m). Jeden měřičský profil obsahuje většinou 5 konvergenčních bodů, minimálně 3 body (pro malé příčné řezy - štoly, kolektory). Konvergence je změna vzdálenosti dvou protilehlých bodů na líci výrubu, která se dříve měřila pomocí konvergenčního pásma, což je ale časově náročné a nepřesné. Dnes se využívá trigonometrické měření bodů, které jsou zabudované do ostění, pomocí samostabilizovatelných přístrojů. První (tzv. nulté) měření je provedeno co nejdříve po odtěžení horniny, další měření v daném měřičském (monitorovacím) profilu se provádí v prodlužujících se intervalech.

Extenzometry, inklinometry a klouzavé deformetry (mikrometry) se používají k měření deformace nadloží pomocí vrtů provedených zevnitř podzemního díla nebo z povrchu území, pokud to dovolí výška nadloží a zástavba na povrchu. Měření se provádí tam, kde se očekávají poruchové zóny, poklesy terénu, křížení tunelů či nepříznivé účinky na objekty v okolí podzemního díla. Extenzometr slouží ke sledování pohybu masivu v ose vrtu, inklinometr ke sledování horizontálních pohybů masivu ve směru kolmém na osu vrtu a kluzný deformetr měří přesné deformace v ose vrtu.

Měřičské kotvy slouží k optimalizaci systému kotvení (rozmístění a délky kotev). Měřičské kotvy se od standartních kotev liší tím, že měří sílu v kotvě včetně časového vývoje této síly.

Měření kontaktních napětí mezi horninou a ostěním a napětí v ostění je prováděno pomocí tlakoměrných podušek nebo tenzometrů. Lze je umístit na rozhraní ostění a líce výrubu, přímo do betonu primárního ostění, na rozhraní mezi primární a sekundární ostění nebo do sekundárního ostění.

Měření deformací nadloží probíhá pomocí nivelačních měření v měřičských profilech (po cca 20 až 50 m) a na objektech nadzemní zástavby, které by mohly být ovlivněny výstavbou podzemního díla.

K deformaci horninového nebo zeminového prostředí dochází už před čelbou tunelu, je proto nutné provádět měření i několik desítek metrů před čelbou.

Mezi hydrogeologická měření patří mimo jiné měření změn hladiny podzemní vody v závislosti na čase a vzdálenosti od podzemního díla a sledování množství vody vytékající z tunelu. Tato měření jsou důležitá, protože výstavbou liniových podzemních objektů, obzvláště těch s nízkým nadložím, může dojít k ovlivnění hydrogeologických podmínek v dané oblasti.

Sledování objektů v nadloží je důležité především v případě podzemních děl budovaných v intravilánu. Pro sledování trhlin na budovách nadzemní zástavby lze použít příložné hrotové deformetry, které slouží ke sledování posunu v trhlinách. Také je lze použít ke sledování trhlin v ostění tunelu. Pro oba účely lze použít i sádrové terče. (Barták a Pruška, 2011), (Klepsatel, Mařík a Frankovský, 2005)

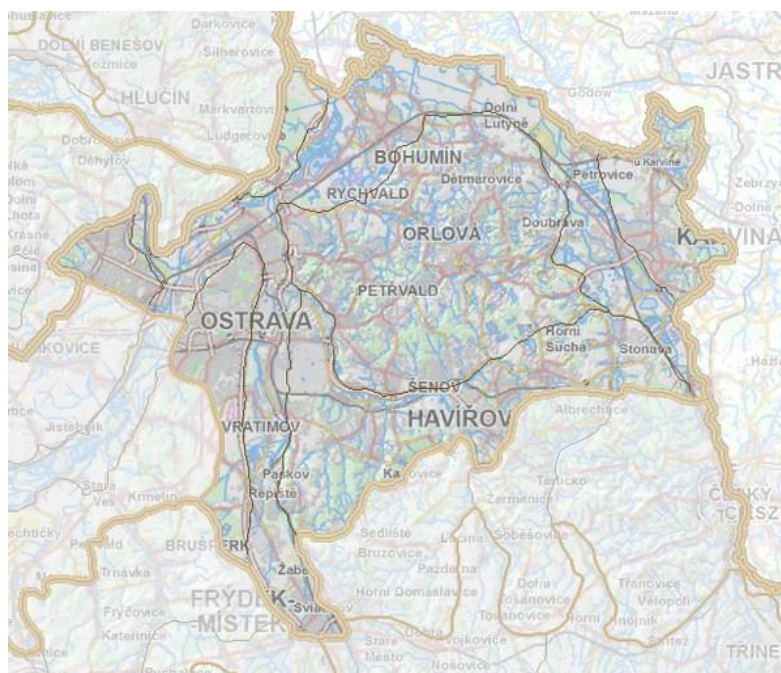
3 Geologické poměry a konstrukce kolektoru

V následujících kapitolách budou provedeny výpočty zatížení a vnitřních sil na ostění kolektoru.

Uvažovaný kolektor přejímá geologické poměry štoly kanalizačního sběrače v Karviné v Moravskoslezském kraji, kterou v roce 2005 projektovala společnost POHL cz, a.s. Geometrie ostění převzata není, protože kanalizační štola má kruhový průřez, což není pro kolektory příliš obvyklý tvar. Geometrie kolektoru je inspirována podklady od společnosti METROPROJEKT Praha a.s. (konkrétně akcí zabývajících se výstavbou kolektoru pod železnicí poblíž Nového Jičína).

3.1 Geologické poměry

Město Karviná je součástí geomorfologického celku Ostravská pánev.



Obr. 3.1: Oblast Ostravské pánve,
(Ostravská pánev, 2014)

Geomorfologické zařazení Ostravské pánve:

- ↪ Geomorfologická oblast Severní Vněkarpatské sníženiny
 - ↪ Geomorfologická subprovincie Vněkarpatské sníženiny
 - ↪ Geomorfologická provincie Západní Karpaty

Západní Karpaty se nacházejí na jihovýchodě České republiky.

Vněkarpatské sníženiny představují pruh území, který probíhá ve směru jihozápad-severovýchod od Znojma přes Brno a Přerov k Ostravě. Vněkarpatské sníženiny ohraničují Západní Karpaty z jejich severozápadní strany.

Ostravská pánev se nachází v karpatské předhlubni mezi dvěma hlavními geologickými útvary našeho území - Českým masivem a Západními Karpaty. Leží na rozhraní severní Moravy, Slezska a jižního Polska. Tvoří ji rovina až plochá pahorkatina.

Podloží pánve tvoří brunovistulikum (východní část moravosilezika, nejvýchodnější části Českého masivu), pokryv hlavně devonské a karbonské uloženiny. Pro Ostravskou pánev je velmi důležitý geologický vývoj od paleozoika (prvohor), konkrétně v karbonu, kdy zde docházelo k sedimentaci a vzniku černouhelných slojí.

Ostravské souvrství je nejpestřejší sedimentární jednotkou Českého masivu. V cyklicky se opakujících sledech se střídají mořské, přechodní (brakické) a různé kontinentální facie. V ostravském souvrství se opakuje sled hrubozrnných bazálních pískovců, prachovců (výše s kořeny uhlotvorných rostlin), uhelných slojí a jílovců s faunou sladkovodní, brakickou i mořskou.

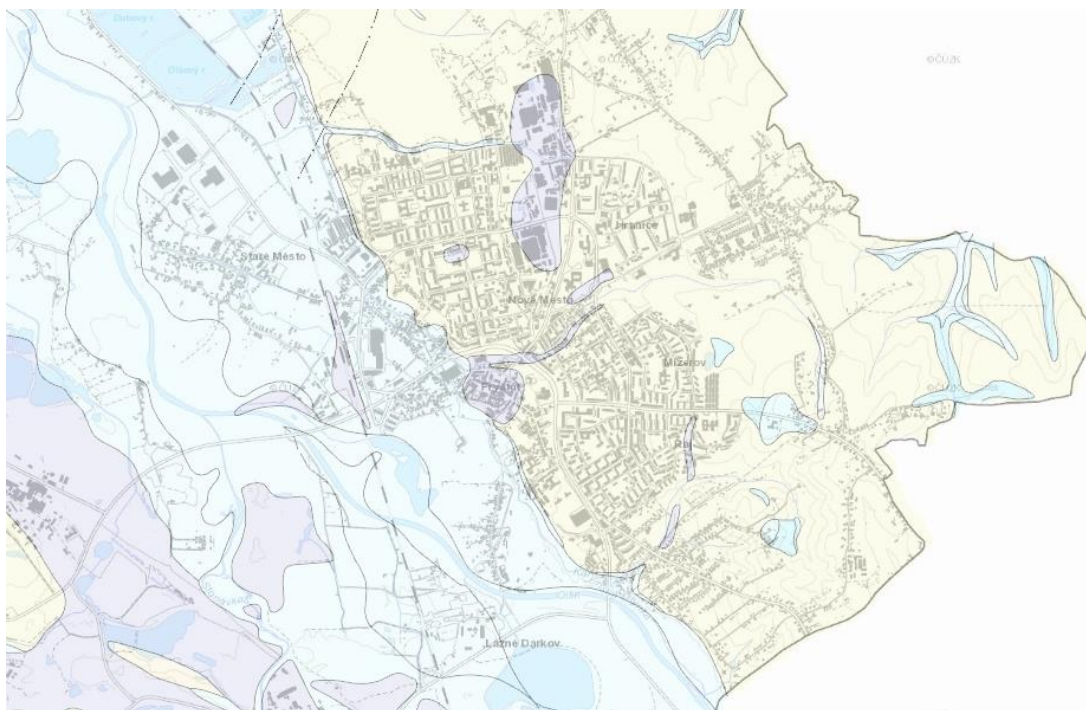
Karpatská předhlubeň byla vytvořena na hranici paleogénu a neogénu (kenozoikum) za sávské orogeneze (součást alpinského vrásnění). Po ukončení orogeneze sem proniklo moře a docházelo k ukládání písčitých a jílovitých sedimentů (místy vápnitých) až do ústupu moře v neogénu. Poté se zde ukládaly sladkovodní sedimenty. Od té doby se začínal vyvíjet dnešní reliéf. Na rozhraní neogénu a kvartéru byl již vytvořen základní morfostrukturní tvar území. Neogenní reliéf byl však odlišný od současného a je zde pohřben pod mocnými kvarténními sedimenty.

V kvartéru bylo území pod vlivem kontinentálního zalednění. V pleistocénu po ústupu posledního zalednění vznikly základní rysy povrchu terénu. Nejčastěji se vyskytujícími čtvrtohorními sedimenty jsou převážně glacifluviální štěrky a písky, glacigenní sedimenty a eolické sedimenty.

Z období holocénu jsou nejdůležitější povodňové hlíny v údolních nivách větších vodních toků.

Území je silně porušené třetihorní (kenozoikum) tektonikou, která ještě doposud doznívá. Reliéf oblasti má charakter ploché pahorkatiny s oblými hřbety. V širokých nivách řek převládají rovinné úseky lemované strmými, nepřiliš vysokými terasami s četnými prameništi.

Významnou mírou se na podobě reliéfu podílejí antropogenní tvary způsobené zejména intenzivní těžbou uhlí a následnou hospodářskou činností. Dominují především haldy vzniklé průmyslovou a těžební činností. Nepřímo vyvolaným antropogenním tvarem jsou například poklesová území, která jsou často zatopena vodou. Časté jsou také jejich závážky hlušinou. (Severní Vněkarpatské sníženiny, 2014), (Vněkarpatské sníženiny, 2014), (Ostravská pánev, 2004)



Obr. 3.2: Geologická mapa Karviné a blízkého okolí,
žlutě: sprašová hlína (kvartér); modře: sedimenty - písek, štěrk, jíl (kvartér);
fialově: navážka, halda, výsypka, odval (kvartér),
(Zobrazení geologické mapy on-line přes internet)

3.2 Parametry zemin

Parametry všech zemin, které jsou použity pro následné výpočty, uvádí Tab. 3.1.

Tab. 3.1: Parametry zemin použité pro výpočet, podle (Pohl cz, 2005)

Popis vrstvy	Hloubka [m]		Mocnost [m]	Objemová tíha γ [kN/m ³]	Modul přetvárnosti E_{def} [MPa]	Úhel vnitřního tření φ [°]	Soudržnost c_{def} [kPa]	Poissonovo číslo ν [-]	Edometrický modul E_{oed} [MPa]
	horní úroveň	dolní úroveň							
Navážka	0,00	0,50	0,50	19,5	5	24,0	10	0,35	8,0
Písčité jíly a hlíny	0,50	6,00	5,50	20,5	7	23,0	16	0,42	17,9
Prachovito-jílovité hlíny	6,00	12,85	6,85	21,0	12	23,0	16	0,40	25,7

Edometrický modul E_{oed} v Tab. 3.1 byl dopočítán podle následujícího vztahu v závislosti na modulu přetvárnosti E_{def} a Poissonově čísle ν :

$$E_{oed} = \frac{E_{def}}{1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}} \quad (3.1)$$

3.2.1 Pasivní odpor horniny

V této kapitole se vychází z publikace (Karánek, 1986).

Součinitel pasivního odporu je důležitou charakteristikou horniny či zeminy. Pasivní odpor horniny brání deformaci ostění do horniny a díky tomu lze ostění navrhovat úsporněji, než kdybychom uvažovali volnou deformaci ostění ve směru od výrubu.

Součinitel pasivního odporu se uvádí v kN/m³ a lze ho určit následujícím způsobem:

$$k = \frac{m}{m + 1} \cdot \frac{E_{def}}{r} \quad (3.2)$$

E_{def} je modul přetvárnosti horniny, m je Poissonova konstanta, r je poloměr kruhového výrubu. Poissonova konstanta m je převrácenou hodnotou Poissonova čísla ν :

$$m = \frac{1}{\nu} \quad (3.3)$$

Jednotkový koeficient pasivního odporu k_0 odpovídá kruhovému výrubu o poloměru 1 metr a lze ho určit z tabulky podle typu horniny (což je vhodné, pokud neznáme parametry horniny pro určení koeficientu k podle vzorce (3.2)). Jednotkový koeficient pasivního odporu k_0 a koeficient pasivního odporu k jsou spolu v následujícím vztahu:

$$k = \frac{k_0}{r} \quad (3.4)$$

Pokud je ostění nekruhového průřezu, tak je potřeba hodnotu poloměru r ve vzorcích (3.2) a (3.4) nahradit polovinou maximální světlé šířky průřezu.

Pokud je konstrukce ostění bez spodní klenby (ve spodní části se opírá o horninu na poměrně malé ploše), tak se koeficient pasivního odporu k' určí následovně:

$$k' = k \cdot \sqrt{\frac{F}{F_p}} \quad (3.5)$$

k je koeficient pasivního odporu, F je plocha na rubu ostění vyvolávající pasivní odpor horniny, F_p je plocha v patě ostění.

Přesně lze koeficient pasivního odporu určit pomocí měření ve výrubu podzemního díla:

$$k = \frac{E_0}{z} \quad (3.6)$$

Tloušťku pásma sníženého napětí okolo výrubu z lze změřit zkouškou in-situ, modul přetvárnosti horniny E_{def} také (např. zatěžovací zkouškou, kdy se při daném tlaku odečítá příslušná deformace).

Vlastní výpočet

Vstupní údaje (z Tab. 3.1 pro prachovito-jílovité hlíny):

- Poissonovo číslo: $\nu = 0,40$
- Modul přetvárnosti: $E_{def} = 12 \text{ MPa} = 12\,000 \text{ kPa}$

Polovina maximální světlé šířky průřezu: $r = 1,402 \text{ m}$

Nejprve se určí Poissonova konstanta m jako převrácená hodnota Poissonova čísla ν :

$$m = \frac{1}{\nu} = \frac{1}{0,40} = 2,5 \quad (3.7)$$

Koeficient pasivního odporu k pro ostění nekruhového průřezu:

$$k = \frac{m}{m+1} \cdot \frac{E_{def}}{r} = \frac{2,5}{2,5+1} \cdot \frac{12000}{1,402} \cong 6114 \text{ kN/m}^3 \quad (3.8)$$

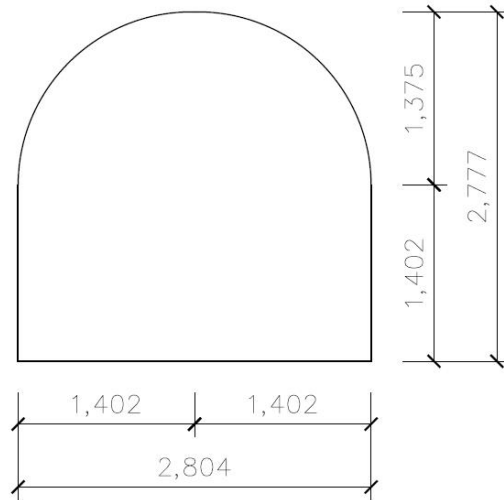
3.3 Konstrukce kolektoru

Geometrie kolektoru i konstrukce jeho ostění jsou inspirovány podklady od společnosti METROPROJEKT Praha a.s. (konkrétně akcí zabývajících se výstavbou kolektoru pod železnicí poblíž Nového Jičína).

Kolektor má příčný řez podkovovitého tvaru s rovnými boky. Základní parametry výrubu jsou:

- Šířka výrubu: 2,804 m
- Výška výrubu: 2,777 m
- Výška nadloží: 9,853 m

Tvar i rozměry příčného řezu jsou patrné z Obr. 3.3.



Obr. 3.3: Geometrie výrubu

Byla uvažována následující skladba ostění (uvedena je vlastní tíha na délku 1 m):

• Ocelová důlní výztuž	1,370 kN/m
• 2 x svařovaná síť \varnothing 6,0/150 x 150	0,061 kN/m
• <u>Stříkaný beton C20/25 tl. 100 mm</u>	<u>2,500 kN/m</u>
Celková vlastní tíha ostění	3,931 kN/m

4 Výpočet zatížení

Analytických metod pro určení tlaku horniny na podzemní konstrukce bylo ve 20. století používáno mnoho, jejich výsledky se ale výrazně lišily, protože tyto metody ve výpočtu většinou nezohledňují více vlivů. V současné době se proto tyto metody používají pouze pro předběžný návrh.

