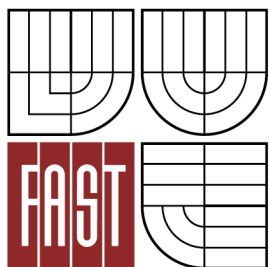




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV VODNÍHO HOSPODÁŘSTVÍ OBCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF MUNICIPAL WATER MANAGEMENT

VLIV VARIANTNÍHO ŘEŠENÍ ODKANALIZOVÁNÍ NA ČISTÍRNU ODPADNÍCH VOD

THE INFLUENCE OF THE VARIANT SOLUTION TO SEWERAGE TREATMENT PLANT

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

RADEK DOHNAL

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. PETR HLUŠTÍK, Ph.D.

BRNO 2013



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3647R015 Vodní hospodářství a vodní stavby
Pracoviště	Ústav vodního hospodářství obcí

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student	Radek Dohnal
Název	Vliv variantního řešení odkanalizování na čistírnu odpadních vod
Vedoucí bakalářské práce	Ing. Petr Hlušík, Ph.D.
Datum zadání bakalářské práce	30. 11. 2012
Datum odevzdání bakalářské práce	24. 5. 2013
V Brně dne 30. 11. 2012	

.....
doc. Ing. Ladislav Tuhovčák, CSc.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

- [1] MAYS, Larry. Stormwater collection systems design handbook. McGraw-Hill. 2001. ISBN 0-07-135471-9
- [2] STRÁNSKÝ, David. Metodická příručka - Posouzení stokových systémů urbanizovaných povodí.
- [3] KREJČÍ, Vladimír a kol. Odvodnění urbanizovaných území-moderní přístup, ISBN 80-86020-39-8, NOEL 2000 s.r.o. Brno 20022.
- [4] STEIN, David. Rehabilitation and Maintenance of Drains and Sewers. Brelin: Ernst & Sohn Verlag, 2001. ISBN 3-433-01316-0
- [5] BERÁNEK, Josef. PRAX, Petr. Navrhování tlakové kanalizace. NOEL 2000, ISBN 80-86020-08-8
- [6] HLAVÍNEK, Petr. MIČÍN, Jan. PRAX, Petr. Příručka stokování a čištění, NOEL 2000, 2001, 251 s., ISBN 80-86020-30-4.
- [7] Vybraná čísla časopisů SOVAK a Vodní hospodářství vztahujícími se k uvedené problematice

Zásady pro vypracování

V první části práce student provede rešerši týkající se problematiky alternativních a tradičních způsobu odkanalizování odpadních vod s vlivem složení a množství těchto vod na ČOV. V praktické části práce student provede pro zvolenou lokalitu srovnání objemů technologických objektů akivační a dosazovací nádrže na základě získaných dat pro gravitační, tlakový a podtlakový systém odkanalizování ve vybrané lokalitě.

Předepsané přílohy

.....
Ing. Petr Hluštík, Ph.D.
Vedoucí bakalářské práce

Abstrakt

Účelem rešeršní části bakalářské práce je zhodnotit a porovnat návrh výpočtu klasických a alternativních způsobů odkanalizování, a jejich vliv na kvalitu odpadních vod odváděných na čistírnu odpadních vod. Hlavním cílem praktické části práce je návrh a porovnání objektů biologického čištění na čistírně odpadních vod, pro každý systém odkanalizování, s vazbou na jakost a kvalitu odpadních vod. Součástí práce je orientační finanční posouzení objektů biologického čištění.

Klíčová slova

Tlaková kanalizace, podtlaková kanalizace, gravitační kanalizace, aktivační nádrž, dosazovací nádrž

Abstract

Purpose of research part of this bachelor's thesis is to evaluate and compare design methods of conventional and alternative wastewater collection systems. The work also deals with influence of the system on the quality of wastewater supplied to the wastewater treatment plant. The aim of practical part is to design and compare secondary treatment objects for different sewerage systems considering the wastewater quality. The work includes financial assessment of secondary treatment objects.

Keywords

Pressure sewers, vacuum sewers, gravity sewers, aeration tank, clarifier.

Bibliografická citace VŠKP

DOHNAL, Radek. *Vliv variantního řešení odkanalizování na čistírnu odpadních vod*. Brno, 2013. 62 s. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav vodního hospodářství obcí. Vedoucí práce Ing. Petr Hlušík, Ph.D..

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 24. 5. 2013

.....
podpis autora
Radek Dohnal

Poděkování:

Děkuji vedoucímu bakalářské práce Ing. Petru Hlušíkovi Ph.D. za odborné vedení, užitečné rady a čas, který věnoval této práci.

OBSAH

1	ÚVOD.....	1
1.1	Historie odvádění odpadních vod	1
1.2	Historie tlakové kanalizace	1
1.3	Historie podtlakové kanalizace	1
1.4	historie maloprofilové kanalizace	2
1.5	Historie gravitační kanalizace.....	2
1.5.1	Volba gravitační kanalizace	4
1.5.2	Volba tlakové kanalizace	6
1.5.3	Volba podtlakové kanalizace	6
1.5.4	Volba maloprofilové kanalizace	6
2	DRUHY ODPADNÍCH VOD	7
2.1	Městské odpadní vody	7
2.2	Splaškové odpadní vody	7
2.3	Dešťové odpadní vody	8
2.4	Průmyslové odpadní vody	9
2.5	infekční odpadní vody.....	10
2.6	Odpadní vody ze zemědělství.....	10
2.7	balastní vody.....	11
2.7.1	Způsob stanovení množství balastních vod	11
3	KONCEPČNÍ ŘEŠENÍ A DRUHY ODKANALIZOVÁNÍ	12
3.1	tradiční způsob odkanalizování	12
3.1.1	Návrh trasy gravitační stokové sítě	12
3.1.2	Výškové uspořádání stok	13
3.1.3	Dimenzování gravitační stokové sítě-splaškové	13
3.1.4	Dimenzování gravitační stokové sítě-dešťové	15
3.2	Tlakový způsob odkanalizování.....	17
3.2.1	Hydraulický návrh	17
3.3	podtlakový způsob odkanalizování.....	23
3.3.1	Dimenzování potrubí	23
3.3.2	Podélný profil potrubí	23
3.3.3	Hydropneumatický návrh podtlakového systému	25
3.3.4	Návrh biofiltru	25
3.3.5	Hydropneumatický návrh dle DWA-A 116-1	25
4	VLIV ZPŮSOBU ODKANALIZOVÁNÍ NA KONCENTRACI ODPADNÍCH VOD A ČISTÍRNU ODPADNÍCH VOD.....	27

4.1	Návrh objektů biologického čištění	28
4.1.1	Výpočet průtoků na čistírnu odpadních vod	28
4.1.2	Výpočet objemů aktivační nádrže pro splaškovou kanalizaci, dle technologie BAT	28
4.1.3	Výpočet objemů aktivační nádrže pro splaškovou kanalizaci	30
4.1.4	Výpočet objemů aktivační nádrže pro tlakovou kanalizaci dle technologie BAT	30
4.1.5	Výpočet objemů aktivční nádrže pro tlakovou kanalizaci	32
4.1.6	Výpočet objemu aktivační nádrže pro podtlakovou kanalizaci dle technologie BAT	33
4.1.7	Výpočet objemu aktivační nádrže pro podtlakovou kanalizaci	34
4.1.8	Výpočet objemu dosazovací nádrže.....	36
5	FINANANČNÍ POSOUZENÍ OBJEKTŮ BIOLOGICKÉHO ČIŠTĚNÍ A ENERGETICKÉHO PROVOZU ČISTÍRNY ODPADNÍCH VOD.....	38
5.1	Finanční posouzení aktivační nádrže	39
5.2	Finanční posouzení dosazovací nádrže.....	39
5.3	strojní zařízení čov	40
5.3.1	Optimalizace přístrojového zařízení	40
5.3.2	Posouzení strojního zařízení ČOV	41
6	ZÁVĚR	45
	POUŽITÁ LITERATURA	46
	SEZNAM TABULEK	47
	SEZNAM OBRÁZKŮ	48
	SEZNAM GRAFŮ.....	49
	SEZNAM ZKRATEK A SYMBOLŮ	50
	SUMMARY	53

1 ÚVOD

1.1 HISTORIE ODVÁDĚNÍ ODPADNÍCH VOD

Je velmi těžké říci, která civilizace se zasloužila o vznik stokových a odvodňovacích systémů. Již 5000 let před naším letopočtem byly vybudovány první odvodňovací kanály pro odvod dešťových vod, a to v Jižní Americe na území Inků. První splachovací záchod byl používán na území dnešní Kréty, v období asi 3000 až 1500 let před naším letopočtem v knósském královském paláci a byl vybaven nádržkou na vodu, která byla napájena vodou z dešťových cisteren. Druhá verze historického prvenství je z období 2500 let před naším letopočtem a to z území západní Indie, asi 62 km od města Ahmedabad. V té době byl podle vědců splachovacím záchodem vybaven každý dům, ze kterého odváděl proud vody odpad do zakryté stoky. [1] Za zmínku také stojí jeden z nejstarších kanalizačních systémů na světě, a to stoka Cloaca Maxima. V doslovném překladu to znamená velká stoka. Byla vybudována ve starém Římě za vlády krále Lucia Tarquinia Priscia a sloužila k odvádění odpadních vod z města a k vysoušení mokřin. V některých místech dosahuje šířky 3 metrů a výšky 4 metrů. Její konstrukce obsahuje nepravou klenbu a podobný kanalizační systém se rozšířil po Římské říši v kombinaci s akvaduktem. [2]

1.2 HISTORIE TLAKOVÉ KANALIZACE

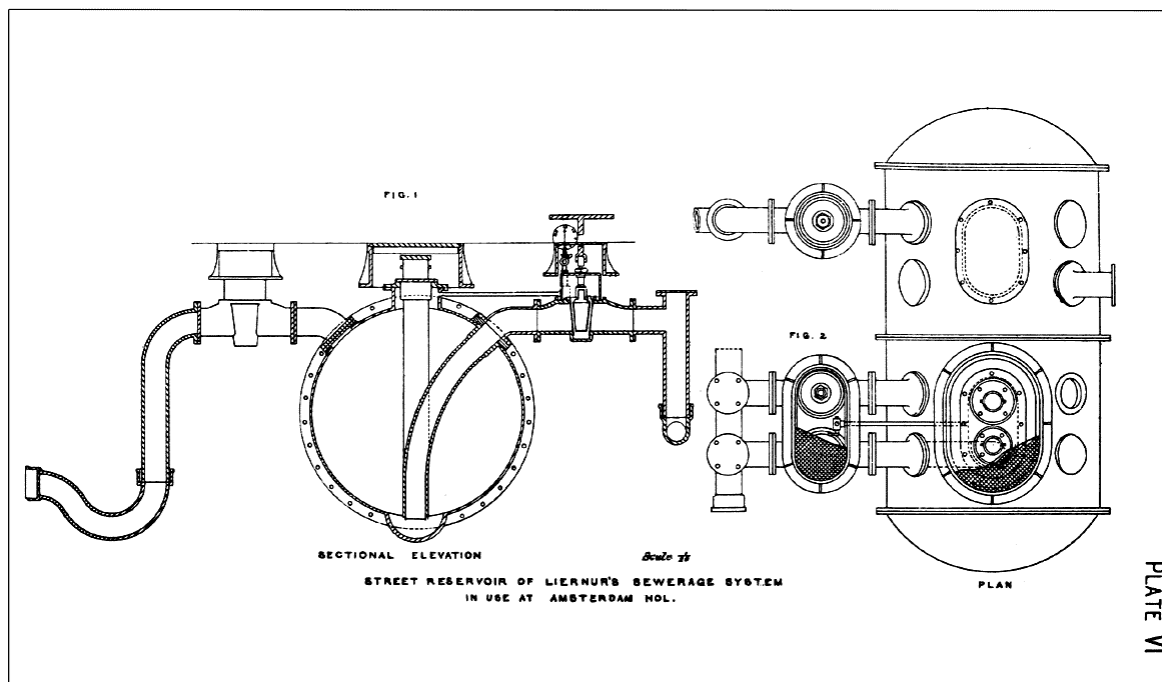
Nápad odvádět odpadní vodu tlakovým systémem poprvé zrealizoval Mortimer Clift, který navrhl odkanalizování 42 domů ve městě Radcliffe, ve státě Kentucky v 60. letech. Systém byl vybaven hlavním tlakovým řadem, tlakovými přípojkami a pneumatickými ejektory s mělniči. Systém měl však velké problémy s technickým zařízením a proto nebyl využíván. Až s časovým odstupem a technickým vývojem se problémy odstranily a systém tak mohl spolehlivě pracovat. [3]