Vlastnosti masivu lze komplexně zohlednit pomocí indexových klasifikací hornin - např. indexy RMR nebo Q, které zohledňují šest různých parametrů horninového masivu, nebo index QTS, který horniny zohledňuje ještě komplexněji.

Pro předběžný návrh lze při vysokém nadloží podzemní stavby použít Protodjakonovu nebo Terzaghiho teorii, při nízkém nadloží Bierbaumerovu teorii.

V celé této kapitole se vychází z publikace (Karhánek, 1986).

4.1 Protodjakonova teorie

Tato teorie byla původně zpracována pro obdélníkový profil báňské chodby vyztužené výdřevou. Pro výpočet je třeba stanovit koeficient pevnosti horniny f_p , který lze pro pevné horniny určit následovně:

$$f_p = \frac{\sigma_{Pd}}{10}, \text{ resp. } f_p = \frac{E_0}{1000} \quad (4.1)$$

Ve vzorcích (4.1) je σ_{Pd} [MPa] krychelná pevnost horniny v prostém tlaku a E_0 [MPa] je modul přetvárnosti horniny.

Pro nesoudržné resp. sypké a vazké horniny se f_p určuje následovně:

$$f_p = \tan \varphi \quad (4.2)$$

kde φ je úhel vnitřního tření horniny.

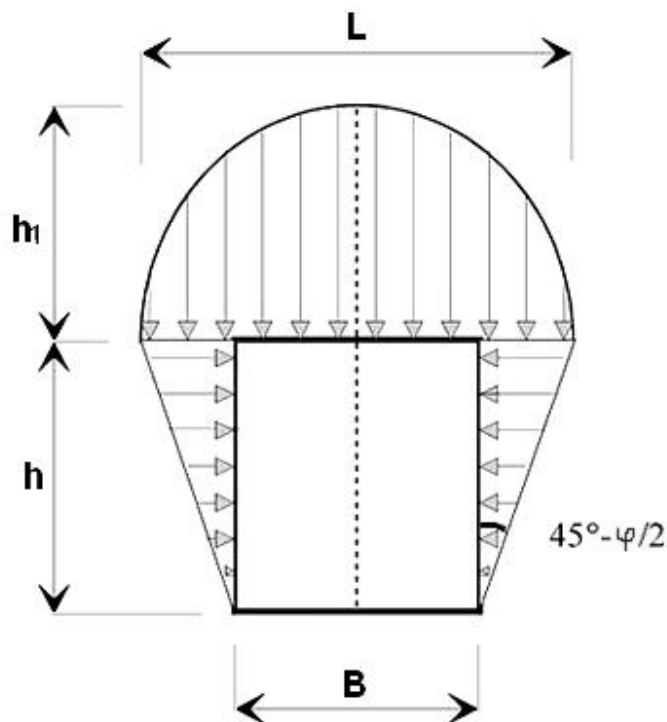
Protodjakonov také sestavil tabulku pro určení f_p podle petrografického popisu horniny. Pro určení f_p byly jinými autory odvozeny další vztahy:

$$f_p = \frac{\sigma_{Pd}}{14} \quad (4.3)$$

$$f_p = \frac{\sigma_{Pd}}{30} + \sqrt{\frac{\sigma_{Pd}}{3}} \quad (4.4)$$

kde σ_{Pd} [MPa] je krychelná pevnost horniny v prostém tlaku.

4.1.1 Rozměry horninové klenby



Obr. 4.1: Klenba podle Protodjakonova,
 B - šířka výrubu, h - výška výrubu, h_1 - výška horninové klenby, L - šířka klenby,
 převzato z (Pruška, 2000)

Horninová klenba vzniká postupným rozvolňováním horninového materiálu v okolí výrubu. U obdélníkového výrubu se nejprve rovný strop mění na klenbovitý, poté se stěny porušují a zaujímají nakloněnou polohu o sklonu $45^\circ - \varphi/2$ od svislice. Šířka horninové klenby L je potom:

$$L = B + 2 \cdot h \cdot \tan(45^\circ - \varphi/2) \quad (4.5)$$

Rozměry B a h jsou patrné z Obr. 4.1, φ je úhel vnitřního tření horniny nebo zeminy. Je-li výrub kruhového profilu, je možné uvažovat výšku výrubu jako $0,5 \cdot h$ až $0,7 \cdot h$.

Pro pevné, zdravé skalní horniny s $f_p \geq 5$ je šířka horninové klenby L rovna přímo šířce výrubu B .

Výška horninové klenby h_1 se počítá odlišně pro různé hodnoty koeficientu pevnosti horniny f_p .

4.1.2 Podmínky použitelnosti teorie

Teorii podle Protodjakonova lze použít při splnění alespoň jedné ze dvou podmínek, jinak nevzniká horninová klenba a je nutné počítat celou tíhu nadloží. První podmínka:

$$H > \frac{L}{f_p} \quad (4.6)$$

Pro praktický výpočet se uvažuje:

$$H > \frac{3 \cdot L}{f_p} \quad (4.7)$$

Respektive musí být splněno:

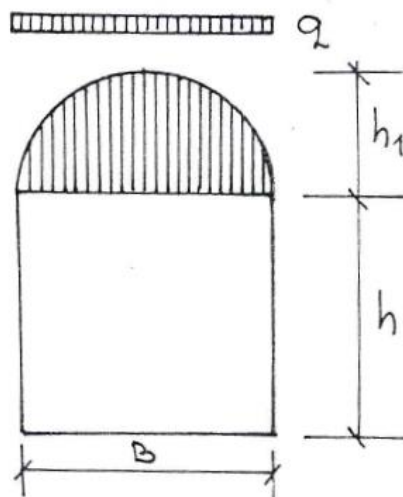
$$H \geq 2,5 \cdot L \quad (4.8)$$

Ve (4.6), (4.7) a (4.8) je H výška nadloží, L šířka klenby a f_p je koeficient pevnosti horniny. Druhá podmínka:

$$f_p \geq 0,8 \quad (4.9)$$

4.1.3 Velikost horninového tlaku

a) Pevné, zdravé skalní horniny ($f_p \geq 5$)



Obr. 4.2: Pevné, zdravé skalní horniny, (Karhánek, 1986)

Šířka horninové klenby L je v tomto případě rovna šířce výrubu B , protože hornina je schopna přenášet zatížení po stranách výrubu přímo na jeho líci.

Výška klenby je dána vztahem:

$$h_1 = \frac{B}{2 \cdot f_p} \quad (4.10)$$

kde B je šířka výrubu a f_p je koeficient pevnosti horniny.

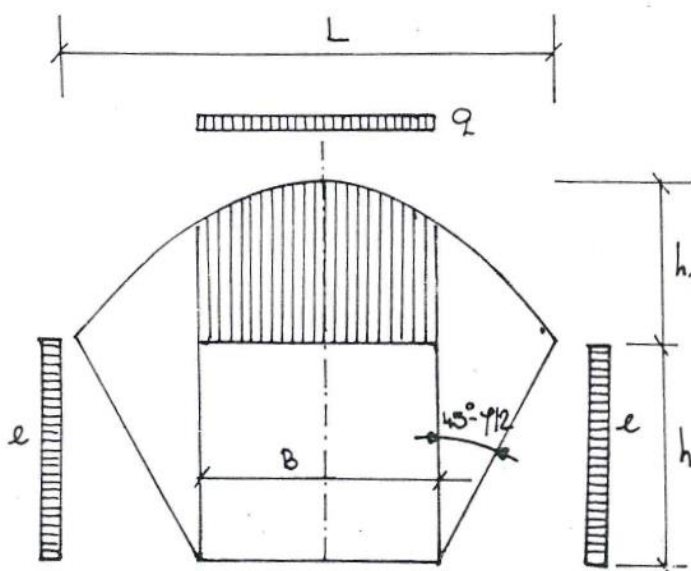
Svislý horninový tlak je uvažován jako rovnoměrné zatížení od sloupce horniny o výšce h_1 :

$$q = \gamma_h \cdot h_1 \quad (4.11)$$

γ_h je objemová tíha horniny v původním uložení.

Boční tlak se v pevných skalních horninách neuvažuje.

b) Méně pevné skalní horniny a zeminy ($5 > f_p > 2$)



Obr. 4.3: Méně pevné skalní horniny a zeminy, (Karhánek, 1986)

V tomto případě se horninová klenba po stranách opírá o horninu ležící za smykovou plochou, která má sklon $45^\circ - \varphi/2$ od svislice.

Šířka klenby je potom:

$$L = B + 2 \cdot h \cdot \tan(45^\circ - \varphi/2) \quad (4.12)$$

kde B je šířka a h výška výrubu, φ je úhel vnitřního tření horniny.

Výška horninové klenby:

$$h_1 = \frac{L}{2 \cdot f_p} \quad (4.13)$$

kde L je šířka klenby a f_p je koeficient pevnosti horniny.

Svislý tlak horniny je stejný jako u pevných skalních hornin:

$$q = \gamma_h \cdot h_1 \quad (4.14)$$

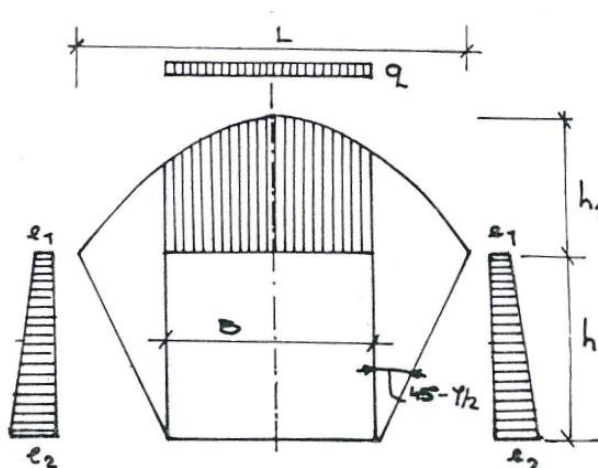
kde γ_h je objemová tíha horniny a h_1 je výška horninové klenby.

Boční tlak se uvažuje jako aktivní tlak zeminy na opěrnou zeď:

$$e = \gamma_h \cdot (h_1 + 0,5 \cdot h) \cdot (\tan(45^\circ - \varphi/2))^2 \quad (4.15)$$

kde γ_h je objemová tíha horniny, h_1 je výška horninové klenby, h je výška výrubu, φ je úhel vnitřního tření horniny.

c) Velmi stlačitelné horniny a zeminy ($f_p \leq 2$)



Obr. 4.4: Velmi stlačitelné horniny a zeminy, (Karhánek, 1986)

Šířku, výšku horninové klenby a svislý tlak horniny lze vypočítat stejně jako v předchozím případě, viz (4.12), (4.13) a (4.14).

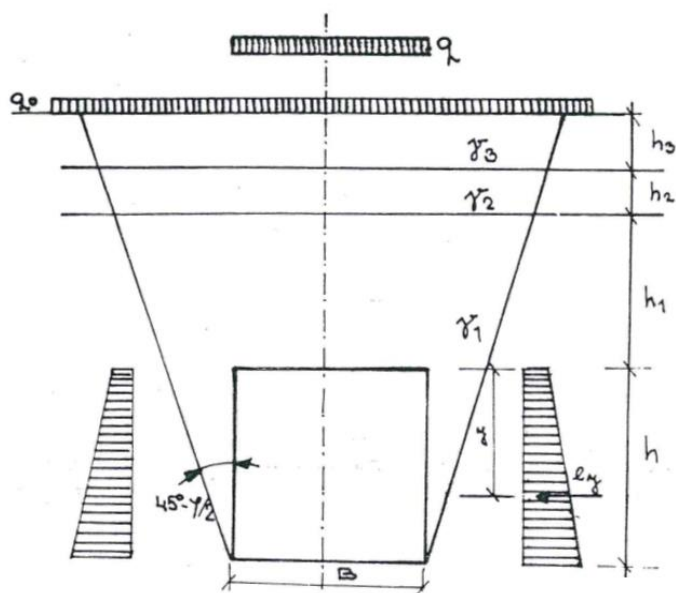
Boční tlak již nemá jako v předchozím případě lineární průběh po výšce stěny, ale lichoběžníkový. Hodnota bočního tlaku se tedy počítá jak místě kaloty (e_1), tak v místě počvy (e_2).

$$e_1 = \gamma_h \cdot h_1 \cdot (\tan(45^\circ - \varphi/2))^2 \quad (4.16)$$

$$e_2 = \gamma_h \cdot (h_1 + h) \cdot (\tan(45^\circ - \varphi/2))^2 \quad (4.17)$$

kde γ_h je objemová tíha horniny, h_1 je výška horninové klenby, h je výška výrubu, φ je úhel vnitřního tření horniny.

d) Aktivní tlak při malém nadloží



Obr. 4.5: Aktivní tlak při malém nadloží, (Karahánek, 1986)

V málo pevných horninách, nebo pokud je nadloží nižší než dvojnásobek výšky klenby h_1 (nevytvoří se přirozená horninová klenba), se svislý tlak horniny spočítá jako tíha celého sloupce horniny nad výrubem.

$$q = q_0 + \sum \gamma_i \cdot h_i \quad (4.18)$$

Kde q_0 je rovnoměrné zatížení na povrchu, γ_i je objemová tíha horniny jednotlivých vrstev, h_i je tloušťka jednotlivých vrstev horniny.

Boční tlak na stěny výrubu jako v předchozím případě roste s hloubkou. Boční tlak e_y závisí na hloubce y od stropu výrubu:

$$e_y = (q_0 + q_y) \cdot (\tan(45^\circ - \varphi/2))^2 \quad (4.19)$$

kde q_0 je rovnoměrné zatížení na povrchu, q_y je tíha horniny nad vyšetřovaným průřezem, φ je úhel vnitřního tření horniny.

4.1.4 Oprava koeficientu pevnosti f_p redukčním koeficientem a

Koeficient pevnosti Protodjakonova f_p je vhodné opravit redukčním koeficientem a , který zohledňuje rozpuštění horniny, tedy její porušení plochami nespojitosti. Rozpuštění horniny má výrazný vliv na její chování. Hodnoty koeficientu a jsou uvedeny v Tab. 4.1.

Tab. 4.1: Oprava koeficientu pevnosti Protodjakonova f_p redukčním koeficientem a , převzato z (Karhánek, 1986)

Intenzita rozpuštění	Stupeň	Redukční koeficient a
slabé až velmi slabé	0 - 1	1,00
střední	2	0,80 - 1,00
silné	3	0,50 - 0,80
velmi silné	4 - 5	0,20 - 0,50

4.1.5 Vlastní výpočet

Pro výpočet zatížení na ostění kolektoru pomocí Protodjakonovy teorie je potřeba znát pouze základní geometrii a některé parametry zeminy v místě výrubu (prachovito-jílovité hlíny):

- šířka výrubu: $B = 2,804$ m,
- výška výrubu: $h = 2,777$ m,
- výška nadloží: $H = 9,853$ m,
- úhel vnitřního tření zeminy: $\varphi = 23^\circ$,
- objemová tíha zeminy: $\gamma_h = 21$ kN/m³.

Prvním krokem výpočtu je určení koeficientu pevnosti horniny f_p . Protodjakonov při výpočtu f_p rozlišuje pevné horniny a nesoudržné resp.

sypké a vazké horniny. Pro druhou ze zmíněných skupin platí následující vzorec (viz (4.2)):

$$f_p = \tan \varphi \quad (4.20)$$

$$f_p = \tan 23^\circ = 0,43 \quad (4.21)$$

Koeficient pevnosti horniny lze také určit z tabulky, kterou Protodjakonov pro tento účel sestavil. Podle objemové hmotnosti $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ lze zeminu zařadit do skupiny VII (měkké horniny), které odpovídá $f_p = 1,0$. Podle úhlu vnitřního tření $\varphi = 23^\circ$ zemina patří do skupin IX až X (sypké až rozbahněné zeminy), odpovídající $f_p = 0,46$. Pro účely diplomové práce bude pro následující výpočet uvažováno $f_p = 0,8$, což je omezující podmínka pro použití Protodjakonovy teorie (jinak nenastane klenbový efekt).

Šířku horninové klenby lze určit podle vzorce (4.5):

$$L = B + 2 \cdot h \cdot \tan(45^\circ - \varphi/2) \quad (4.22)$$

$$L = 2,804 + 2 \cdot 2,777 \cdot \tan(45^\circ - 23^\circ/2) \quad (4.23)$$

$$L = 6,480 \text{ m} \quad (4.24)$$

Dále je nutné ověřit dvě podmínky použitelnosti Protodjakonovy teorie:

$$H > \frac{L}{f_p} \quad (4.25)$$

$$9,853 > \frac{6,480}{0,8} \quad (4.26)$$

$$9,853 > 8,100 \quad (4.27)$$

Podmínka je splněna.

$$f_p \geq 0,8 \quad (4.28)$$

Pro zvolené $f_p = 0,8$ je podmínka splněna.

Podle hodnoty f_p lze zeminu okolo výrubu zařadit do skupiny „velmi stlačitelné horniny a zeminy ($f_p \leq 2$)“, pro kterou platí dále uvedené vztahy.