1.3 HISTORIE PODTLAKOVÉ KANALIZACE

Podtlaková (nebo také vakuová) kanalizace byla vymyšlena v 19. století Nizozemcem Charlesem T. Liernurem. Použita byla v Amsterdamu, Hanau, ale také v Praze. Tento systém byl tvořen litinovými troubami o stejném profilu 5 palců, které byly těsněné jako vodovodní trouby. Při podtlakovém sání se systém používal pro odvod odpadu a moči z domů, a pro odvodnění nemocnic. Gravitačně pak byly tímto systémem odváděny odpadní vody z domácností, prádelen a kuchyní, pro odvod dešťových vod ze střech a ulic, za použití vlastního systému trub. Odpad z toalet byl sváděn přípojkovým potrubím, které ústilo do vzduchotěsné sběrné nádoby, ve které se shromažďovaly splašky z určitého domovního bloku. Na tuto nádobu bylo napojeno často i více potrubí, které bylo opatřeno ventily pro kontrolu podtlaku. Základní sběrná stanice byla vybudována na vhodném místě. Tato stanice byla vzduchotěsná a podtlak v ní byl vyvoláván pomocí vývěv, které byly poháněny parním strojem. Z uličních podtlakových stanic byly splašky odsávány do hlavní sběrné stanice pomocí přípojky, která byla připojena u samotného dna uliční stanice. Druhé potrubí bylo vedeno do horní části uliční stanice a sloužilo k odsávání vzduchu. Samotné odsávání splašků bylo prováděno manuálně dvěma pracovníky. První pracovník otevřel sběrnou uliční nádrž a na ventil od domovní přípojky nasadil klíč. Druhý pracovník nasadil klíč na ventil od potrubí centrální sběrné stanice. V momentě kdy pracovník otevřel ventil mezi uliční nádobou a centrální sběrnou nádobou, byl vytvořen podtlak. Druhý pracovník otevřel ventil na domovní přípojce a mohl tak vysát splašky. Tento postup se

opakoval jednou až dvakrát, než byly všechny splašky z každé domovní přípojky vysáty do uliční sběrné nádoby. Poté se otevřel přívod do uliční sběrné nádoby a tím byly vysáty splašky z uliční nádoby do centrální sběrné stanice.

S vývojem plastového potrubí a s dostatkem elektrické energie došlo k rozvoji celého systému podtlakové kanalizace a následnému používání tohoto systému v místech, kde nelze navrhnout gravitační kanalizaci. [4]



Obrázek 1 Schéma Liernurova podtlakového systému [4]

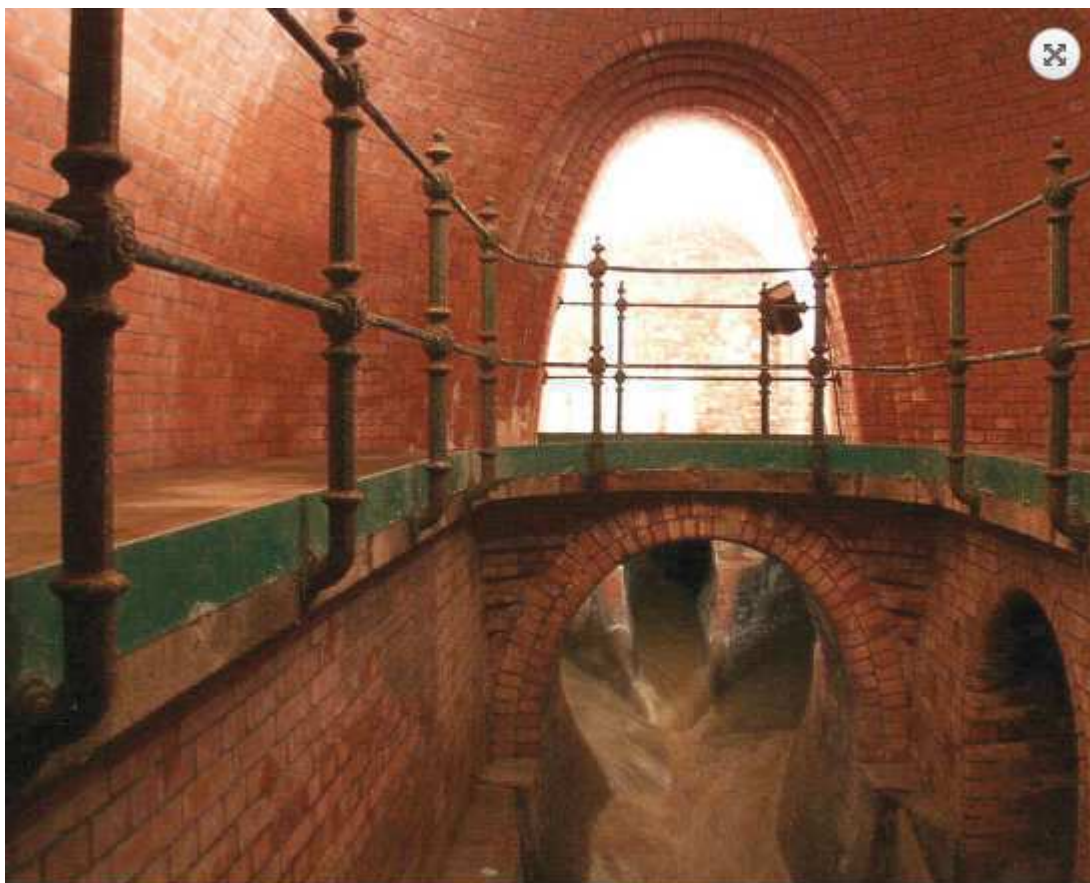
1.4 HISTORIE MALOPROFILOVÉ KANALIZACE

První zmínka o maloprofilové gravitační kanalizaci byla zaznamenána již v 19. století. Byla však zapomenuta a proto se nepoužívala. V současné době je hojně využívána v Austrálii, odkud se pomalu přesouvá na americký venkov. [5]

1.5 HISTORIE GRAVITAČNÍ KANALIZACE

S postupným vývojem civilizace, růstem průmyslu a rozšiřováním měst se začala projevovat nutná potřeba odvedení znečištěných vod. Tlakové a podtlakové systémy v této době byly zatím neobjeveny a odpad z domácností se vyhazoval ven na ulici. To mělo za následek markantní růst nemocí, které byly způsobeny znečištěnou vodou, výskyt bakterií a větší množství hmyzu a krys. Za kanalizaci by se tak daly považovat příkopy, které odváděly znečištěnou vodu z ulic do vodních toků. Na počátku 19. století se začaly v domácnostech instalovat první splachovací záchody. Splašky byly odváděny pomocí prvních stokových systémů do vodních toků. Avšak právě to mělo za následek značné znečištění městských řek, a prakticky je změnilo ve stoky. [6] Alarmující byl například stav řeky Temže v Londýně, které se začalo přezdívat „světová stoka“. V Praze bylo v letech 1818-1828 vybudováno prvních 44 km stokové sítě sirem Lindleyen, takto

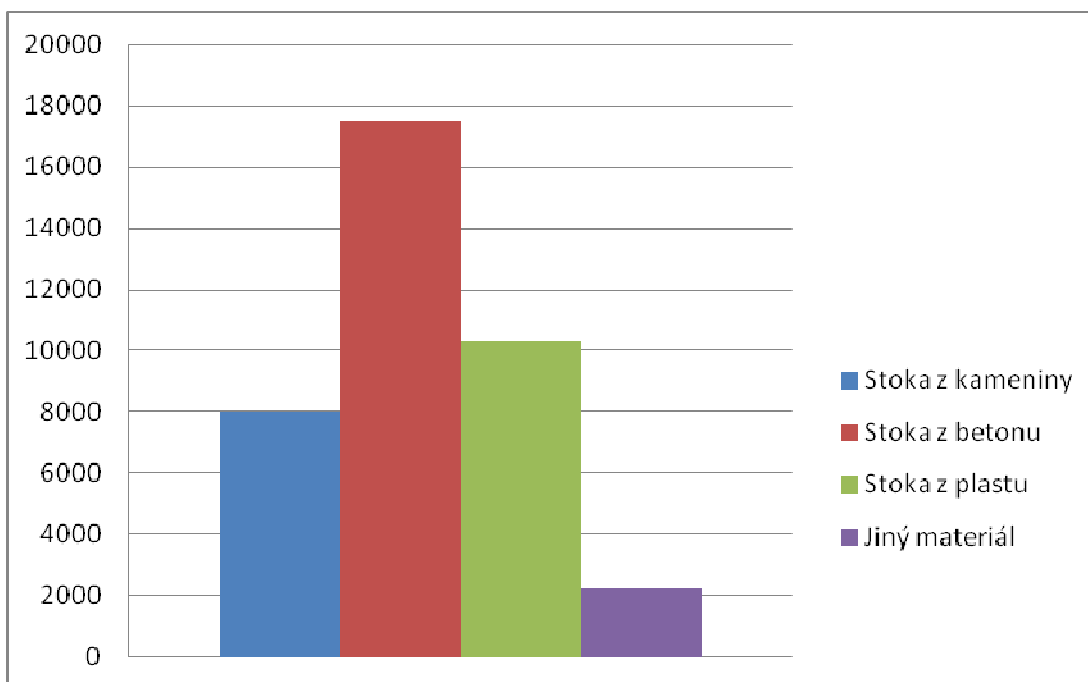
navržená síť Praze slouží dodnes. Zajímavostí je, že sir Lindleye zahrnul do odkanalizování Prahy nejen historické centrum města, ale také předměstí Prahy. [5] Lze tedy bez nadsázky říct, že sir Lindleye touto svou předvídavostí ušetřil příštím generacím značný kus práce.



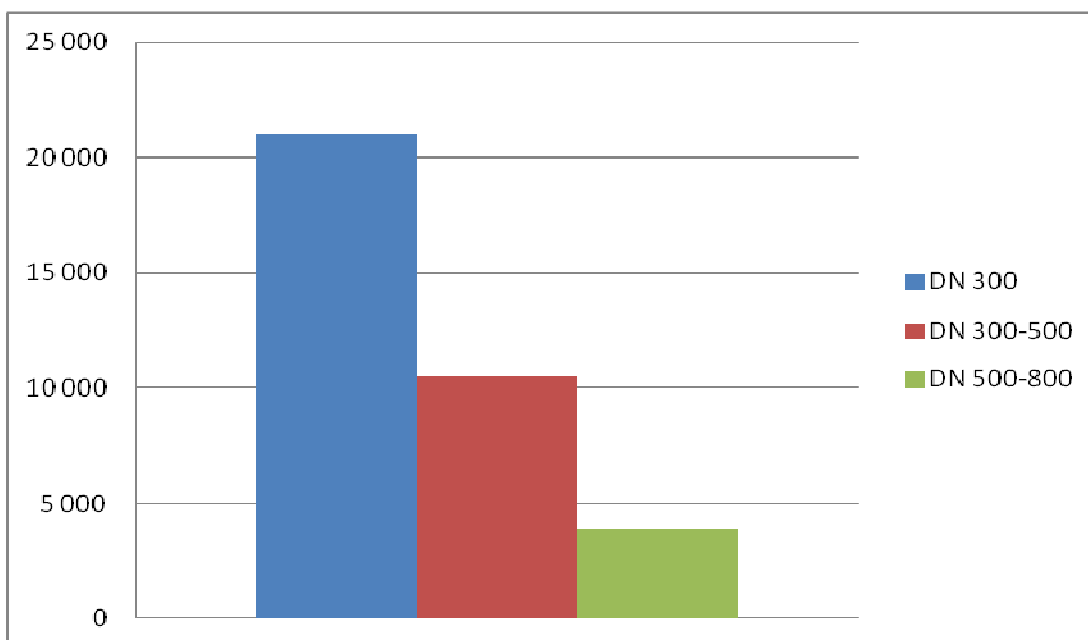
Obrázek 2 Stoka pod staroměstským náměstím [17]

V současné době se na území České Republiky nachází přes 38 000 km stokových sítí. Z toho přes 8000 km tvoří stoky z kameniny, 17 500 km stoky z betonu, 10 300 km stoky z plastu a 2 200 km stoky z jiného materiálu. Nejdelší stoková síť se nachází ve středočeském kraji, a má délku zhruba 4 900 km. Nejméně je to pak v kraji karlovarském, kde je stoková síť dlouhá 1080 km. V rámci rozdělení stok dle profilů, mají největší zastoupení stoky v DN 300 mm v celkové délce 21 000 km. Stoky od 300 do 500 mm tvoří 10 500 km a stoky od 500 do 800 mm jsou v České Republice zastoupeny v délce 3 900 km. Nejméně to pak jsou stoky o průměru větším než 800 mm, které mají celkovou délku 2 700 km. [7]

Graf 1.1 Přehled rozdělení stok v ČR dle materiálu [7]



Graf 1.2 Rozdělení stok v ČR dle velikosti profilů [7]



1.5.1 Volba gravitační kanalizace

V gravitační kanalizaci jsou splaškové vody odváděny v beztlakovém režimu proudění o volné hladině. Splašky jsou na čistírnu odpadních vod odváděny samospádem. Proto se

gravitační kanalizace buduje ve sklonitém a svažitém území, aby byl zajištěn dostatečný spád pro transport splaškových vod. Pokud je podélný sklon kanalizace až příliš veliký, a postupné zahlubování stoky by se jevilo jako neekonomické, budují se na stokové síti objekty, které pomáhají překonávat velký podélný sklon. Tyto objekty se nazývají skluzy a spadiště. Skluzy jsou však pro provozovatele a správce stokových sítí v dnešní době nepopulární. Proto se v nově budovaných stokových sítích zpravidla neobjevují a jsou zastoupeny převážně spadištěm. Gravitační způsob odkanalizování je v České Republice nejrozšířenějším způsobem odvádění splaškových vod. Mezi jeho výhody patří především spolehlivost a jednoduchost provozu. Nevýhodou však stále zůstává samočistící schopnost tohoto způsobu odkanalizování, především v období sucha. Další problém tvoří takzvané balastní vody, které se do kanalizace dostávají vlivem netěsností ve spojích nebo pomocí provozních trhlín. Tyto vody jsou z hlediska čištění nežádoucí a snažíme se je proto co nejvíce eliminovat.