Výška horninové klenby, podle (4.13):

$$h_1 = \frac{L}{2 \cdot f_p} \quad (4.29)$$

$$h_1 = \frac{6,480}{2 \cdot 0,8} \quad (4.30)$$

$$h_1 = 4,050 \text{ m} \quad (4.31)$$

Svislý tlak horniny, podle (4.14):

$$q = \gamma_h \cdot h_1 \quad (4.32)$$

$$q = 21 \cdot 4,050 \quad (4.33)$$

$$q = 85,050 \text{ kN/m}^2 \quad (4.34)$$

Boční tlak horniny v místě kaloty, podle (4.16):

$$e_1 = \gamma_h \cdot h_1 \cdot (\tan(45^\circ - \varphi/2))^2 \quad (4.35)$$

$$e_1 = 21 \cdot 4,050 \cdot (\tan(45^\circ - 23/2))^2 \quad (4.36)$$

$$e_1 = 37,260 \text{ kN/m}^2 \quad (4.37)$$

Boční tlak horniny v místě počvy, podle (4.17):

$$e_2 = \gamma_h \cdot (h_1 + h) \cdot (\tan(45^\circ - \varphi/2))^2 \quad (4.38)$$

$$e_2 = 21 \cdot (4,050 + 2,777) \cdot (\tan(45^\circ - 23/2))^2 \quad (4.39)$$

$$e_2 = 62,808 \text{ kN/m}^2 \quad (4.40)$$

4.2 Teorie Terzaghiho

4.2.1 Stanovení horninového tlaku při velkém nadloží

Terzaghiho teorie stanovení horninového tlaku při velkém nadloží vychází ze stejné geometrické představy o tvaru rozvolněné části horninového masivu v okolí výrubu jako Protodjakonova teorie (viz kap. 4.1). V pevnějších skalních horninách je šířka rozvolněné oblasti rovna šířce výrubu B , protože se rozvolňuje pouze hornina nad výrubem. V méně pevných horninách je tato šířka rovna součtu šířky (B) a výšky (H_t) výrubu, protože se rozvolňují i stěny výrubu v předpokládaném sklonu přibližně 2 : 1 (Obr. 4.6). Výška rozvolněné oblasti H_p , která přímo zatěžuje strop výrubu, je v obou případech stanovena podle následující tabulky:

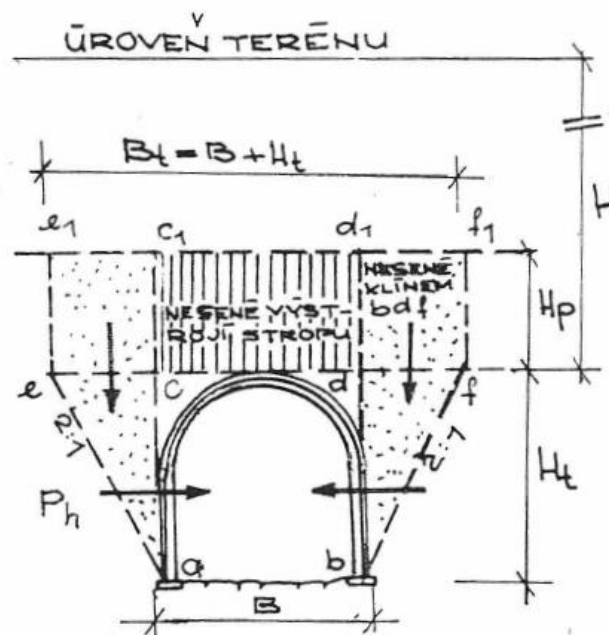
Tab. 4.2: Klasifikace hornin podle K. Terzaghiho,
převzato z (Karhánek, 1986)

Druh horniny	Zatěžovací výška H_p [m]	Poznámka
1. Tvrdá a neporušená	0	Lehké ostění jen při výskytu nebezpečí odlupování a padání drobného kameniva
2. Tvrdá vrstevnatá nebo břidličnatá	0 až $0,5 \cdot B$	Lehká ochranná provizorní výstroj stropu
3. Masivní, mírně rozpukaná	0 až $0,25 \cdot B$	Zatížení stropu se může náhle měnit od jedné ke druhé puklině
4. Mírně drobivá	$0,25$ až $0,35 \cdot (B+H_t)$	Žádný boční tlak
5. Značně drobivá	$0,35$ až $1,10 \cdot (B+H_t)$	Nepatrný nebo žádný boční tlak
6. Celkem rozdrčená, ale chemicky čistá	$1,10 \cdot (B+H_t)$	Značný boční tlak zvyšovaný prosakující vodou. Vyžaduje kruhové skruže rozepřené v patkách
7. Stlačitelná - střední hloubka	$1,10$ až $2,10 \cdot (B+H_t)$	Velký boční tlak, kruhové skruže, definitivní klenba s tuhými ocelovými vložkami
8. Stlačitelná - velká hloubka	$2,10$ až $4,50 \cdot (B+H_t)$	
9. Bobtnavé	nad $4,50 \cdot (B+H_t)$	Požadují se kruhové skruže. V krajních případech pružné nosníky nebo provizorní výstroj

Hodnoty uvedené v Tab. 4.2 jsou platné při splnění podmínky minimální výšky nadloží:

$$H \geq 1,5 \cdot (B + H_t) \quad (4.41)$$

kde B je šířka a H_t výška výrubu.



Obr. 4.6: Terzaghi - zatěžovací schéma pro skupiny 4-6, (Karhánek, 1986)

Na Obr. 4.6 je zatěžovací schéma výrubu pro horniny skupin 4 až 6 podle Tab. 4.2. Boční tlak zde vzniká jako aktivní zemní tlak klínů zeminy, které jsou reprezentovány body a, c, e a b, d, f . Tyto klíny jsou shora přitíženy tělesy, která jsou reprezentována body e, c, c_1, e_1 a f, d, d_1, f_1 . Tento boční tlak P_h lze určit podle teorie tlaků sypkých hmot, která uvádí následující vzorec:

$$P_h \cong 0,3 \cdot \gamma_h \cdot (0,5 \cdot H_t + H_p) \quad (4.42)$$

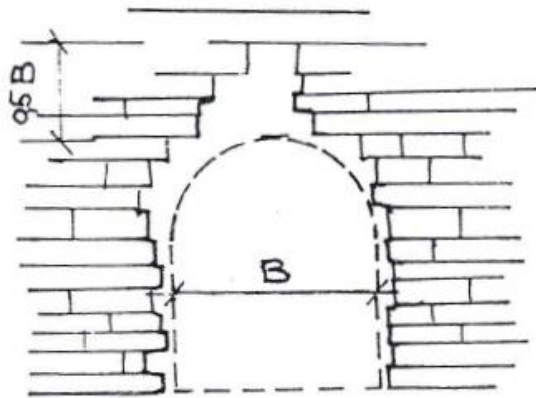
kde γ_h je objemová tíha horniny, H_t je výška výrubu a H_p je výška rozvolněné oblasti nad výrubem.

Svislý tlak je dán tíhou tělesa reprezentovaného body c, d, c_1, d_1 .

Zatěžovací schémata výrubů pro horniny skupin 2 až 4 z Tab. 4.2:

Schéma a)

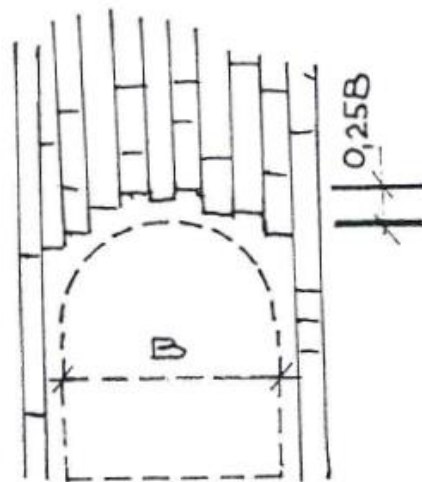
- horniny s vodorovnou vrstevnatostí
- výška rozvolněné oblasti nad nezajištěným výrubem závisí na tloušťce vrstev a vzájemné vzdálenosti svislých puklin
- $H_{p,max} = 0,5 \cdot B$ (maximální výška rozvolnění)



Obr. 4.7: Terzaghi - zatěžovací schéma a),
(Karhánek, 1986)

Schéma b)

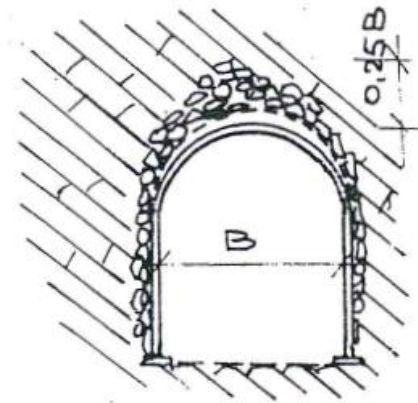
- horniny se svislou vrstevnatostí
- $H_{p,max} = 0,25 \cdot B$



Obr. 4.8: Terzaghi - zatěžovací schéma b),
(Karhánek, 1986)

Schéma c)

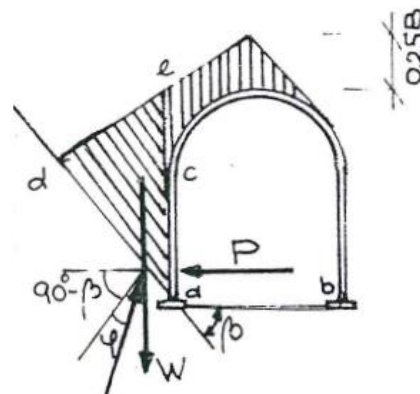
- vrstvy horniny mají strmý sklon
- hornina má tendenci vytvořit nadvylom dle schématu d)
- $H_{p,max} = 0,25 \cdot B$



Obr. 4.9: Terzaghi - zatěžovací schéma c),
(Karhánek, 1986)

Schéma d)

- předpokládá se usmyknutí horninového klínu $a-e-d$ (Obr. 4.10) po ploše $a-d$ a tím vyvození tlaku na stěnu výrubu
- úhel vnitřního tření horniny φ závisí na drsnosti ploch vrstevnatosti a na hydrostatickém tlaku vody, která prosakuje podél smykové plochy $a-d$
- doporučená hodnota φ je dle Terzaghiho 25° pro spáry bez výplně (ve vrstevnatých horninách s jílovitou nebo břidličnatou výplní spar může φ klesnout až na 15°)
- $H_{p,max} = 0,25 \cdot B$



Obr. 4.10: Terzaghi - zatěžovací schéma d),
(Karhánek, 1986)

Terzaghi ve své teorii uvažuje po vystrojení výrubu nárůst horninového tlaku o dalších 15 % a to bez ohledu na počáteční zatěžovací výšku H_p .

$$H_{p,mez} = 1,15 \cdot H_p \quad (4.43)$$

4.2.2 Stanovení horninového tlaku při malém nadloží

Pokud má výška nadloží následující hodnotu, na výstroj výrubu působí tíha celého nadloží:

$$H_p < 1,5 \cdot (B + H_t) \quad (4.44)$$

kde B je šířka a H_t výška výrubu.

Svislý horninový tlak podle Terzaghiho:

$$p_i = \frac{\gamma \cdot b_1}{\tan \varphi} \cdot \left(1 - e^{-\frac{H}{b_1} \tan \varphi}\right) \quad (4.45)$$

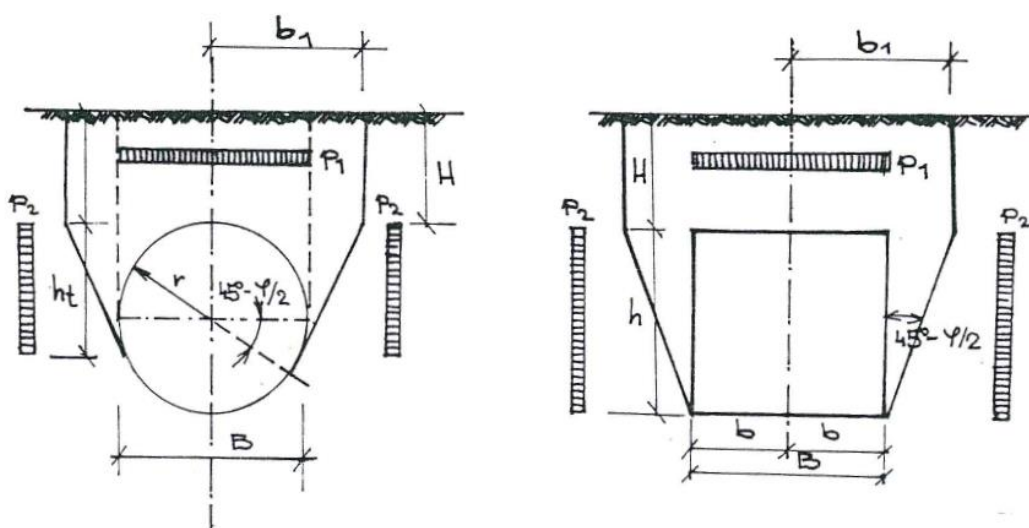
Kde pro kruhový výrub:

$$b_1 = r \cdot \left[\tan(45^\circ - \varphi/2) + \frac{1}{\cos(45^\circ - \varphi/2)} \right] \quad (4.46)$$

Pro obdélníkový výrub:

$$b_1 = b + h \cdot \tan(45^\circ - \varphi/2) \quad (4.47)$$

Symbole uvedené ve vzorcích (4.45), (4.46) a (4.47) jsou patrné z Obr. 4.11, γ je objemová tíha horniny a φ je úhel vnitřního tření horniny.



Obr. 4.11: Terzaghi - kruhový a obdélníkový výrub, (Karánek, 1986)

Pro soudržné zeminy se soudržností c je svislý horninový tlak:

$$p_1 = \frac{\gamma \cdot b_1 - c}{\tan \varphi} \cdot \left(1 - e^{-\frac{H}{b_1} \tan \varphi} \right) \quad (4.48)$$

kde symboly mají stejný význam jako ve (4.45).

Velikost bočního tlaku závisí na způsobu deformace výstroje výrubu. Při deformaci pootočením okolo paty se předpokládá trojúhelníkové rozdělení tlaku, pro výpočet se zjednodušeně uvažuje rovnoměrné rozdělení tlaku o velikosti p_2 .

$$p_2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h \cdot (\tan(45^\circ - \varphi/2))^2 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot p_1}{\gamma \cdot h} \right) \quad (4.49)$$

kde γ je objemová tíha horniny, h je výška obdélníkového výrubu, φ je úhel vnitřního tření horniny, p_1 je svislý horninový tlak.

Pro kruhový průřez výrubu navíc platí:

$$h = h_t = r \cdot [1 + \sin(45^\circ - \varphi/2)] \quad (4.50)$$

kde r je poloměr kruhového výrubu, φ je úhel vnitřního tření horniny.

4.2.3 Vlastní výpočet

Pro výpočet zatížení na ostění kolektoru pomocí Terzaghiho teorie je potřeba znát základní geometrii výrubu a objemovou tíhu zeminy v místě výrubu (prachovito-jílovité hlíny):

- šířka výrubu: $B = 2,804$ m,
- výška výrubu: $H_t = 2,777$ m,
- výška nadloží: $H = 9,853$ m,
- objemová tíha zeminy: $\gamma_h = 21$ kN/m³.

Nejprve je potřeba určit, zda se podle Terzaghiho jedná o vysoké nebo nízké nadloží. Pro vysoké nadloží platí (viz (4.41)):

$$H \geq 1,5 \cdot (B + H_t) \quad (4.51)$$

$$9,853 \geq 1,5 \cdot (2,804 + 2,777) \quad (4.52)$$

$$9,853 \text{ m} \geq 8,372 \text{ m} \quad (4.53)$$

Podmínka je splněna, jedná se tedy o vysoké nadloží.

Podle Tab. 4.2 lze horninu okolo výrubu zařadit do skupiny č. 7 (příp. č. 6), pro kterou je výška rozvolněné oblasti nad výrubem H_p rovna:

$$H_p = (1,10 \sim 2,10) \cdot (B + H_t) \quad (4.54)$$

$$H_p = (1,10 \sim 2,10) \cdot (2,804 + 2,777) \quad (4.55)$$

$$H_p = (6,139 \sim 11,720) \text{ m} \quad (4.56)$$

Průměrná hodnota je:

$$H_p = 8,930 \text{ m} \quad (4.57)$$

Protože se nejedná o pevné skalní horniny, je šířka rozvolněné oblasti B_t nad výrubem rovna:

$$B_t = B + H_t \quad (4.58)$$

$$B_t = 2,804 + 2,777 \quad (4.59)$$

$$B_t = 5,581 \text{ m} \quad (4.60)$$

Svislý tlak je pro skupinu č. 6 z Tab. 4.2 dán tíhou tělesa o výšce H_p :

$$P_v = \gamma_h \cdot H_p \quad (4.61)$$

$$P_v = 21 \cdot 8,930 \quad (4.62)$$

$$P_v = 187,530 \text{ kN/m}^2 \quad (4.63)$$

Boční tlak P_h lze pro skupinu č. 6 z Tab. 4.2 určit podle (4.42):

$$P_h \cong 0,3 \cdot \gamma_h \cdot (0,5 \cdot H_t + H_p) \quad (4.64)$$

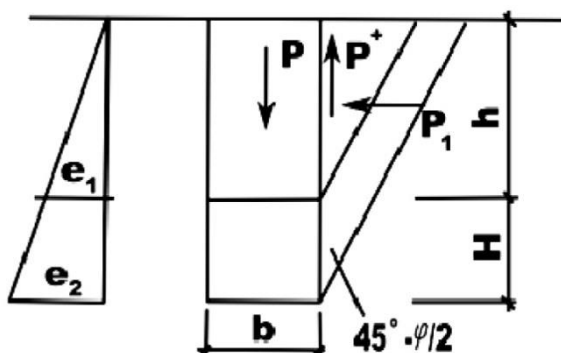
$$P_h \cong 0,3 \cdot 21 \cdot (0,5 \cdot 2,777 + 8,930) \quad (4.65)$$

$$P_h \cong 65,007 \text{ kN/m}^2 \quad (4.66)$$

4.3 Teorie Bierbaumera

4.3.1 Stanovení horninového tlaku

Bierbaumerova teorie slouží ke stanovení horninového tlaku při malém nadloží. Tato teorie předpokládá, že při provádění výrubu s malým nadložím se může vzniklý pokles stropu výrubu rozšířit až k povrchu terénu. Při tomto poklesu se vytvoří dvě smykové plochy v prodloužení stěn výrubu směrem k povrchu. Nadloží nad výrubem je zaklíněno mezi klíny aktivního zemního tlaku, čímž vzniká na smykových plochách nad výrubem tření P^+ . Toto tření snižuje tíhu nadloží, která působí na výrub.