Systémy uspořádání gravitačních stokových sítí

Systém uspořádání stokových sítí vychází z konfigurace území, z urbanistického řešení zástavby a vzájemné polohy odvodňovaného území a recipientu. [5]

1.5.1.1.1 Radiální systém

Radiální systém odvádění splaškových vod se používá v lokalitách, které jsou svažité do jednoho místa (kotliny) a v obcích, které nemají požadovaný sklon k recipientu. Voda se takto stahuje do nejnižšího místa, odkud je dále čerpána na čistírnu odpadních vod. Jiná varianta je umožnit odtok splašků na čistírnu odpadních vod pomocí ražené štol, je však nutno zvážit náklady na ražbu štol v porovnání s provozními náklady na provoz čerpací stanice. [5]

1.5.1.1.2 Úchytný systém

Tento systém se navrhuje na území s menším sklonem k recipientu. Kmenová stoka je vedena podél vodního toku, do které zaústějí sběrače z jednotlivých ulic. Často se na kmenovou stoku umísťují odlehčovací komory, které převádí velké dešťové průtoky do recipientů a umožňují tak snížit množství odváděných vod dále kmenovou stokou na čistírnu odpadních vod. To vede ke snížení velikost profilu za odlehčovací komorou a tím pádem i investičních nákladů. [5]

1.5.1.1.3 Větvný systém

Navrhuje se v území se členitější zástavbou a tam, kde je zástavba rozložena podél recipientu. Kmenová stoka je zpravidla vedena nejnižším místem v území a je zaústěna do čistírny odpadních vod. [5]

1.5.1.1.4 Pásmový systém

Navrhuje se v rozsáhlejší území s velkými výškovými rozdíly v zástavbě. Z toho plyne, že stokový systém je rozdělen na několik výškových pásem, ze kterých jsou odpadní vody odváděny pomocí takzvaných pásmových sběračů. [5]

1.5.2 Volba tlakové kanalizace

Při odkanalizování tlakovou kanalizací jsou splašky odváděny z domovní přípojky do sběrné šachty, ve které je čerpadlo a plovákový spínač. V momentě, kdy je šachta plná, plovák sepne spínač čerpadla a splašky jsou následně čerpány do tlakového kanalizačního systému. Dále jsou dopravovány v tlakovém režimu na čistírnu odpadních vod. Tímto způsobem odkanalizování je možné odvádět pouze vody splaškové. V České Republice se jedná o nejrozšířenější způsob alternativního odkanalizování. Největší výhodou jsou nízké pořizovací náklady. Samotné potrubí stoky je vedeno rovnoběžně s terénem, tím pádem se minimalizují výkopové práce, které jsou finančně jinak velmi náročné. Další výhodou je nízká energetická náročnost a možnost překonání větších spádů. Mezi nevýhody patří hlavně zvýšený zápach odpadní vody. Během stání splašků v šachtě totiž dochází k různým anaerobním pochodům, které vykazují značný zápach. Další slabinou jsou čerpadla v šachtách, které mají omezenou životnost. [8] Tento způsob odkanalizování se volí zejména v rovinatém území, kde nepřipadá v úvahu kanalizace gravitační. Dále se buduje v oblastech řídkého osídlení, v rekreačních oblastech kde je pouze sezónní provoz a v nepříznivých geologických podmínkách. [8]

1.5.3 Volba podtlakové kanalizace

Podtlaková kanalizace se skládá z domovní sběrné šachty, kam ústí splašky z domovní přípojky. Z této šachty jsou splašky nasávány přes podtlakový ventil pomocí vývěvy do podtlakové kanalizace a sběrného potrubí, odkud jsou čerpány na čistírnu odpadních vod. Nezbytným zařízením v tomto systému je vakuová stanice s vývěvou, která vytváří podtlak v celém systému. Stejně jako u tlakové kanalizace se zde setkáváme s menšími investičními náklady a menšími profily samotné stokové sítě. Velkou výhodou jsou podtlakové ventily ve sběrných šachtách. Tyto ventily jsou plně průtočné a ke svému provozu nepotřebují elektrickou energii. Tento podtlakový ventil vykazuje větší životnost než čerpadla ve sběrných šachtách u tlakové kanalizace. Dále je zajištěna vysoká rychlost přepravy splašků v podtlakovém systému a nedochází tak k usazování sedimentů v potrubí a následnému ucpávání. Mezi největší nevýhodu toho systému patří nutnost zbudování podtlakové stanice. Rovněž zde vzniká riziko velké energetické náročnosti, při uzavření podtlakového systému. Tento způsob odkanalizování je stejně jako tlakový systém vhodný použít v málo sklonitém a rovinatém území, v lokalitách s řídkým osídlením, při velkém množství inženýrských sítí, při překážkách v trase a ve stísněných podmínkách při výstavbě. [8]

1.5.4 Volba maloprofilové kanalizace

Maloprofilová kanalizace se v současnosti v České Republice nevyužívá, nedovoluje to norma ČSN 75 6101, která zakazuje použití kanalizace z plastů, sklolaminátů a kameniny o profilu menším než DN 250 mm a DN 300 mm z materiálů jiných. [9] Při použití maloprofilové kanalizace se umožňuje vedení trasy v protispádu, avšak pod podmínkou využití násoskového efektu. Celý systém odvádění splašků je gravitační, s použitím profilů o malé světlosti, nízké drsnosti a s dokonale vodotěsnými spoji. Nevýhodou představuje nutnost zbudování lapačů pevných nečistot, které zabraňují vniknutí sedimentačních látek do celého systému. [5]

2 DRUHY ODPADNÍCH VOD

Odpadní vody můžeme rozdělit dle jejich složení a výskytu. Každá stoková síť je navrhována tak aby bezpečně a plynule odvedla jakýkoliv druh odpadní vody na čistírnu odpadních vod. Pro návrh stokové sítě je nezbytně nutné znát množství a druh odpadní vody, která bude do stokové sítě odváděna. Celkově se dá říct, že odpadními vodami jsou všechny vody odváděné stokovou sítí, vody z drenážních systémů, které se odvedly z pozemních staveb, tekuté odpady a další, různě znečištěné odpadní vody z chemických, potravinářských nebo strojírenských průmyslů. [5]

2.1 MĚSTSKÉ ODPADNÍ VODY

Městskými odpadními vodami jsou vody, které do kanalizace přitéčou například z domovních přípojek, uličních vpustí, nebo z různých průmyslových závodů a obecně ze zastavěného území. Tyto vody většinou tvoří největší množství odpadních vod, které přitéčou na čistírnu odpadních vod. [5]