Obr. 4.12: Zatížení podle Bierbaumera, (Barták a Pruška, 2011)

Redukovaná tíha nadloží:

$$Q = P - 2 \cdot P^+ \quad (4.67)$$

kde P je plná tíha nadloží:

$$P = \gamma \cdot h \cdot b \quad (4.68)$$

kde γ je objemová tíha zeminy nebo horniny, h je výška nadloží a b je šířka výrubu.

Tření na smykové ploše P^+ :

$$P^+ = P_1 \cdot \tan \varphi \quad (4.69)$$

$$P_1 = 1/2 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot (\tan(45^\circ - \varphi/2))^2 \quad (4.70)$$

kde γ je objemová tíha zeminy nebo horniny, h je výška nadloží, φ je úhel vnitřního tření horniny.

Svislé zatížení působící na ostění podzemní stavby lze po dosazení a úpravě vyjádřit následovně:

$$Q = \gamma \cdot h \cdot b \cdot \left[1 - \frac{h}{b} \cdot (\tan(45^\circ - \varphi/2))^2 \cdot \tan \varphi \right] \quad (4.71)$$

kde γ je objemová tíha zeminy nebo horniny, h je výška nadloží, b je šířka výrubu, φ je úhel vnitřního tření horniny.

Pokud je zatížení $Q = 0$, dojde k vytvoření horninové klenby. Po úpravě lze určit výšku nadloží h , při které klenba vznikne:

$$h = \frac{b}{(\tan(45^\circ - \varphi/2))^2 \cdot \tan \varphi} \quad (4.72)$$

kde b je šířka výrubu a φ je úhel vnitřního tření horniny.

Boční tlak působící na stěny výrubu se stanoví jako aktivní zemní tlak:

$$e_1 = \gamma \cdot h \cdot (\tan(45^\circ - \varphi/2))^2 \quad (4.73)$$

$$e_2 = \gamma \cdot (h + H) \cdot (\tan(45^\circ - \varphi/2))^2 \quad (4.74)$$

kde γ je objemová tíha zeminy nebo horniny, h je výška nadloží, H je výška výrubu, φ je úhel vnitřního tření horniny.

4.3.2 Vlastní výpočet

Pro výpočet zatížení na ostění kolektoru pomocí Bierbaumerovy teorie je potřeba znát základní geometrii výrubu a některé parametry zeminy v místě výrubu (prachovito-jílovité hlíny):

- šířka výrubu: $b = 2,804$ m,
- výška výrubu: $H = 2,777$ m,
- výška nadloží: $h = 9,853$ m,
- úhel vnitřního tření zeminy: $\varphi = 23^\circ$,
- objemová tíha zeminy: $\gamma = 21$ kN/m³.

Svislé zatížení působící na ostění podzemní stavby lze podle (4.71) určit následovně:

$$Q = \gamma \cdot h \cdot b \cdot \left[1 - \frac{h}{b} \cdot (\tan(45^\circ - \varphi/2))^2 \cdot \tan \varphi \right] \quad (4.75)$$

$$Q = 21 \cdot 9,853 \cdot 2,804 \cdot \left[1 - \frac{9,853}{2,804} \cdot (\tan(45^\circ - 23^\circ/2))^2 \cdot \tan 23^\circ \right] \quad (4.76)$$

$$Q = 201,066 \text{ kN/m} \quad (4.77)$$

Podle Bierbaumera vznikne horninová klenba až při určité výšce nadloží (viz (4.72)):

$$h = \frac{b}{(\tan(45^\circ - \varphi/2))^2 \cdot \tan \varphi} \quad (4.78)$$

$$h = \frac{2,804}{(\tan(45^\circ - 23^\circ/2))^2 \cdot \tan 23^\circ} \quad (4.79)$$

$$h = 15,079 \text{ m} \quad (4.80)$$

Tato hodnota výšky nadloží je tedy omezující podmínkou použití Bierbaumerovy teorie. Pro danou výšku nadloží 9,853 m horninová klenba nevzniká a lze tuto teorii pro výpočet použít.

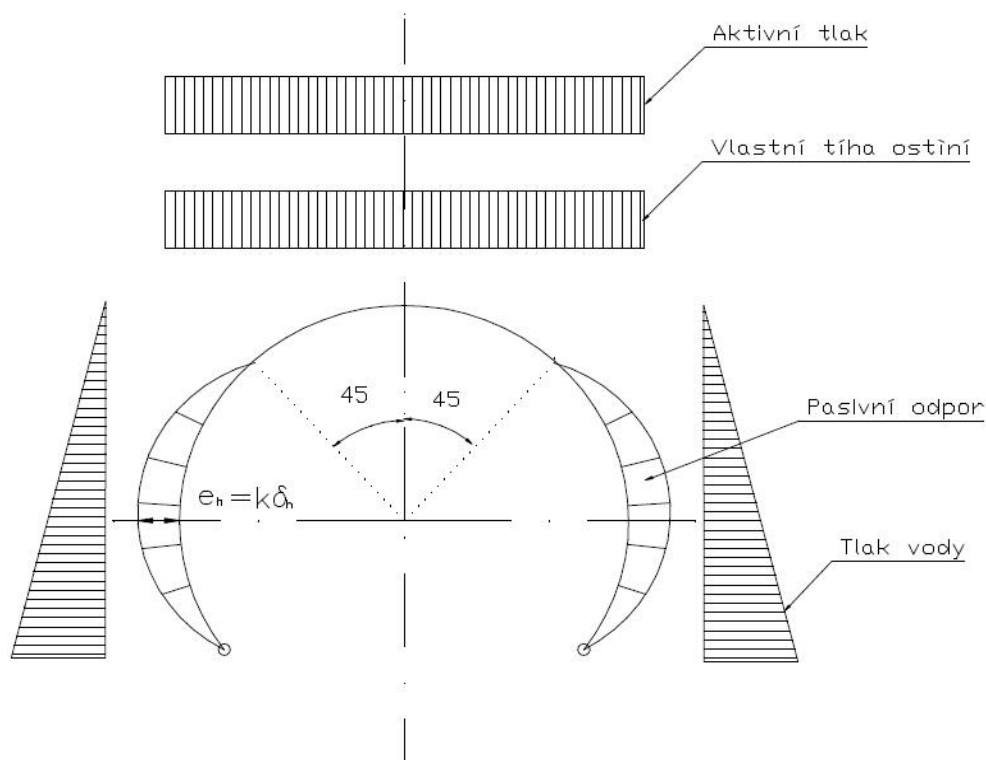
5 Výpočet vnitřních sil metodou Zurabova - Bugajevové

Metoda Zurabova - Bugajevové slouží ke stanovení vnitřních sil na pružném ostění. Platí pro pružné obezdívky menšího průměru. Autoři sestavili tabulky, podle kterých lze spočítat vnitřní síly na ostění. Tyto tabulky existují ve třech variantách pro následující typy ostění: podkovovitý tvar s oblými boky, podkovovitý tvar s rovnými boky a kruhový tvar.

V této kapitole se vychází z publikace (Barták a Pruška, 2011).

5.1 Řešení tunelového ostění podkovovitého tvaru

Ostění podkovovitého tvaru je vhodné uvažovat jako oblouk v patkách pružně vetknutý (případně kloubově uložený) do horniny. Průběh křivky pasivních odporů autoři navrhli podle řešení přesnými metodami ve tvaru kvadratické paraboly, která má nulové body ve vetknutí a pod úhlem 45° od svislé osy od vrcholu klenby (Obr. 5.1). Deformacím ostění brání především pasivní odpor horniny za rubem ostění a jeho vliv pod patkami opěr je tedy malý. Ostění se chová jako dvoukloubový oblouk. Při výpočtu pasivního odporu se jeho průběh předpokládá v předurčeném tvaru kvadratické paraboly.

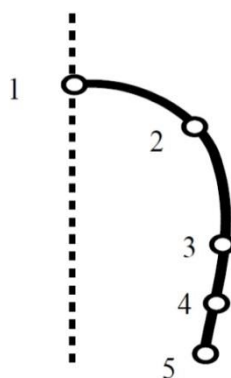


Obr. 5.1: Statické schéma tunelového ostění pro podkovovitý výrub, (Barták a Pruška, 2011)

Tabulky pro podkovovitá ostění (s rovnými i oblými boky) obsahují rovnice pro ohybový moment a osovou sílu a zohledňují následující typy zatížení, které lze libovolně kombinovat:

- zatížení vlastní tíhou ostění,
- zatížení svislým tlakem horniny,
- zatížení bočním tlakem horniny,
- zatížení pružným odporem horniny,
- zatížení třením,
- zatížení tlakem vody s volnou hladinou,
- zatížení vnitřním přetlakem vody.

Vnitřní síly jsou z tabulek určeny pro 5 bodů na ostění (Obr. 5.2). Tabulky lze použít i pro orientační posouzení ostění štol a tunelů, které mají podobný tvar jako typizované průřezy (podkovovitá ostění s rovnými a oblými boky):



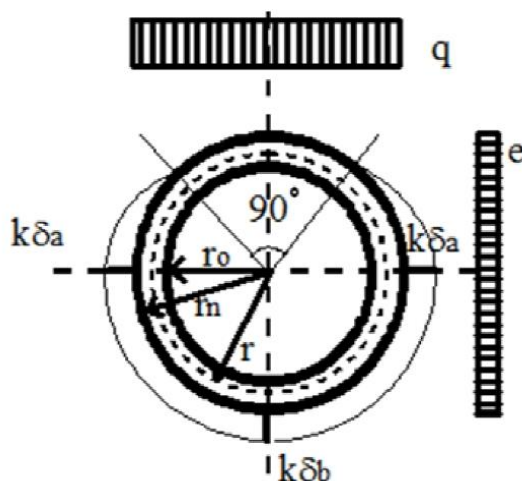
Obr. 5.2: Body na ostění, podle (Pruška, 2000)

Pokud není při výpočtu uvažován pasivní odpor horniny, vnitřní síly lze vypočítat přímo dosazením do rovnic v tabulkách (pasivní odpor je ale předpokladem řešení pružných ostění). Pokud je pasivní odpor uvažován, tak výpočet probíhá ve dvou krocích (Barták a Pruška, 2011):

- 1) „Nejprve se z výrazů v tabulce sestaví rovnice pro vyčíslení maximální pořadnice pasivního odporu horniny e_h a tato rovnice se vypočítá.
- 2) Pak se hodnota pasivního odporu horniny e_h dosadí do výrazů pro výpočet vnitřních sil v jednotlivých průřezech ostění.“

5.2 Řešení tunelového ostění kruhového tvaru

Při řešení kruhového ostění se předpokládá statické schéma uzavřeného kruhového rámu, který je zatížený shora svislým zatížením, z boku vodorovným zatížením a na bocích a ve dně je podepřený pasivním odporem horniny. Průběh křivky pasivního odporu je předurčen ve tvaru kvadratické paraboly podle Obr. 5.3.



Obr. 5.3: Statické schéma tunelového ostění pro kruhový výrub, (Barták a Pruška, 2011)

Výpočet vnitřních sil a momentů (v pěti průřezech po 45° pro různé kombinace zatížení) se provádí pomocí vzorců a koeficientů v tabulkách.

5.3 Vlastní výpočet

Pro daný kolektor působí na ostění pouze následující typy zatížení:

- zatížení vlastní tíhou ostění,
- zatížení svislým tlakem horniny,
- zatížení bočním tlakem horniny,
- zatížení pružným odporem horniny.

Vztahy pro výpočet vnitřních sil z těchto typů zatížení jsou v Tab. 5.1.

Tab. 5.1 : Tabulka pro stanovení vnitřních sil ostění podkovitého tvaru s rovnými boky,
podle (Barták a Pruška, 2011)

Průřezové veličiny	Zatížení vlastní tíhou ostění	Zatížení svíslým tlakem horniny	Zatížení bočním tlakem horniny	Zatížení pružným odporem horniny
Průřez 1 M N	+0,1575 gr ² +0,2316 gr	+(0,1498+0,0075 A) qr ² +(0,1962-0,0098 A) qr	-(0,2176-0,0074 A) er ² +(1,0126+0,5100 A) er	-(0,1406+0,0422 A) δ _h kr ² +(0,5076+0,1660 A) δ _h kr
Průřez 2 M N	-0,0372 gr ² +0,7191 gr	-(0,0427-0,0021 A) qr ² +(0,6387+0,2431 A) qr	+(0,0361-0,0023 A) er ² +(0,5090+0,2571 A) er	+(0,0081+0,0065 A) δ _h kr ² +(0,3589+0,1174 A) δ _h kr
Průřez 3 M N	-0,1818 gr ² +1,5708 gr	-(0,1540+0,0077 A) qr ² +(1,0000+0,5000 A) qr	+(0,2649+0,0174 A) er ² 0	+(0,2289+0,0548 A) δ _h kr ² +(0,1381+0,0691 A) δ _h kr
Průřez 4 M N	-0,0909 gr ² +1,9635 gr	-(0,0770+0,0385 A) qr ² +(1,0000+0,5000 A) qr	+(0,2226-0,0038 A) er ² 0	+(0,1665+0,0272 A) δ _h kr ² +(0,1381+0,0691 A) δ _h kr
Průřez 5 M N	0 +2,3562 gr	0 +(1,0000+0,5000 A) qr	0 0	0 +(0,1381+0,0691 A) δ _h kr
Pootočení v patce	β+0,0604 gr ³ /EI	+(0,1498+0,0075 A) qr ³ /EI	-(0,1070-0,0023 A) er ³ /EI	-(0,0793+0,0178 A) δ _h kr ³ /EI
Boční posunutí	δ _h +0,0364 gr ⁴ /EI	+(0,0322+0,0016 A) qr ⁴ /EI	0	-(0,0422+0,0107 A) δ _h kr ⁴ /EI

Zatížení svislým a bočním tlakem je uvažováno ve třech variantách pro různé metody určení zatížení.

Tab. 5.2: Souhrn výsledků z výpočtů zatížení,
* Bierbaumer boční tlak uvažuje jako aktivní zemní tlak, stejně jako Protodjakonov.

	Protodjakonov	Terzaghi	Bierbaumer
Svislý tlak	85,050 kN/m ²	187,530 kN/m ²	201,066 kN/m
Boční tlak - horní část výrubu	37,260 kN/m ²	65,007 kN/m ²	* 37,260 kN/m ²
Boční tlak - dolní část výrubu	62,808 kN/m ²	65,007 kN/m ²	* 62,808 kN/m ²
Boční tlak - průměrná hodnota	50,034 kN/m ²	65,007 kN/m ²	* 50,034 kN/m ²

5.3.1 Zatížení podle Protodjakonova

Vstupní hodnoty pro výpočet pomocí tabulek pro zatížení podle Protodjakonova jsou následující:

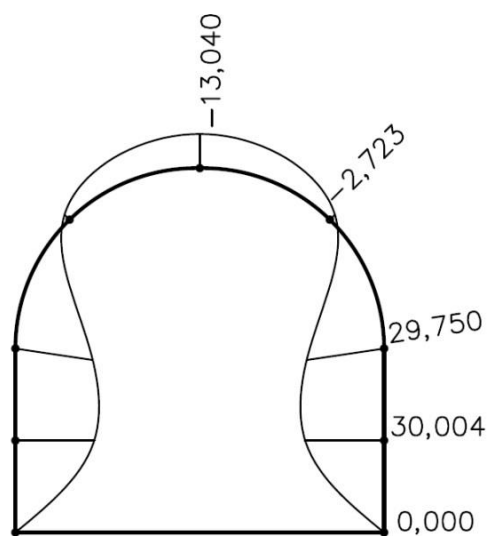
Tab. 5.3: Vstupy pro výpočet se zatížením podle Protodjakonova

vlastní tíha ostění	g	3,931	kN/m ²
svislý tlak horniny	q	85,050	kN/m ²
boční tlak horniny	e	50,034	kN/m ²
maximální boční posunutí	δ_h	0,010976	m
poloměr střednice ostění	r	1,402	m
modul reakce prostředí	k	6 114	kN/m ³
tloušťka ostění ve vrcholu	d_0	0,100	m
$d = 1,2 \cdot d_0$	d	0,120	m
$A = d/r$	A	0,085592	m ²
modul pružnosti betonu ostění	E	29 000 000	kPa
moment setrvačnosti průřezu ostění	I	$8,333 \cdot 10^{-5}$	m ⁴

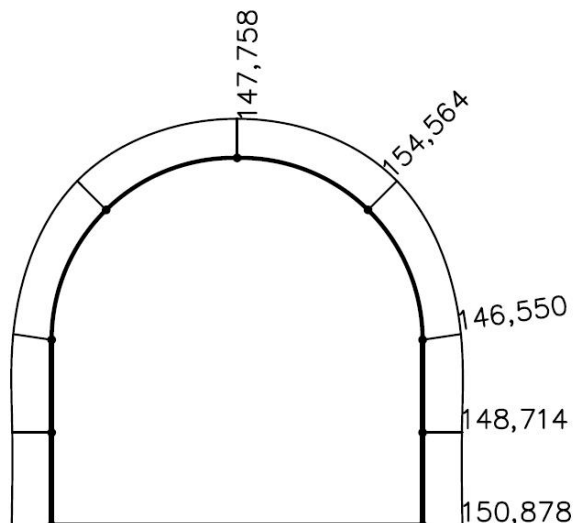
Dosazením hodnot z Tab. 5.3 do Tab. 5.1 získáme vnitřní síly v pěti průřezech na ostění.