2.2 SPLAŠKOVÉ ODPADNÍ VODY

Splaškové odpadní vody většinou tvoří směs tuhého a kapalného odpadu z toalet, různých mycích a pracích prostředků, vody z umývadel a dřezů, papírů. Splaškové odpadní vody většinou bývají silně zakalené a mívají šedou až šedohnědou barvu. Obecně platí, že splašky by měly být dopraveny na čistírnu odpadních vod do osmi hodin. Po této době dochází k vyčerpání rozpuštěného kyslíku, začínají probíhat různé anaerobní procesy a splašky začínají silně zapáchat. Měnit se začíná také barva, splašky začínají tmavnout. pH splaškových vod se obvykle pohybuje v rozmezí 6,5-8,5 a jejich reakce je slabě alkalická. [5]

Tabulka 1 Orientační složení splaškových vod [5]

Ukazatel	Rozmezí hodnot	Jednotky
Hodnota pH	6,5-8,5	[-]
Nerozpuštěné látky	200-700	mg/l
• z toho usaditelné	73	%
• z toho neusaditelné	27	%
Rozpuštěné látky	600 - 800	mg/l
BSK ₅ s potlačením nitrifikace	100 - 400	mg/l
CHSK - Cr	250 - 800	mg/l
TOC (DOC)	asi 250	mg/l
N _{celk}	30 - 70	mg/l
N-NH ₄	20 - 45	mg/l
P _{celk}	5 - 15	mg/l
Poměr BSK ₅ : CHSK _{Cr}	0,5	[-]

Anorganické látky jsou ve splaškových vodách zastoupeny například v podobě chloridů. Tyto chloridy pochází hlavně z moči. Mycí a čisticí prostředky, zbytky moči a fekálií vykazují velké množství polyfosforečnanů. Specifická produkce těchto látek je zhruba 1,7 g/obyt./den. Sloučeniny dusíku jsou obsaženy převážně v čerstvých splašcích. Velké procento však tvoří amoniakální dusík a močovina. Tato močovina se však v průběhu cesty stokovou sítí hydrolyzuje na amoniakální dusík. Proto je množství dusíku v čase proměnné. Organické látky rozdělujeme na látky biologicky rozložitelné a na látky těžko, nebo nerozložitelné v aerobních podmínkách. Pro další procesy čištění splaškových vod je velmi důležité znát obsah těchto látek. Jedním ze spolehlivých způsobů jak určit množství organických látek je ukazatel chemické spotřeby kyslíku (CHSK). Podle použití oxidačního činidla organických látek rozlišujeme CHSK_{Cr} – oxidační činidlo K₂Cr₂O₇ a CHSK_{Mn} – oxidační činidlo KMnO₄. [5]

Tabulka 2 Orientační hodnoty specifické produkce znečištění v g/den na 1 obyvatele [5]

Látky	Minerální	Organické	Veškeré	BSK5	CHSK _{Cr}	Ncelk	Pcelk
Nerozpuštěné							
Usaditelné	10	30	40	20	40	1	0,2
Neusaditelné	5	10	15	10	20	-	-
Rozpuštěné	75	50	50	30	60	10	2,3
Celkem	90	90	180	60	120	11	2,5

Tabulka 2 udává hodnoty specifického látkového znečištění v České Republice. Tyto hodnoty jsou naměřené v oblastech s větší vybaveností a blíží se k maximu. Tyto hodnoty jsou však pohyblivé a jsou závislé na velikosti oblasti, průběhu dne a podobně. Dále je nutné brát v úvahu biologické pochody, které probíhají v kanalizačním potrubí již během transportu a které mění charakter a způsob znečištění splašků. Je to dáno především hojným zastoupením biologických látek ve splaškových vodách. Tyto látky jsou velice snadno biologicky rozložitelné a právě díky nim často dochází k biochemickým přeměnám organických látek již v samotné kanalizaci. Zvláště nežádoucí jsou anaerobní procesy (procesy, které probíhají bez přítomnosti vzdušného kyslíku) v jejichž důsledku dochází k sulfonové korozi betonových stok a nadměrnému a nepříjemnému zápachu. [5]

2.3 DEŠŤOVÉ ODPADNÍ VODY

Dešťové odpadní vody jsou zpravidla vody srážkového charakteru, které jsou odváděny ze silnic, střech, zpevněných i nezpevněných ploch. Tyto vody jsou do kanalizace sváděny pomocí uličních vpustí, dešťových svodů a dalšími odváděcími systémy. Často bývají znečištěné automobilovými provozními kapalinami, které jsou do kanalizace splachovány ze silnic a větších parkovišť. Dešťové vody obsahují z velké části anorganické látky, z nichž podstatnou část tvoří látky nerozpuštěné. Tyto látky se do dešťových vod dostávají při dopadu na zemský povrch, při průchodu atmosférou a při smývání z povrchu silnic. Z velké většiny jsou tvořeny jemnými částicemi polétavého prachu a nejjemnějšími frakcemi písku. Jiné známky znečištění jeví dešťová voda odváděná ze střech. Jako hlavní znečišťovatel zde figurují těžké kovy a to hlavně v zastoupení železa. Z velké části je to dáno materiálem střech. Těžké kovy jsou charakteristické svou měrnou hmotností, která je vyšší 5000 kg/m³. Tyto těžké kovy mají nepříznivý vliv na samočisticí procesy v přírodních vodách, ale i na biologické čištění na čistírnách odpadních vod. Nepříznivě působí i na lidský organismus, kdy způsobují chronická onemocnění. Mezi těžké kovy patří zejména rtuť, měď, zinek, olovo, kadmium, kobalt a mangan. [5]

Tabulka 3 Průměrné hodnoty obsahu kovů v dešťových vodách [5]

Druh dešťové vody	Voda z komunikací	Voda ze střech
Ag (μg/l)	<10	<11
Co (μg/l)	<10	<11
Cr (μg/l)	<15	<13
Fe (μg/l)	<2260	2000
Hg (μg/l)	<3	<1
Mn (μg/l)	160	90
Al (μg/l)	1590	1340
Ca (mg/l)	1309	13
K (mg/l)	<3,2	3,5
Mg (mg/l)	1,3	1,2
Na (mg/l)	<5170	6190
B (mg/l)	0,31	0,29

Za zmínku také stojí obsah chloridů. Jejich obsah je ve srážkových vodách proměnný a nedá se s jistotou říci, jaké množství chloridů v dané lokalitě do kanalizace oteče. Je to především dáno množstvím posypové soli, kterou je silnice v zimním období posypána. Koncentrace chloridů v dešťových vodách kolísala v rozmezí 92-350 mg/l v letním období, v zimním to pak bylo mezi 150-5635 mg/l. [5]

Obecně se dá říci, že dešťová voda je jedním z dobrých a v našich podmínkách vydatným vodním zdrojem a je velmi nutné se o tento vodní zdroj starat a touto vodou neplýtvat. V posledních letech se stalo trendem dešťové vody retenovat a dále je využívat, a to například pro praní, splachování toalet, zalévání, ale i pro účely rekreační. Populárními se staly tzv. biotopy, kdy je dešťová voda sváděna do přírodní nádrže, z ní je pak odváděna do čistící šachty kde se voda pročistí soustavou biologických filtrů a z ní je dále odváděna po povrchu zpět do nádrže. Z výše uvedených možností využívání je zřejmé, že odvádění dešťových vod do kanalizace by měla být varianta volená až v krajních případech, kdy nelze vodu dále jinak využít. Při zvýšeném odtoku vod z povodí totiž dochází ke změnám klimatu a vysoušení lokalit, které vedou k záhubě zeleně a k dalším nepříznivým vlivům.

2.4 PRŮMYSLOVÉ ODPADNÍ VODY

Průmyslové odpadní vody jsou vody, které obsahují jak vody splaškové (od zaměstnanců závodu, ze závodních jídelen a kuchyní), dále vody dešťové ze střech továrních hal a přilehlých zpevněných ploch, komunikací, atd. Největší podíl však tvoří vody ze samotné výroby, nejčastěji vody chladicí. Tyto vody nejeví velké známky znečištění a konkrétně u chladicích vod je vhodné po použití vodu ochladit a znovu ji použít v procesu chlazení. Jelikož je odvětví průmyslu velmi rozmanité a každý závod má svou specifickou výrobu, tak i složení produkovaných odpadních vod bude u každého závodu odlišné. Z hlediska čištění odpadních průmyslových vod jsou velmi vítány potravinářské závody, jako například pivovary, konzervárny a mlékárny. Odpadní vody těchto závodů obsahují biologicky dobře rozložitelné látky, často přírodního původu. Vždy je však nutné posoudit,

zda vypouštěné vody neobsahují látky hořlavé, toxické, třaskavé a jinak nebezpečné pro provoz a obsluhu kanalizace a čistírny odpadních vod. Zvláštní kapitolu látek obsažených v odpadních vodách tvoří fenoly. Jsou to organické látky, které jsou biologicky rozložitelné, avšak toxické. Nejčastěji se vyskytují v odpadních vodách v petrochemickém průmyslu. Dalšími, často zastoupenými látkami v průmyslových, ale i splaškových vodách, jsou tenzidy. Tyto se dostávají do odpadních vod z pracích a mycích prostředků, zvaných jinak také detergenty. V případě, že je v odpadních průmyslových vodách větší množství toxických látek, je zapotřebí je před vpuštěním do kanalizace odstranit. Tyto toxické látky se odstraňují lépe z vod, které jsou více koncentrované, než z vod více naředěných. Je velmi důležité toto předčištění nezanedbat, neboť pak by mohlo dojít k problémům při biologickém čištění na čistírně odpadních vod, nebo při vypouštění do recipientu. [10]

2.5 INFEKČNÍ ODPADNÍ VODY

Infekční vody jsou vody, které se do kanalizace dostávají ze zařízení nemocnic, sanatorií, léčeben nebo mikrobiologických zařízení. Často obsahují nebezpečné choroboplodné zárodky. Tyto zárodky se nesmí dostat do kanalizace a je proto nutné je před vpuštěním do veřejné stokové sítě odstranit. Dále by neměly narušovat materiál stokové sítě (silně kyselé odpadní vody, velké množství síranů) a neměly by ohrožovat obsluhu stokové sítě (teplota, hořlavé látky). Infekční vody jsou dále definovány dle ČSN 75 6101 a ČSN 75 6404 [9]

2.6 ODPADNÍ VODY ZE ZEMĚDĚLSTVÍ

Množství a složení odpadních vod ze zemědělství je dáno velikostí zemědělského závodu a druhem jeho činnosti. Odpadní vody ze zemědělství lze rozdělit na:

- Odpadní vody z rostlinné výroby
- Odpadní vody z živočišné výroby
- Splaškové odpadní vody
- Odpadní vody z oplachů strojů a zařízení
- Dešťové odpadní vody
- Odpadní vody z údržby a úklidu

Při odvádění těchto vod by mělo platit, že málo znečištěné odpadní vody odvedeme pomocí stokové sítě na čistírnu odpadních vod a silně znečištěné vody se pokusíme mechanicko-biologicky vyčistit. Pokud to není možné, měla by být zajištěna alespoň akumulace těchto znečištěných vod a následné další využití, jako například hnojivo. Pokud je alespoň trochu možné vodu upravit, můžeme ji poslat na čistírnu odpadních vod na její finální dočištění. Se zpřísnujícími legislativními podmínkami je postupně zamezováno vypouštění znečištěných zemědělských vod do veřejné stokové sítě. V minulosti tomu tak ovšem nebylo, podniky byly stavěny bez ohledu na životní prostředí a docházelo tak k vypouštění zemědělských odpadních vod do kanalizace. [11] V současné době tomu zabráňují legislativní dokumenty ČSN 75 6101 a ČSN 75 6190

2.7 BALASTNÍ VODY

Balastní vody jsou vody, které se do kanalizační sítě dostávají vlivem netěsností ve spojích kanalizačních trubek, trhlinami v těchto trubkách, nebo jsou do stokové sítě přímo dovedeny a zaústěny pomocí načerno připojených dešťových trub. Tyto vody vykazují ve velké většině minimální znečištění a proto jsou v kanalizaci nežádoucí. Dále zředí a ochlazuje splašky a nepříznivě ovlivňují biologický proces čištění. V případě, že je koncentrace znečištění BSK_5 menší než 50 mg.l^{-1} , začíná být proces biologického čištění na čistírně odpadních vod problematický. [10] Dále tyto vody snižují kapacitu potrubí a zvyšují čerpané množství na přečerpávacích stanicích. [12] Z těchto důvodů se snažíme množství balastních vod ve stokové síti eliminovat, neboť jejich přítomnost má nepříznivý vliv na ekonomickou stránku provozu celé kanalizační sítě. ČSN 75 6401 nám říká, že pokud je přítok na čistírnu odpadních vod větší než 15 % průměrného denního přítoku ($Q_{24,m}$), pak je tento přítok nežádoucí. Dále je třeba zdůraznit, že dle této normy je v jakémkoliv profilu stokové sítě množství balastních vod menší než 25% $Q_{24,m}$, považováno za vyhovující a přijatelné. [12]

2.7.1 Způsob stanovení množství balastních vod

Hlavním úkolem je stanovení takzvaného minimálního bezdeštného průtoku Q_{ov}^{min} . Tato metoda je založena na předpokladu, že během minimálního denního průtoku v rozmezí 3-6 hodinou ránní, je průtok tvořen pouze vodami balastními. Tato metoda je velmi spolehlivá u méně osídlených oblastí. Ve velkých městech však dochází k produkci splaškových vod i během noci a proto je předpoklad nočního průtoku balastních vod nesprávný. [12]