Tab. 5.4: Vnitřní síly na ostění se zatížením podle Protodjakonova

Průřezové veličiny	Zatížení vlastní tíhou ostění	Zatížení svislým tlakem horniny	Zatížení bočním tlakem horniny	Zatížení pružným odporem horniny	Celkem
Průřez 1 M	1,217	25,150	-21,338	-18,069	-13,040 kNm
N	1,276	23,295	74,094	49,093	147,758 kN
Průřez 2 M	-0,287	-7,108	3,531	1,142	-2,723 kNm
N	3,963	78,640	37,249	34,712	154,564 kN
Průřez 3 M	-1,405	-25,855	26,199	30,812	29,750 kNm
N	8,657	124,343	0,000	13,549	146,550 kN
Průřez 4 M	-0,702	-13,423	21,860	22,269	30,004 kNm
N	10,821	124,343	0,000	13,549	148,714 kN
Průřez 5 M	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000 kNm
N	12,986	124,343	0,000	13,549	150,878 kN
Pootočení v patce	0,000	0,015	-0,006	-0,006	0,003 rad
Boční posunutí	0,000	0,004	0,000	-0,005	0,000 m



Obr. 5.4: Vykreslení ohybového momentu na ostění podle Zurabova - Bugajevové pro zatížení podle Protodjakonova



Obr. 5.5: Vykreslení normálové síly na ostění podle Zurabova - Bugajevové pro zatížení podle Protodjakonova

5.3.2 Zatížení podle Terzaghiho

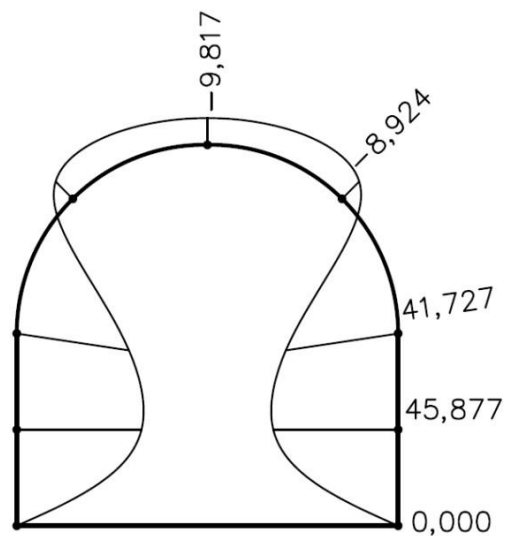
Vstupní hodnoty pro výpočet pomocí tabulek zůstávají stejné jako v Tab. 5.3 až na hodnoty svislého a bočního tlaku horniny:

Tab. 5.5: Vstupy pro výpočet se zatížením podle Terzaghiho

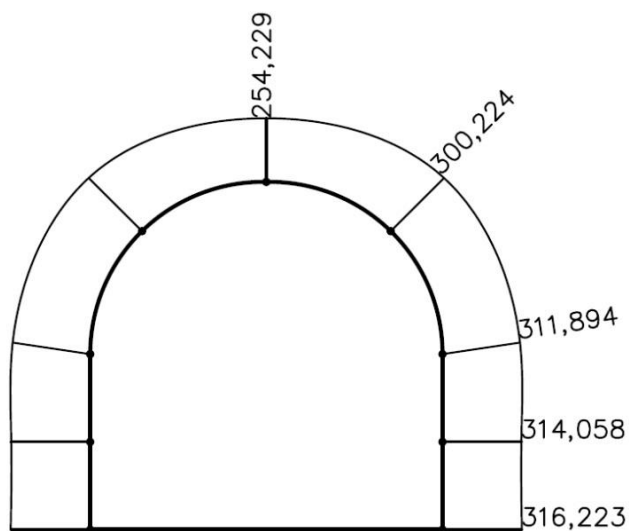
svislý tlak horniny	q	187,530	kN/m ²
boční tlak horniny	e	65,007	kN/m ²

Tab. 5.6: Vnitřní síly na ostění se zatížením podle Terzaghiho

Průřezové veličiny	Zatížení vlastní tíhou ostění	Zatížení svislým tlakem horniny	Zatížení bočním tlakem horniny	Zatížení pružným odporem horniny	Celkem
Průřez 1 M	1,217	55,454	-27,724	-38,765	-9,817 kNm
N	1,276	51,364	96,267	105,322	254,229 kN
Průřez 2 M	-0,287	-15,673	4,588	2,450	-8,924 kNm
N	3,963	173,396	48,396	74,469	300,224 kN
Průřez 3 M	-1,405	-57,009	34,039	66,102	41,727 kNm
N	8,657	274,169	0,000	29,068	311,894 kN
Průřez 4 M	-0,702	-29,598	28,402	47,775	45,877 kNm
N	10,821	274,169	0,000	29,068	314,058 kN
Průřez 5 M	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000 kNm
N	12,986	274,169	0,000	29,068	316,223 kN
Pootočení v patce	0,000	0,032	-0,008	-0,013	0,011 rad
Boční posunutí	0,000	0,010	0,000	-0,010	0,000 m



Obr. 5.6: Vykreslení ohybového momentu na ostění podle Zurabova - Bugajevové pro zatížení podle Terzaghiho



Obr. 5.7: Vykreslení normálové síly na ostění podle Zurabova - Bugajevové pro zatížení podle Terzaghiho

5.3.3 Zatížení podle Bierbaumera

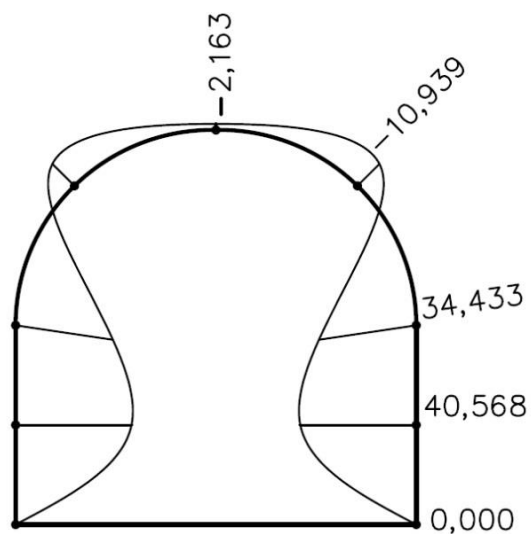
Vstupní hodnoty pro výpočet pomocí tabulek zůstávají stejné jako v Tab. 5.3 až na hodnoty svislého a bočního tlaku horniny:

Tab. 5.7: Vstupy pro výpočet se zatížením podle Bierbaumera

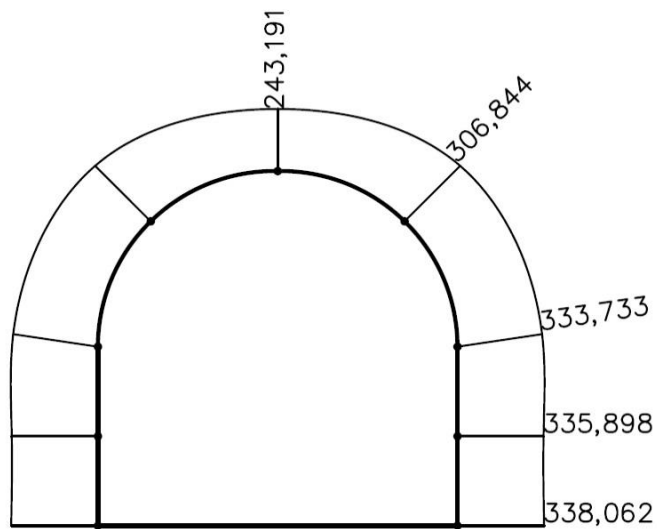
svislý tlak horniny	q	201,066	kN/m ²
boční tlak horniny	e	50,034	kN/m ²

Tab. 5.8: Vnitřní síly na ostění se zatížením podle Bierbaumera

Průřezové veličiny	Zatížení vlastní tíhou ostění	Zatížení svislým tlakem horniny	Zatížení bočním tlakem horniny	Zatížení pružným odporem horniny	Celkem
Průřez 1 M	1,217	59,457	-21,338	-41,499	-2,163 kNm
N	1,276	55,071	74,094	112,749	243,191 kN
Průřez 2 M	-0,287	-16,805	3,531	2,622	-10,939 kNm
N	3,963	185,912	37,249	79,720	306,844 kN
Průřez 3 M	-1,405	-61,124	26,199	70,763	34,433 kNm
N	8,657	293,958	0,000	31,118	333,733 kN
Průřez 4 M	-0,702	-31,734	21,860	51,144	40,568 kNm
N	10,821	293,958	0,000	31,118	335,898 kN
Průřez 5 M	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000 kNm
N	12,986	293,958	0,000	31,118	338,062 kN
Pootočení v patce	0,000	0,034	-0,006	-0,014	0,014 rad
Boční posunutí	0,000	0,010	0,000	-0,011	0,000 m



Obr. 5.8: Vykreslení ohybového momentu na ostění podle Zurabova - Bugajevové pro zatížení podle Bierbaumera

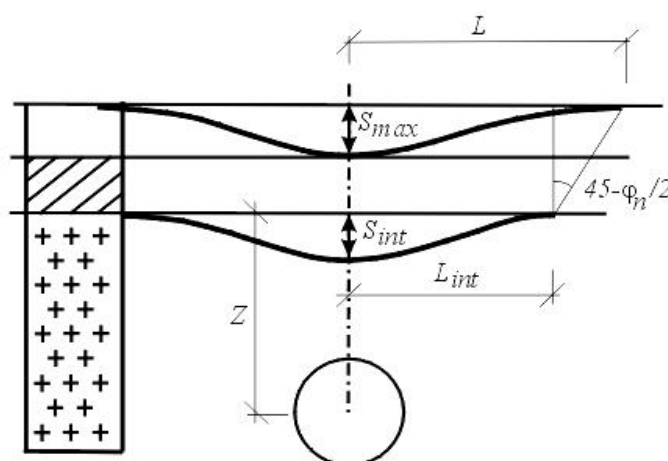


Obr. 5.9: Vykreslení normálové síly na ostění podle Zurabova - Bugajevové pro zatížení podle Bierbaumera

6 Výpočet poklesové kotliny

V této kapitole se vychází z publikací (Výpočet při vrstevnatém prostředí) a (Klasické teorie).

Při výpočtu poklesové kotliny (sednutí terénu nad výrubem) podle Fazekase se v případě vrstevnatého podloží spočítá nejprve sednutí rozhraní mezi první vrstvou nad výrubem a dalšími vrstvami nadloží S_{int} a délka poklesové kotliny na tomto rozhraní vrstev L_{int} (Obr. 6.1).



Obr. 6.1: Schéma poklesové kotliny nad výrubem, (Výpočet při vrstevnatém prostředí)

Nejprve se určí radiální zatížení kruhového výrubu p podle vzorce:

$$p = \sigma_z \cdot \frac{1 + K_r}{2} \quad (6.1)$$

kde σ_z je geostatické napětí ve středu výrubu a K_r je součinitel tlaku v klidu soudržné zeminy, který lze určit následovně:

$$K_r = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (6.2)$$

kde ν je Poissonovo číslo horniny nebo zeminy.

Sednutí rozhraní vrstev se určí podle vztahu:

$$S_{int} = (1 - \nu^2) \cdot \frac{p}{E} \cdot \frac{4 \cdot r^2 \cdot Z}{Z^2 - r^2} \quad (6.3)$$

kde ν je Poissonovo číslo horniny nebo zeminy, r je poloměr výrubu, Z je svislá vzdálenost od středu výrubu k prvnímu rozhraní hornin nebo zemin a E je modul pružnosti horniny nebo zeminy.

Délka poklesové kotliny na tomto rozhraní:

$$L_{int} = 2 \cdot \sqrt{Z^2 - r^2} \quad (6.4)$$

kde r je poloměr výrubu a Z je svislá vzdálenost od středu výrubu k prvnímu rozhraní hornin nebo zemin.

Při předepsané deformaci stropu tunelu se sednutí rozhraní vrstev určí následovně:

$$S_{int} = 4 \cdot u_a \cdot \frac{Z \cdot (1 - \nu)}{(Z + r) \cdot (Z + r + 2 \cdot \nu \cdot r)} \quad (6.5)$$

kde u_a je předepsaná deformace stropu tunelu, ν je Poissonovo číslo horniny nebo zeminy, r je poloměr výrubu a Z je svislá vzdálenost od středu výrubu k prvnímu rozhraní hornin nebo zemin.

Dále se určí délka L na následujícím rozhraní vrstev (v případě pouze dvou vrstev na povrchu terénu) podle Obr. 6.1, ze kterého jsou zřejmé všechny veličiny:

$$L = L_{int} + h \cdot \tan(45^\circ - \varphi_n/2) \quad (6.6)$$

Fazekas popisuje svislý posun nad výrubem pomocí vztahu:

$$S_{max} = S_{int} \cdot \frac{L_{int}}{L} \quad (6.7)$$

kde S_{int} je sednutí rozhraní vrstev, L_{int} je délka poklesové kotliny na tomto rozhraní, L je délka kotliny na následujícím rozhraní vrstev.

Pokud se v oblasti nachází pouze dvě vrstvy zeminy nebo horniny, je vypočtená hodnota výsledným sedáním povrchu. Pokud je vrstev více, opakují se výpočty (6.6) a (6.7) pro každou další vrstvu.

Dále lze pomocí koeficientu inflexního bodu k_{inf} a délky kotliny na povrchu terénu L dopočítat polohu inflexního bodu L_{inf} následujícím vztahem:

$$L_{inf} = \frac{L}{k_{inf}} \quad (6.8)$$

Koeficient k_{inf} je velice důležitým vstupním údajem, který zásadním způsobem ovlivňuje tvar a strmost poklesové kotliny. Jeho velikost závisí na

průměrné zemině nebo hornině v nadloží. Hodnoty k_{inf} se nacházejí v rozmezí 2,1 - 4,0. (Koeficient výpočtu inflexního bodu)

6.1 Ruční výpočet

Pro výpočet poklesové kotliny je potřeba znát pouze základní geometrii a některé parametry zemin v místě výrubu, který se nachází v zemině č. 3 (viz Tab. 6.1).

Hloubka poloviny výšky výrubu je 11,223 m, do odečtení tloušťek dvou horních vrstev zemin dostáváme vzdálenost Z dle Obr. 6.1:

- $Z = 5,223$ m

Výrub není kruhového tvaru, jako uvažuje teorie. Pro účely diplomové práce byla místo hodnoty poloměru použita polovina z průměrné hodnoty ze šířky a výšky výrubu.

- Poloměr výrubu: $r = 1,395$ m

Tab. 6.1: Parametry zemin použité pro výpočet poklesové kotliny

Popis vrstvy	h [m]	γ [kN/m ³]	E [MPa]	φ [°]	ν [-]
1) Navážka	0,50	19,5	10	24,0	0,35
2) Písečné jíly a hlíny	5,50	20,5	14	23,0	0,42
3) Prachovito-jílovité hlíny	6,85	21,0	24	23,0	0,40

Nejprve bylo určeno geostatické napětí σ_z v hloubce Z :

$$\sigma_z = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot Z \quad (6.9)$$

$$\sigma_z = 19,5 \cdot 0,50 + 20,5 \cdot 5,50 + 21,0 \cdot 5,223 \quad (6.10)$$

$$\sigma_z = 232,183 \text{ kN/m}^2 \quad (6.11)$$

kde $\gamma_{1,2,3}$ jsou objemové tíhy jednotlivých hornin nebo zemin, $h_{1,2}$ jsou tloušťky horních dvou vrstev a Z je hloubka středu výrubu od rozhraní vrstev.

Dále se určí součinitel tlaku v klidu soudržné zeminy K_r podle (6.2):

$$K_r = \frac{\nu}{1 - \nu} = \frac{0,4}{1 - 0,4} = 0,667 \quad (6.12)$$

Poté lze určit radiální zatížení kruhového výrubu p podle (6.1):

$$p = \sigma_z \cdot \frac{1 + K_r}{2} \quad (6.13)$$

$$p = 232,183 \cdot \frac{1 + 0,667}{2} \quad (6.14)$$

$$p = 193,525 \text{ kN/m}^2 \quad (6.15)$$

Sednutí rozhraní vrstev S_{int} se určí podle (6.3):

$$S_{int} = (1 - \nu^2) \cdot \frac{p}{E} \cdot \frac{4 \cdot r^2 \cdot Z}{Z^2 - r^2} \quad (6.16)$$

$$S_{int} = (1 - 0,4^2) \cdot \frac{193,525}{24000} \cdot \frac{4 \cdot 1,395^2 \cdot 5,223}{5,223^2 - 1,395^2} \quad (6.17)$$

$$S_{int} = 0,0109 \text{ m} \quad (6.18)$$

Délka poklesové kotliny L_{int} na tomto rozhraní se určí dle (6.4):

$$L_{int} = 2 \cdot \sqrt{Z^2 - r^2} \quad (6.19)$$

$$L_{int} = 2 \cdot \sqrt{5,223^2 - 1,395^2} \quad (6.20)$$

$$L_{int} = 10,067 \text{ m} \quad (6.21)$$

Dále se L_{int} přenesse na další rozhraní vrstev zemin podle (6.6):

$$L = L_{int} + h \cdot \tan(45^\circ - \varphi_n/2) \quad (6.22)$$

$$L = 10,067 + 5,50 \cdot \tan(45^\circ - 23^\circ/2) \quad (6.23)$$

$$L = 13,707 \text{ m} \quad (6.24)$$

Svislý posun S_{max} na tomto dalším rozhraní vrstev je dle (6.7):

$$S_{max} = S_{int} \cdot \frac{L_{int}}{L} \quad (6.25)$$

$$S_{max} = 0,0109 \cdot \frac{10,067}{13,707} \quad (6.26)$$

$$S_{max} = 0,0080 \text{ m} \quad (6.27)$$

Nyní se S_{max} a L stejným postupem jako ve vztazích (6.22) až (6.27) přenesou přes poslední vrstvu zeminy na povrch terénu:

Za L_{int} se dosadí L z předchozího rozhraní vrstev - viz (6.24):

$$L = L_{int} + h \cdot \tan(45^\circ - \varphi_n/2) \quad (6.28)$$

$$L = 13,707 + 0,50 \cdot \tan(45^\circ - 24^\circ/2) \quad (6.29)$$

$$L = 14,032 \text{ m} \quad (6.30)$$

Za S_{int} se dosadí S_{max} z předchozího rozhraní vrstev - viz (6.27):

$$S_{max} = S_{int} \cdot \frac{L_{int}}{L} \quad (6.31)$$

$$S_{max} = 0,0080 \cdot \frac{13,707}{14,032} \quad (6.32)$$

$$S_{max} = 0,0078 \text{ m} = 7,8 \text{ mm} \quad (6.33)$$

Pomocí (6.8) byla určena vzdálenost inflexního bodu od osy výrubu. Hodnota k_{inf} je rovna 2,1 (pro jemnozrnné zeminy F5-F8).

$$L_{inf} = \frac{L}{k_{inf}} = \frac{14,032}{2,1} = 6,682 \text{ m} \quad (6.34)$$

Maximální sednutí povrchu nad výrubem podle Fazekase je 7,8 mm. Délka poklesové kotliny je dvojnásobkem L z (6.30), tedy 28,06 m, inflexní bod poklesové křivky se nachází 6,682 m od osy výrubu.

6.2 Výpočet pomocí programu GEO5 Výrub

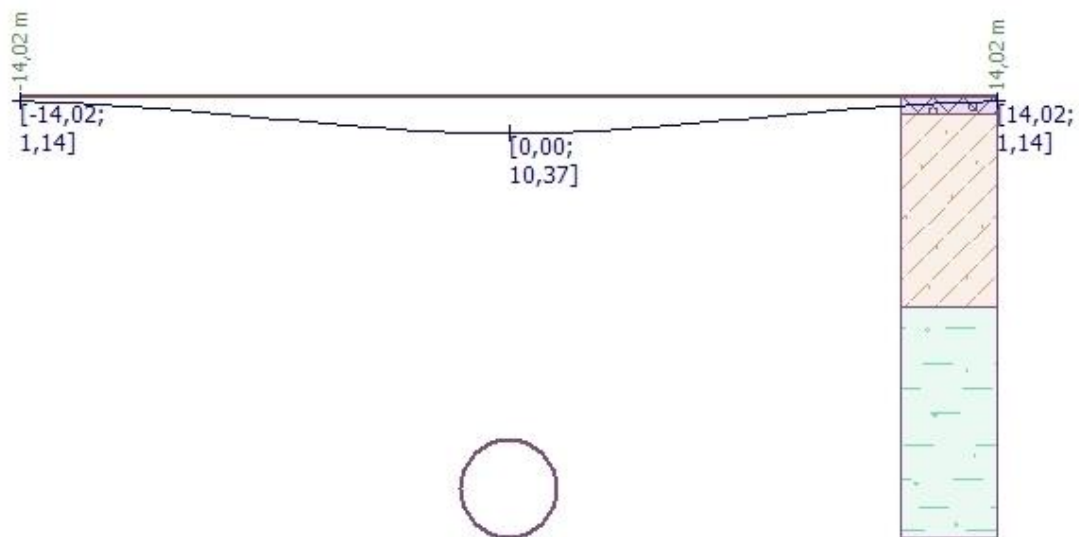
Výpočet poklesové kotliny nad výrubem je proveden v programu GEO5 Výrub od společnosti Fine spol. s r.o. Tento program počítá poklesové kotliny podle klasických teorií podle Pecka, Fazekase a Limanova nebo podle metody ztráty objemu. V programu lze mimo jiné uvažovat fáze budování, více tunelových rour a lze posuzovat porušení budov nad raženými tunely. (GEO5 Výrub)

Výpočet byl proveden čtyřmi způsoby: klasickými teoriemi podle Pecka, Fazekase a Limanova a metodou ztráty objemu.

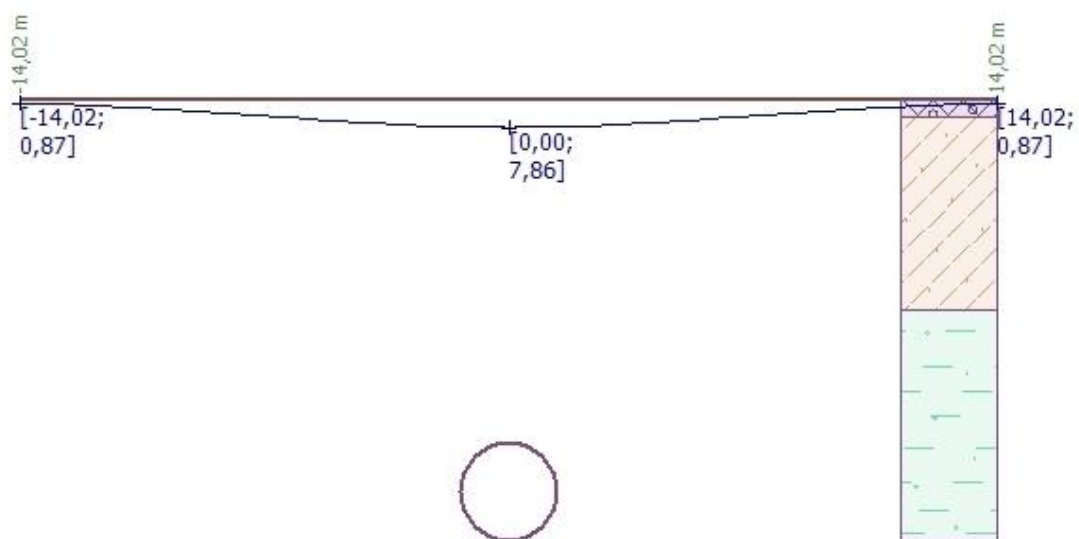
Pro výpočet klasickými teoriemi byly do programu zadány parametry jednotlivých zemin, jejich rozhraní a geometrie výrubu (v programu lze zadat pouze kruhový).

Pro výpočet metodou ztráty objemu se do programu nezadávají parametry zemin, ale procento ztráty objemu (pro účely přibližného porovnání bylo odhadnuto na 5 %). Geometrie výrubu byla zadána stejně jako v případě klasických teorií.

Program mimo jiné vypočítal hodnoty sedání, které jsou pro jednotlivé metody výpočtu zobrazeny na následujících obrázcích.

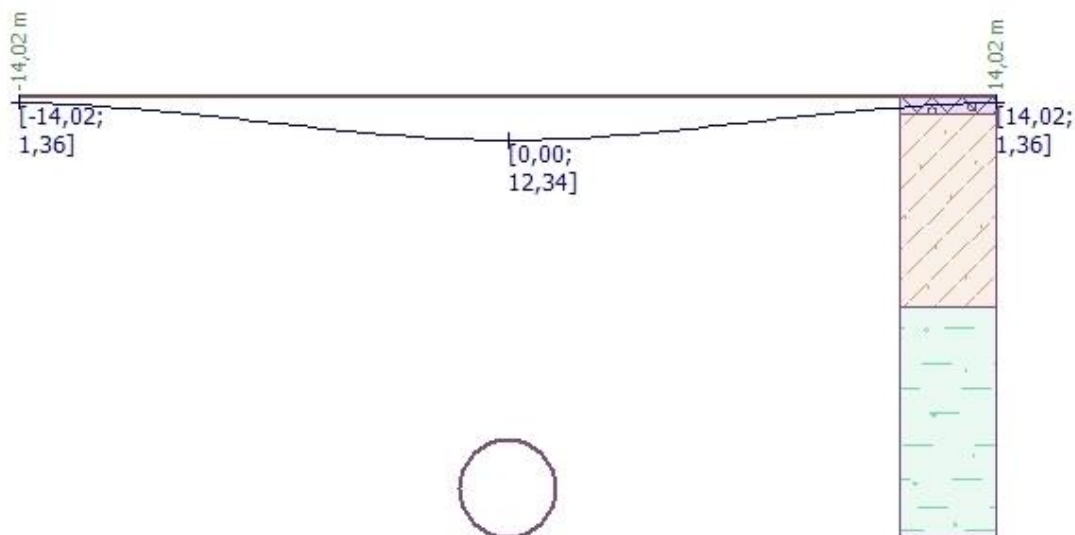


Obr. 6.2: Poklesová kotlina podle Pecka

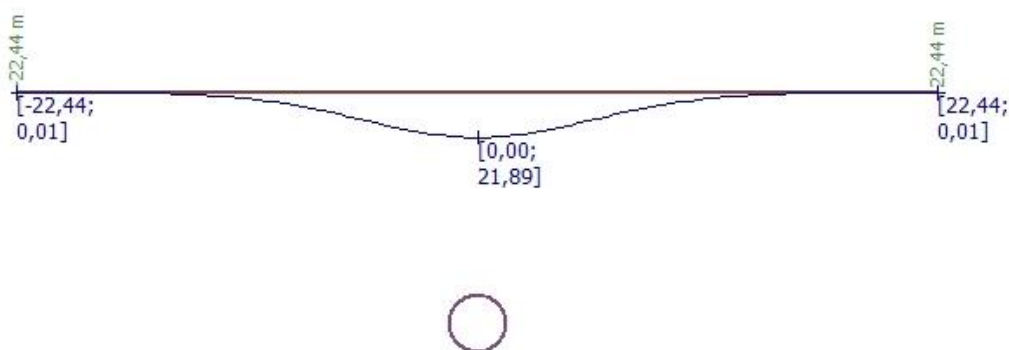


Obr. 6.3: Poklesová kotlina podle Fazekase

Maximální hodnota sednutí i vzdálenosti inflexního bodu od osy výrubu podle Fazekase se shoduje s ručně vypočtenou hodnotou, protože program GEO5 Výrub počítá stejným postupem, jaký se používá v případě ručního výpočtu.



Obr. 6.4: Poklesová kotlina podle Limanova



Obr. 6.5: Poklesová kotlina podle metody ztráty objemu

Hodnoty maximálního sednutí podle klasických teorií (Peck, Fazekas, Limanov) jsou si vzájemně podobné, přičemž podle Fazekase je nejnižší a podle Limanova nejvyšší. Délka poklesové kotliny je ve všech třech případech stejná.

Poklesová kotlina podle metody ztráty objemu je přibližně o polovinu delší a maximální sednutí je oproti klasickým teoriím přibližně dvojnásobné. U této metody má značný vliv na výsledky vstupní parametr procento ztráty objemu, které závisí na způsobu výstavby a na parametrech zemin. Jelikož výsledky této metody jsou závislé na volbě metody výstavby, nelze je srovnávat s výsledky klasických teorií, které metody výstavby nezohledňují.

7 Výpočet pomocí programu GEO5 MKP

Výpočet vnitřních sil na ostění kolektoru je proveden v programu GEO5 MKP - Tunel od společnosti Fine spol. s r.o., který je rozšířením programu GEO5 MKP téže společnosti. Tento program počítá rovinné úlohy metodou konečných prvků. (GEO5 MKP - Tunel)

7.1 Metoda konečných prvků

Základní myšlenky metody konečných prvků lze shrnout do následujících bodů:

- Spojitá oblast je rozdělena na prvky (jednoduché geometrické tvary - trojúhelníky, čtverce nebo jejich kombinace), které tvoří síť konečných prvků. Velikost a počet těchto prvků ovlivňují tzv. hustotu sítě. Síť může být lokálně zahuštěna například v ostrých rozích, kde lze očekávat špičky napětí.
- Neznámá veličina (např. posun) se vypočítá pouze v určitých bodech prvku, uzlech. Uvnitř tohoto prvku je různě aproximována podle známých uzlových hodnot.
- Každý prvek má přiřazené vlastnosti a materiálový model. Při numerickém modelování tyto vlastnosti přiřazujeme určité geometrické oblasti.
- Ve zvolených uzlech jsou zavedeny okrajové podmínky úlohy a účinky zatížení. V numerickém modelování předepisujeme okrajové podmínky podél zvolených linií.
- Jednotlivé prvky se převedou do globální soustavy souřadnic a sestaví se soustava lineárních rovnic.
- Proveďte se řešení soustavy rovnic. Jelikož řešená oblast má konečný počet stupňů volnosti, zatímco spojitá oblast jich má nekonečně mnoho, řešení metodou konečných prvků je pouze aproximací přesného řešení. Nicméně pomocí správně zvoleného numerického modelu je možné se k němu co nejvíce přiblížit. (Šejnoha, Janda, Pruška a Brouček, 2015)

7.2 Vlastní výpočet

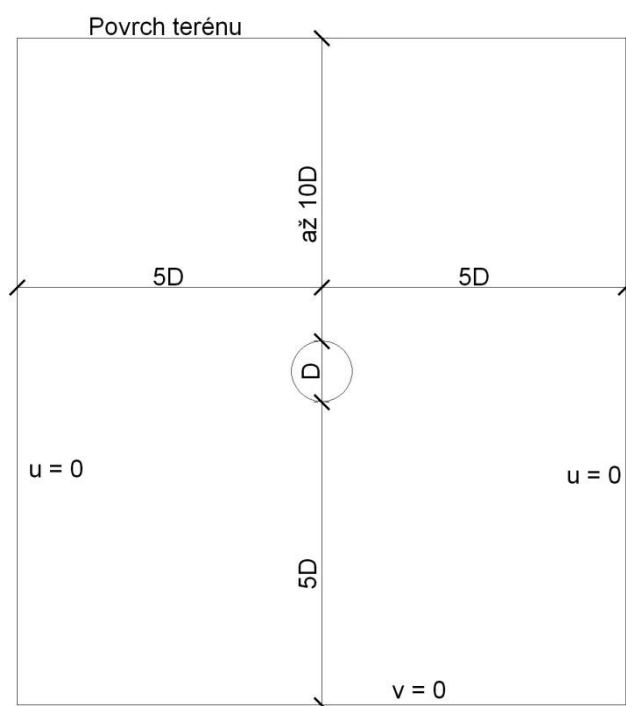
Výpočet kolektoru v programu GEO5 MKP - Tunnel byl proveden na třech numerických modelech, které se navzájem liší v tom, zda je uvažováno členění čelby a postupná exkavace (postupné snižování primárního napětí ve fázích - vliv prostorového chování masivu).

Tab. 7.1: Numerické modely

Numerický model č.	Členění čelby	Postupná exkavace
1	Ne	Ne
2	Ne	Ano
3	Ano	Ano

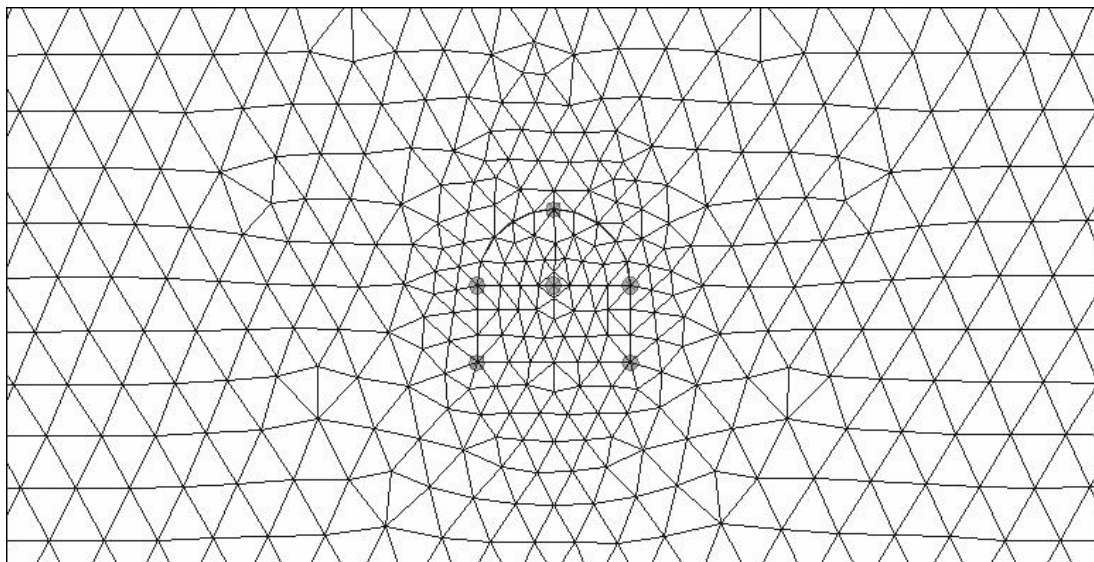
Ve všech modelech byly nejprve shodně zadány následující charakteristiky:

- rozměry modelu (podle Obr. 7.1),
- rozhraní jednotlivých vrstev zemin,
- parametry zemin (materiálový model Mohr-Coulomb),
- geometrie příčného řezu kolektoru.



Obr. 7.1: Hranice modelu pro mělce uložené tunely, podle (Pruška, 2015)

Poté byla vygenerována síť konečných prvků s délkou hrany trojúhelníkového prvku 1 m a se zjemněním v okolí výrubu na délku prvku 0,25 m.



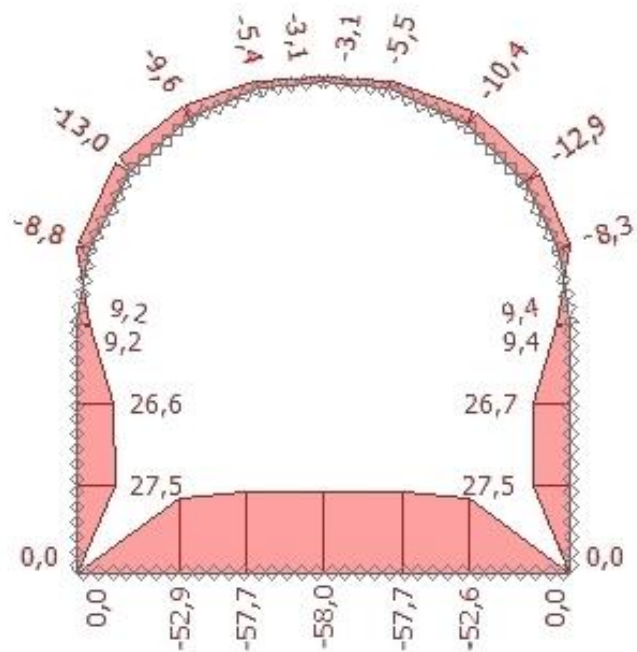
Obr. 7.2: Výřez sítě konečných prvků v okolí výrubu

Dále byla provedena 1. fáze výpočtu - výpočet primární napjatosti. Poté už se postup výpočtu pro jednotlivé numerické modely liší.

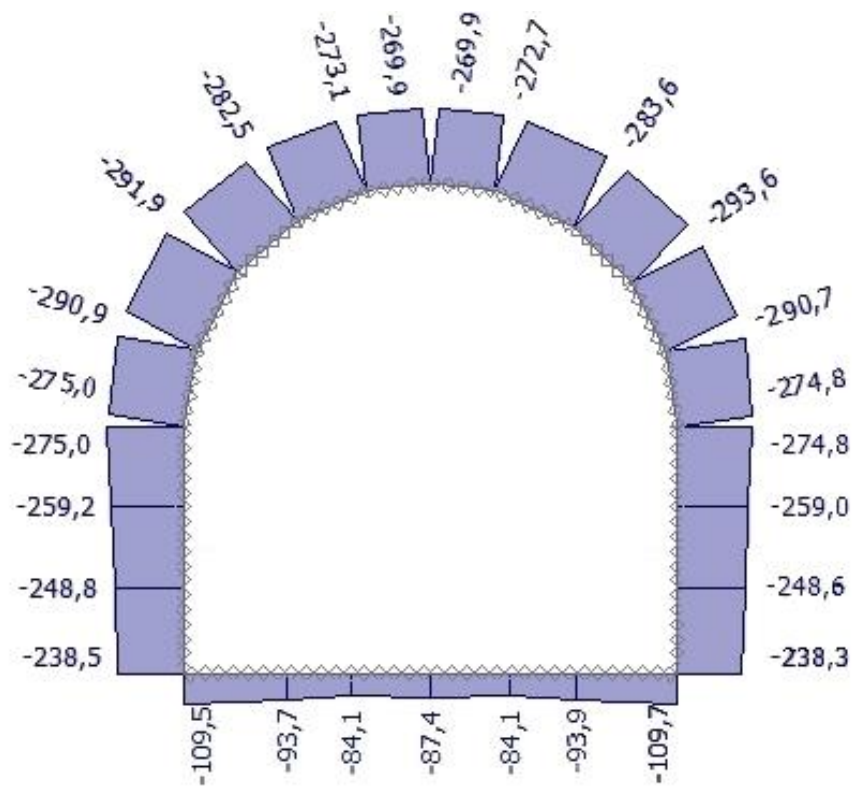
7.2.1 Numerický model č. 1

Tento model byl uvažován zjednodušeně - v jedné fázi byl proveden výrub a zároveň bylo instalováno ostění tloušťky 100 mm ze stříkaného betonu C20/25.

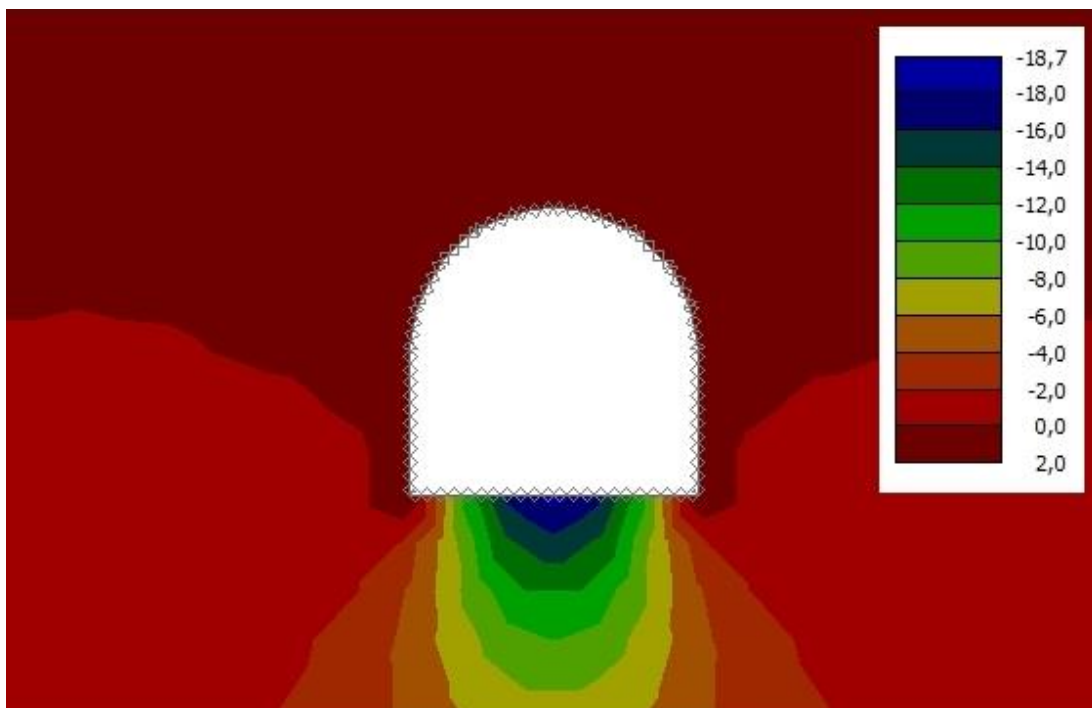
Program vypočítal mimo jiné průběhy ohybového momentu a normálové síly, které jsou zobrazeny na následujících obrázcích. Dále jsou zobrazeny hodnoty svislého sedání a poklesové kotliny, které ale nejsou příliš vypovídající, protože v tomto numerickém modelu byl výrub zajištěn okamžitě po vyražení, což nelze reálně zajistit.



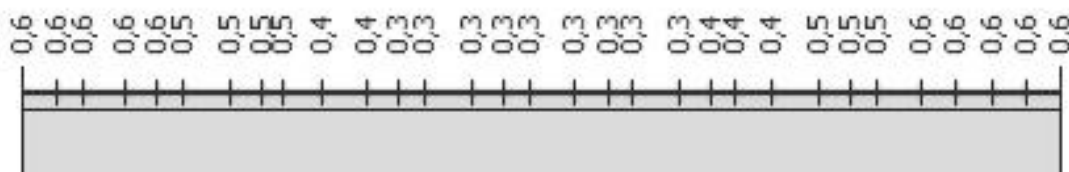
Obr. 7.3: Model č. 1 - Ohybový moment na ostění [kNm]



Obr. 7.4: Model č. 1 - Normálová síla na ostění [kN]



Obr. 7.5: Model č. 1 - Svislé sedání v okolí výrubu [mm]



Obr. 7.6: Model č. 1 - Poklesová kotlina [mm]

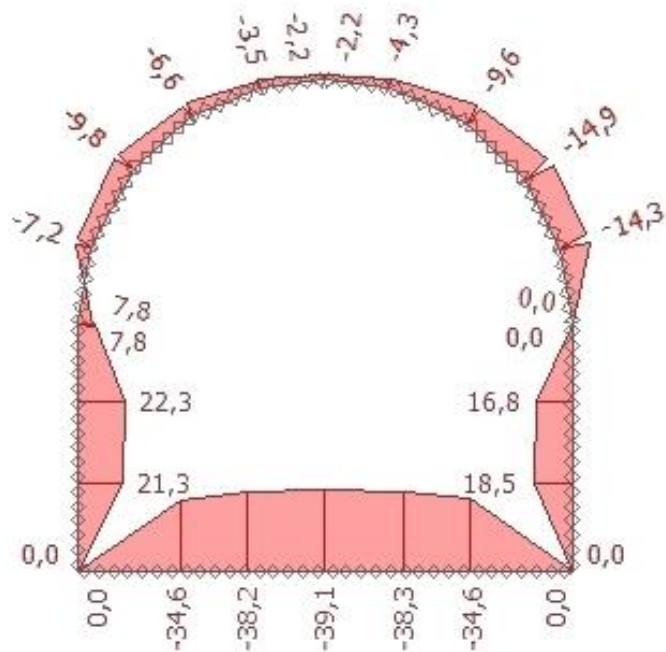
7.2.2 Numerický model č. 2

Tento numerický model uvažuje postupnou exkavaci, tedy postupné odebírání zeminy (postupné snižování primárního napětí ve fázích).

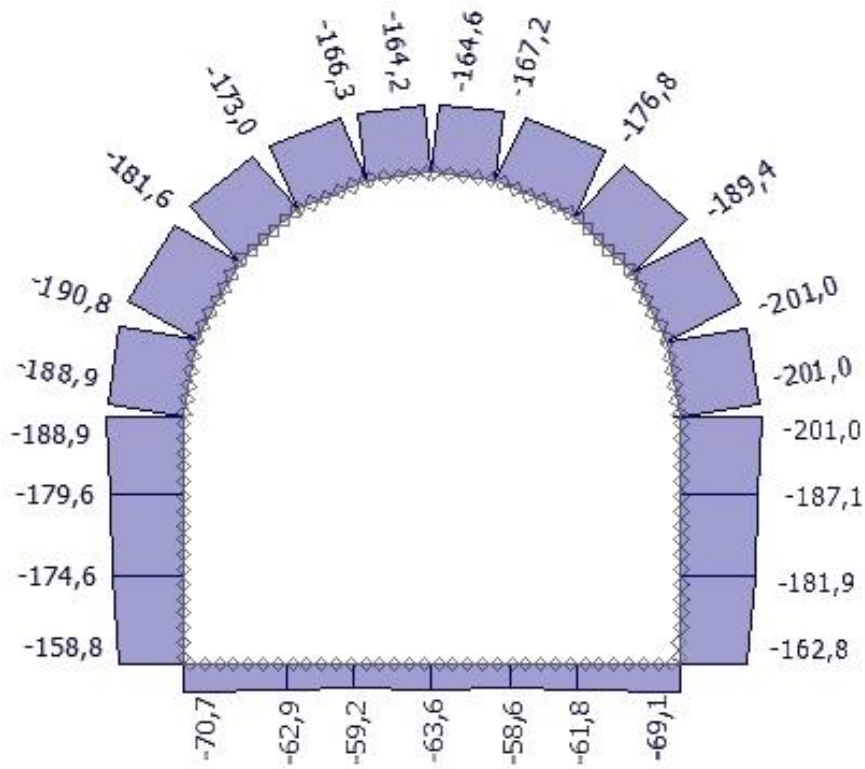
- Nejprve bylo odebráno 40 % materiálu, výrub byl tedy zajištěn ještě na 60 %.
- V další fázi bylo odebráno dalších 30 % a zároveň bylo instalováno ostění ze stříkaného betonu.
- V poslední fázi bylo odebráno posledních 30 % a výrub byl tedy plně deaktivován.

Tento postup je z hlediska výstavby reálnější než u numerického modelu č. 1, což přináší i reálnější hodnoty svislého sedání.

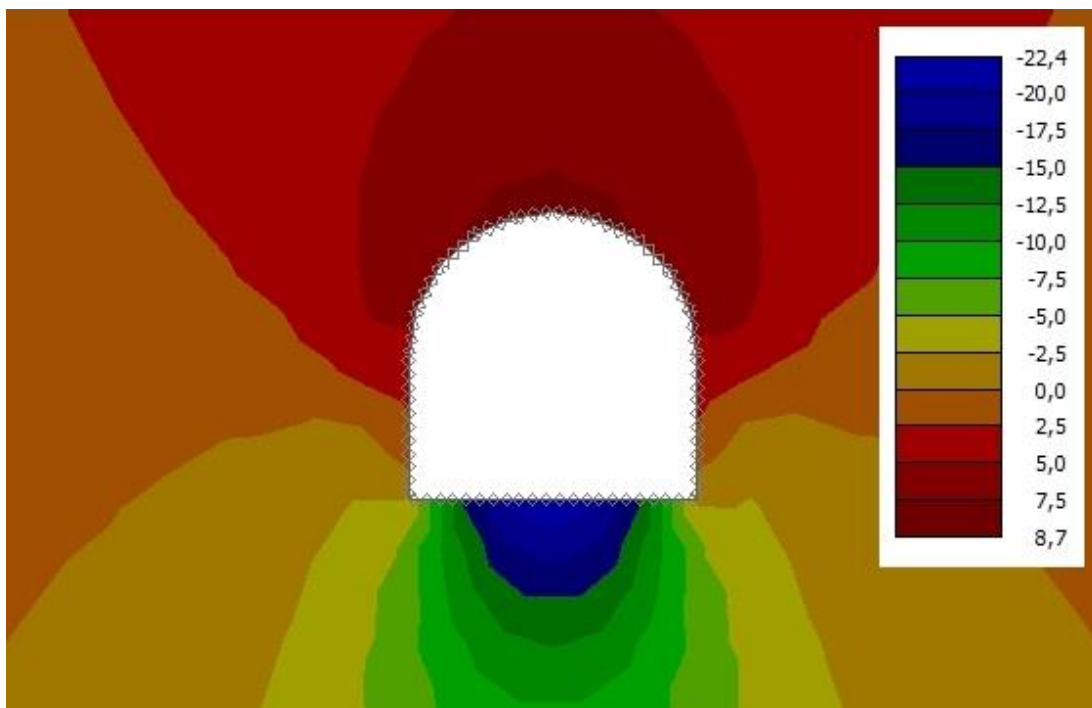
Všechny veličiny na následujících obrázcích pochází z poslední fáze výstavby.



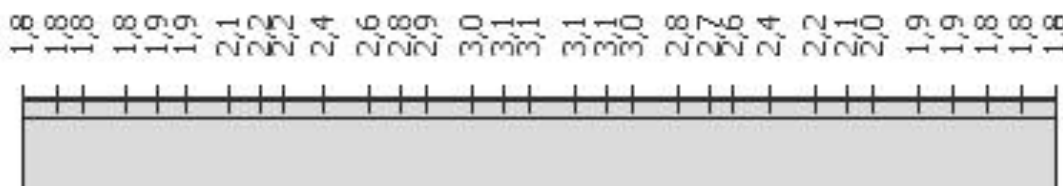
Obr. 7.7: Model č. 2 - Ohybový moment na ostění [kNm]



Obr. 7.8: Model č. 2 - Normálová síla na ostění [kN]



Obr. 7.9: Model č. 2 - Svislé sedání v okolí výrubu [mm]



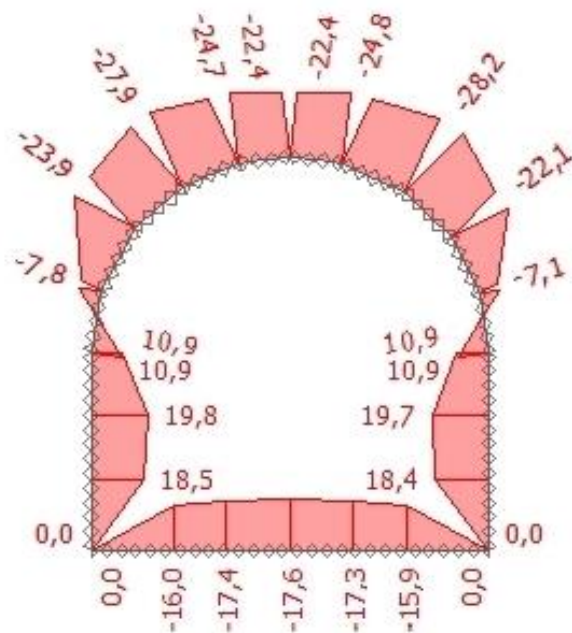
Obr. 7.10: Model č. 2 - Poklesová kotlina [mm]

7.2.3 Numerický model č. 3

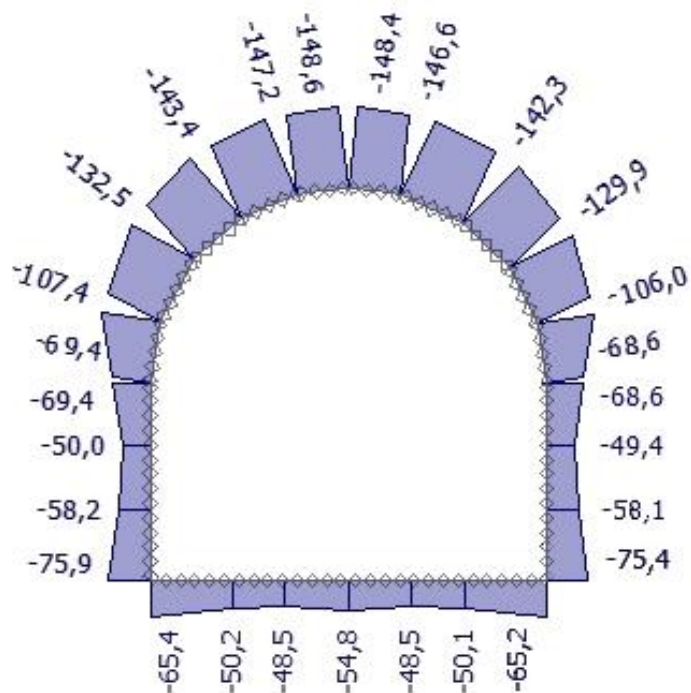
Tento numerický model uvažuje postupnou exkavaci a horizontální členění čelby přibližně v polovině výšky výrubu.

- Nejprve bylo odebráno 40 % materiálu v horní části výrubu.
- V následující fázi bylo v horní části odebráno dalších 30 % a zároveň zde bylo instalováno ostění ze stříkaného betonu.
- V další fázi bylo odebráno zbývajících 30 % v horní části výrubu.
- Dále bylo odebráno 40 % v dolní části výrubu.
- V následující fázi bylo v dolní části odebráno dalších 30 % a zároveň zde bylo instalováno ostění. Výrub byl tedy celý zajištěn.
- V poslední fázi bylo odebráno zbývajících 30 % v dolní části výrubu. Výrub byl tedy plně deaktivován.

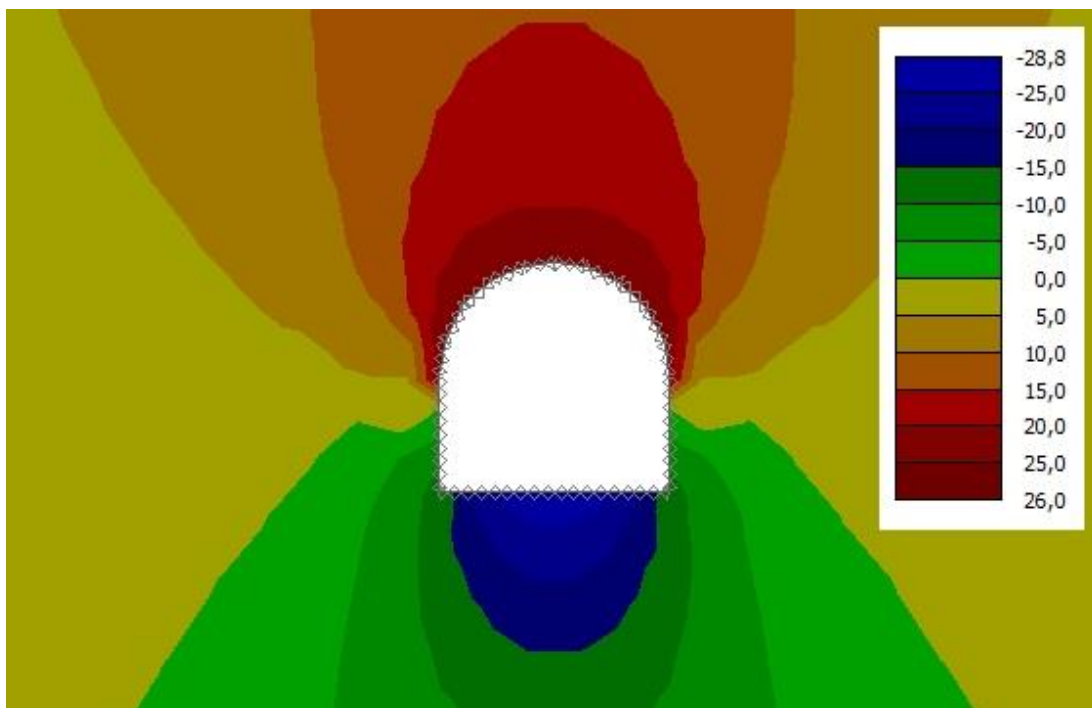
Všechny veličiny na následujících obrázcích pochází z poslední fáze výstavby.



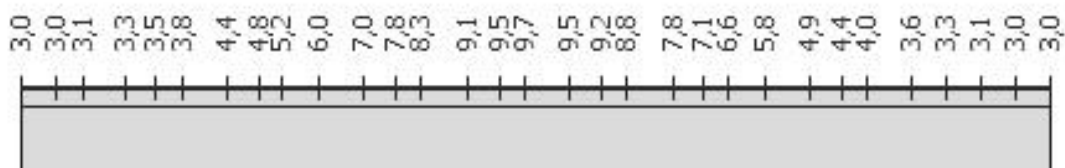
Obr. 7.11: Model č. 3 - Ohybový moment na ostění [kNm]



Obr. 7.12: Model č. 3 - Normálová síla na ostění [kN]



Obr. 7.13: Model č. 3 - Svislé sedání v okolí výrubu [mm]



Obr. 7.14: Model č. 3 - Poklesová kotlina [mm]

Tento numerický model poskytuje největší hodnoty sedání, z čehož vyplývá, že členění čelby není v tomto případě vhodné (a vzhledem k malým rozměrům výrubu ani nutné).

7.3 Souhrn výsledků

V Tab. 7.2 a Tab. 7.3 jsou shrnuty vnitřní síly v pěti průřezech na ostění, které byly přibližně odečteny z výstupů z programu.

Tab. 7.2: Souhrn ohybových momentů na ostění
(bod č. 1 je vrchol kaloty a č. 5 je pata boční stěny)

Bod na ostění č.	Numerický model č. 1	Numerický model č. 2	Numerický model č. 3	Jednotky
1	-3,1	-2,2	-22,4	kNm
2	-11,5	-10,3	-25,5	kNm
3	+9,3	+3,9	+10,9	kNm
4	+27,1	+19,3	+19,1	kNm
5	0,0	0,0	0,0	kNm

Tab. 7.3: Souhrn normálových sil na ostění
(bod č. 1 je vrchol kaloty a č. 5 je pata boční stěny)

Bod na ostění č.	Numerický model č. 1	Numerický model č. 2	Numerický model č. 3	Jednotky
1	-269,9	-164,4	-148,5	kN
2	-287,9	-180,2	-137,0	kN
3	-274,9	-195,0	-69,0	kN
4	-253,9	-180,8	-53,9	kN
5	-238,4	-160,8	-75,7	kN

Z těchto souhrnů a z obrázků výše lze vidět, že modely č. 1 a č. 2 poskytují stejné tvary průběhů ohybových momentů i normálových sil, přičemž hodnoty obojího jsou vyšší u modelu č. 1. Model č. 3 poskytuje podobný průběh normálových sil jako modely č. 1 a č. 2, ale hodnoty jsou nižší. Ohybový moment u modelu č. 3 má odlišný průběh, hodnoty v kladné a záporné části jsou zde více vyrovnané. Maximální hodnoty ohybového momentu a normálové síly poskytuje model č. 1.

Dále byly porovnány hodnoty sednutí terénu v ose výrubu (poklesová kotlina) pro jednotlivé numerické modely. Nejmenší sednutí poskytuje model č. 1, protože bylo uvažováno v jedné fázi provedení výrubu a zároveň instalace ostění. V tomto případě tedy mohly nastat pouze minimální poklesy terénu. Největší poklesy poskytuje model č. 3, který uvažuje členění čelby.

Tab. 7.4: Souhrn hodnot sednutí terénu v ose výrubu

Numerický model č. 1	Numerický model č. 2	Numerický model č. 3	Jednotky
0,3	3,1	9,7	mm

8 Srovnání

8.1 Zatížení

Výpočet zatížení byl proveden podle tří různých metod výpočtu - podle teorií Protodjakonova, Terzaghiho a Bierbaumera.

Nejnižší hodnoty svislého zatížení vyšly podle teorie Protodjakonova, protože jeho teorie uvažuje vznik horninové klenby. Výrazně vyšší hodnoty vyšly podle Terzaghiho, který také uvažuje vznik rozvolněné oblasti nad výrubem, ta je ale výrazně vyšší než při výpočtu podle Protodjakonova. Nejvyšší hodnoty vyšly podle Bierbaumera, který uvažuje tíhu celého nadloží pouze sníženou o tření.

Boční zatížení je stejné pro teorie podle Protodjakonova a Bierbaumera, oba uvažují aktivní zemní tlak. Podle Terzaghiho je hodnota bočního tlaku vyšší.

8.2 Vnitřní síly

Výpočet vnitřních sil na ostění byl proveden metodou Zurabov - Bugajeva ve třech variantách - pro zatížení určené podle tří různých metod výpočtu (Protodjakonov, Terzaghi, Bierbaumer). Ve všech třech případech vyšly podobné průběhy jak ohybových momentů, tak normálových sil. V následující tabulce jsou pro všechny tři případy uvedeny hodnoty maximálního a minimálního ohybového momentu a minimální normálové síly (hodnoty normálových sil jsou na celém ostění záporné, minimem se tedy v tomto případě rozumí extrémní hodnota).

Tab. 8.1: Srovnání vnitřních sil - Zurabov - Bugajeva

Zatížení	M_{\max} [kNm]	M_{\min} [kNm]	N_{\min} [kN]
Protodjakonov	+30,004	-13,040	-154,564
Terzaghi	+45,877	-9,817	-316,223
Bierbaumer	+40,568	-10,939	-338,062

Z Tab. 8.1 je zřejmé, že při uvažování zatížení podle Protodjakonova, které je ze všech třech vypočtených zatížení výrazně nejnižší, je zcela

logicky dosaženo nejnižších hodnot vnitřních sil na ostění. Hodnoty zatížení podle teorií Terzaghiho a Bierbaumera jsou již více srovnatelné, proto i hodnoty vnitřních sil na ostění jsou podobné.

Vnitřní síly na ostění byly také určeny pomocí programu GEO5 MKP - Tunel pro tři různé numerické modely. V následující tabulce jsou pro všechny tři modely uvedeny hodnoty maximálního a minimálního ohybového momentu a minimální normálové síly na ostění (hodnoty normálových sil jsou na celém ostění záporné, minimem se tedy rozumí extrémní hodnota). Hodnoty byly pro lepší srovnání odečítány pouze z té části ostění, na které počítá vnitřní síly metoda Zurabov - Bugajeva (tedy kromě dna).

Tab. 8.2: Srovnání vnitřních sil - GEO5 MKP - Tunel

Numerický model č.	M_{\max} [kNm]	M_{\min} [kNm]	N_{\min} [kN]
1	+27,5	-13,0	-293,6
2	+22,3	-14,9	-201,0
3	+19,8	-28,2	-148,6

Při porovnání Tab. 8.1 a Tab. 8.2 je vidět, že metoda Zurabov - Bugajeva se zatížením podle Protodjakonova poskytuje velmi podobné hodnoty ohybových momentů jako numerický model č. 1 z programu GEO5 MKP - Tunel (rozdíl cca 9 % u maximální hodnoty a cca 0,3 % u minimální hodnoty). Krom tohoto jednoho případu jsou kladné ohybové momenty podle metody Zurabov - Bugajeva přibližně dvakrát vyšší než při výpočtu v programu, záporné momenty jsou přibližně poloviční. Normálové síly se nacházejí v podobných rozmezích v případě výpočtů metodou Zurabov - Bugajeva i programem GEO5 MKP - Tunel.

8.3 Poklesová kotlina

Poklesová kotlina byla určena ručním výpočtem a výpočty v programech GEO5 Výrub a GEO5 MKP - Tunel.

Výpočet v programu GEO5 Výrub byl proveden podle tří klasických teorií (podle Pecka, Fazekase a Limanova), které všechny poskytly podobné hodnoty sednutí povrchu terénu a stejné hodnoty šířky poklesové kotliny.

Tab. 8.3: Poklesové kotliny podle programu GEO5 Výrub

Způsob výpočtu	Max. sednutí [mm]	Délka kotliny [mm]
Peck	10,37	28,04
Fazekas	7,86	28,04
Limanov	12,34	28,04

Ruční výpočet byl proveden podle klasické teorie Fazekase a vyšel stejně jako výpočet v programu GEO5 Výrub.

Výpočet v programu GEO5 Výrub byl ještě proveden podle metody ztráty objemu, která poskytla výrazně větší výsledky, ale nelze ji s ostatními metodami příliš srovnávat, protože její výpočet je závislý na rozdíl od klasických teorií na určení procenta ztráty objemu (které mimo jiné závisí na způsobu výstavby daného kolektoru).

Dále byla poklesová kotlina spočtena na třech numerických modelech pomocí programu GEO5 MKP - Tunel. U prvního modelu nejsou výsledky vypovídající, protože tento model uvažuje provedení výrubu a instalaci ostění v jedné fázi (neuvažuje tedy prostorové chování masivu), tudíž pokles povrchu terénu je minimální (0,3 mm). Druhý model uvažuje postupnou exkavaci a instalaci ostění až ve druhé fázi výstavby po odebrání určité části materiálu. Poklesová kotlina tedy dosahuje reálnějších hodnot (3,1 mm), které jsou ale nižší než u výpočtu v programu GEO5 Výrub, který uvažuje plně vyražený výrub bez ostění. Třetí numerický model uvažuje postupnou exkavaci jako druhý model a navíc členění čelby. Hodnoty poklesové kotliny jsou zde vyšší (9,7 mm) a přibližně odpovídají hodnotám vypočteným programem GEO5 Výrub (rozdíl cca 5 % oproti průměrné hodnotě ze tří klasických teorií).

Závěr

Cílem této diplomové práce v první části bylo provedení rešeršní práce o různých typech konstrukcí kolektorů, o metodách používaných pro jejich provádění a o geotechnickém monitoringu kolektorů. Dále jsou zde zahrnuty informace o geologických poměrech Ostravska, kde se nachází kolektor, který byl uvažován pro následující určení vnitřních sil a poklesové kotliny.

Hlavním cílem diplomové práce ve druhé části bylo ručně a pomocí softwaru spočítat zatížení kolektoru, vnitřní síly na jeho ostění a poklesovou kotlinu nad výrubem a poté srovnání výsledků.

Ruční výpočet zatížení byl proveden podle teorií Protodjakonova, Terzaghiho a Bierbaumera. Jelikož každá teorie používá jiné postupy, tak bylo dosaženo rozdílných hodnot zatížení.

Ruční výpočet vnitřních sil na ostění byl proveden metodou Zurabov - Bugajeva pro všechny tři vypočítané hodnoty zatížení. Jejich hodnoty vyšly rámcově podobné jako při výpočtu v programu GEO5 MKP.

Výpočet poklesové kotliny byl proveden ručně podle teorie Fazekase a pomocí softwaru GEO5 Výrub podle různých teorií. Výpočty podle Fazekase vyšly shodně v softwaru i ručním výpočtu.

Dále byl proveden výpočet v softwaru GEO MKP - Tunel, který počítá rovinné úlohy metodou konečných prvků. V tomto programu byly vytvořeny tři numerické modely lišící se v zadání postupné exkavace a členění čelby. Pro různé numerické modely byly vypočteny různé hodnoty vnitřních sil. Jejich hodnoty vyšly rámcově podobné jako u ručního výpočtu podle metody Zurabov - Bugajeva (ohybové momenty pro různé varianty výpočtu jsou přibližně v rozmezí: u Zurabova - Bugajevové -15 až +45 kNm, u MKP -30 až +30 kNm, normálové síly shodně -150 až -300 kN). V programu GEO MKP byla pro všechny tři numerické modely také vypočtena poklesová kotlina, přičemž výsledky byly menší než z programu GEO5 Výrub, který na rozdíl od GEO5 MKP uvažuje nevystrojený výrub.

Seznam použité literatury

1. BARTÁK, J., PRUŠKA, J. *PODZEMNÍ STAVBY*. 1st ed. 2011. ISBN 978-80-01-04789-7.
2. ČSN EN 1997-1. Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla. Praha: Český normalizační institut, 2006. 138 p.
3. Dvořák, F.; Sochůrek, J. Výstavba podzemních kolektorů v centru Prahy - od návrhu k realizaci, 2010. Česká tunelářská asociace. http://www.ita-aites.cz/files/Seminare/2010_01_TO/Dvorak-Sochurek-Vystavba_kolekt.v.centru_Prahy.pdf (accessed Jan 02, 2017).
4. GEO5 MKP - Tunel. <http://www.fine.cz/geotechnicky-software/mkp-tunel/> (accessed Dec 31, 2016).
5. GEO5 Výrub. <http://www.fine.cz/geotechnicky-software/vyrub/> (accessed Dec 31, 2016).
6. Hruban, R. Ostravská pánev, 2004. Moravske-Karpaty.cz. <http://moravske-karpaty.cz/prirodni-pomery/geomorfologie/ostravska-panev/> (accessed Dec 28, 2016).
7. Hruban, R. Severní Vněkarpatské sníženiny, 2014. Moravské-Karpaty.cz. <http://moravske-karpaty.cz/prirodni-pomery/geomorfologie/severni-vnekarpatske-snizeniny/> (accessed Dec 28, 2016).
8. Hruban, R. Vněkarpatské sníženiny, 2004. Moravske-Karpaty.cz. <http://moravske-karpaty.cz/prirodni-pomery/geomorfologie/vnekarpatske-snizeniny/> (accessed Dec 28, 2016).
9. KARHÁNEK, J. *Návody ke cvičení z podzemních staveb*. 1st ed. 1986.

10. Klasické teorie. Online nápověda GEO5.
<http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/klasicke-teorie-01/> (accessed Dec 29, 2016).
11. KLEPSATEL, F., KAZINOTA, V. Kolektory a technické chodby pro podzemné vedenia. 1st ed. 1990. ISBN 80-05-00859-7.
12. KLEPSATEL, F., MAŘÍK, L., FRANKOVSKÝ, M. Městské podzemní stavby. 1st ed. 2005. ISBN 80-8076-021-7.
13. Koeficient výpočtu inflexního bodu. GEO5 Online nápověda.
<http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/koeficient-vypoctu-inflexniho-bodu-01/> (accessed Jan 02, 2017).
14. Kolektory Praha a.s. Délka kolektorů v Praze.
<https://www.kolektory.cz/zajimavosti/delka-kolektoru-v-praze/> (accessed Nov 13, 2016).
15. Kolektory Praha a.s. - galerie, 2017. turistik.
<http://www.turistik.cz/cz/kraje/region-prag/okres-praha/prag/kolektory-praha-as/galerie/> (accessed Jan 03, 2017).
16. Podklady ze společnosti METROPROJEKT Praha a.s.
17. Podklady ze společnosti POHL cz, a.s.
18. Pražské kolektory, 2015. Městské podzemí.
<http://www.hornictvi.info/podzemi/mestpod/kolektor.htm> (accessed Jan 03, 2017).
19. PRUŠKA, J. *PODZEMNÍ STAVBY 10 (Návody pro cvičení)*. 1st ed. 2000. ISBN 80-01-02194-7.

20. ŠEJNOHA, M., JANDA, T., PRUŠKA, J., BROUČEK, M. *Metoda konečných prvků v geomechanice*. 1st ed. 2015. ISBN 978-80-01-05743-8.
21. Výpočet při vrstevnatém prostředí. Online nápověda GEO5. <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/vypocet-pri-vrstevnatem-prostredi-01/> (accessed Dec 29, 2016).
22. Zobrazení geologické mapy on-line přes internet. Geologické a geovědní mapy. <http://www.geologicke-mapy.cz/mapy-internet/mapa/> (accessed Jan 03, 2017).