Další metoda, která se nazývá bilanční, je založena na porovnávání objemu vody pitné fakturované a objemu vody, proteklé stokovou sítí. Od těchto objemů je však nutné odečíst objem dešťových průtoků, které se nepovažují za vodu balastní, ani za vodu fakturovanou. Velkou nevýhodou u této metody je fakt, že všechna voda fakturovaná se nedostává do kanalizace. Výhodou naopak je že umožňuje dlouhodobě určit průměrné množství balastních vod za delší období. Zpravidla to bývá 6-12 měsíců. [12]

Jedna z dalších variant stanovení je metoda denní nerovnoměrnosti hmotnostního toku polutantu. Základním elementem je zde směšovací rovnice (3.1) splaškové vody, ve které se vyskytuje přirozený polutant, (zpravidla to bývá CHSK nebo NL) a infiltrované vody s nulovou, nebo známou koncentrací polutantu. [13]

$$Q_{ov} = Q_{spl} + Q_{inf} + Q_{pov} \quad (3.1)$$

kde: Q_{ov} - průtok odpadní vody [l.s^{-1}]

Q_{spl} - průměrný objem splaškové vody z domácností [l.s^{-1}]

Q_{inf} - množství infiltrované podzemní vody [l.s^{-1}]

Q_{pov} - přítok do systému ze zaústěných vodotečí [l.s^{-1}]

[13]

Tato metoda je finančně i časově náročnější, ale zároveň je vhodná pro použití u velkých aglomerací. [13]

3 KONCEPČNÍ ŘEŠENÍ A DRUHY ODKANALIZOVÁNÍ

3.1 TRADIČNÍ ZPŮSOB ODKANALIZOVÁNÍ

Tradičním způsobem odkanalizování se rozumí odvod splaškových vod gravitační kanalizací.

3.1.1 Návrh trasy gravitační stokové sítě

Při návrhu stokové sítě vycházíme ze znalosti a morfologie terénu odkanalizované oblasti. V intravilánu se vedení jednotné kanalizace umísťuje převážně pod osu komunikace, tak aby při nutných revizích a opravách byl umožněn obousměrný provoz. Nejideálnějším řešením je však umístění stoky do takzvaného zeleného pásu, kdy víko šachty vůbec nezasahuje do komunikace. [10] Revizní šachty se umísťují vždy po 50 metrech v přímé trase, v místě změny směru stoky a v místě změny výškového uložení stoky. Je zakázáno umísťovat stoky pod kořeny stromů, případně v jejich těsné blízkosti. Obecně platí, že minimální vzdálenost stoky od stromu je 1,5 m. V případě vedení stoky v blízkosti budovy, se vzdálenost dna výkopu od budovy uvažuje dle vzorce

$$L = \frac{H - h}{\operatorname{tg} \varphi} \quad \text{kde} \quad (4.1)$$

H - hloubka dna výkopu [m]

h - hloubka základů budovy pod terénem [m]

φ - úhel vnitřního tření zeminy v daném místě [m]

[5]

Při návrhu uložení jednotné kanalizace v intravilánu musíme počítat s tím, že budeme omezeni jiným podzemním trubním, případně kabelovým vedením (vodovod, plynovod, elektrické kabely vysokého napětí, atd.) Jednotlivé výškové i podélné vzdálenosti od ostatního vedení nám udává norma ČSN 73 6005 Prostorové uspořádání sítí technického vybavení. Přehledně je to zobrazeno v tabulce 4.

Tabulka 4 Souběh a křížení stoky s ostatními druhy inženýrských sítí [5]

Nejmenší dovolené vodorovné vzdálenosti při souběhu stoky a:	Silové kabely				Sděl. kabely	Plynovody		Vodovod	Tepelná vedení	Kabelovody	Koktor	Koleje tram. Dráhy
	1 kV	10 kV	35 kV	110 kV		Do 0,005 Mpa	Do 0,3 Mpa					
	0,5	0,5	0,5	1		1	1					
Nejmenší dovolené svislé vzdálenosti při souběhu stoky a:	0,3	0,3	0,5	0,5	0,2	0,5	0,5	0,1	0,1	0,1	0,1	-

3.1.2 Výškové uspořádání stok

Uložení stokové sítě pod terén se v intravilánu řeší v souladu s ČSN 73 6005 Prostorové uspořádání sítí technického vybavení. Tato norma uvádí konkrétní hodnoty krytí od objektů, které se nachází nad stokovou sítí a mohly by negativně ovlivňovat její fungování. Při uložení stoky pod chodník je minimální dovolené krytí 1,00 m. V případě, že stoku ukládáme pod vozovku, musíme krytí zvětšit na hodnotu 1,80 m. Pokud stoku vedeme ve volném terénu mimo zástavbu, je minimální dovolená hodnota uložení 0,60 m. Uvedené hodnoty platí i pro kanalizační přípojky a jsou uváděny jako minimální. Maximální hloubka uložení uliční stoky je 6,0 m. [10] Samotné kanalizační potrubí se ukládá na 15 cm vrstvu štěrkopískového podsypu. Dále se potrubí zahrne vhodně zrnitým materiálem a to až 30 cm nad horní líc potrubí. Nakonec se výkop zahrne původní zeminou.

3.1.3 Dimenzování gravitační stokové sítě-splaškové

Při dimenzování splaškové stokové sítě je nutné znát počet obyvatel z odkanalizované oblasti a jednotlivé průtoky, které v dané stoce budou protékat a na tyto průtoky posléze navrhnout profil a materiál potrubí. Postup je takový, že počítáme jednotlivé průtoky odpadních vod od konkrétních skupin znečišťovatelů a následně je všechny zahrneme do jedné tzv. směšovací rovnice. Tato nám určí maximální průtok Q_{max} , který vyprodukuje počítaná oblast. Samotný návrh dimenze potrubí se však určuje dle návrhového průtoku Q_n , který se vypočítá tak, že se maximální průtok Q_{max} vynásobí dvakrát.

Stanovení průtoku odpadní vody od obyvatelstva:

V tomto případě počítáme průměrný průtok odpadních vod obyvatelstva za den $Q_{24,m}$. Postupujeme dle rovnice 4.2

$$Q_{24,m} = P.O * q_{spec} \quad [m^3.den^{-1}] \quad (4.2)$$

Kde: P.O - počet obyvatel v dané oblasti

q_{spec} - specifické množství odpadní vody $[l.os^{-1}.den^{-1}]$

V dalším kroku počítáme maximální hodinový průtok odpadních vod od obyvatelstva.

$$Q_{h,m} = Q_{24,m} * K_h \quad [m^3.s^{-1}] \quad (4.3)$$

Kde: K_h - součinitel hodinové nerovnoměrnosti

$Q_{24,m}$ - průměrný průtok odpadních vod od obyvatelstva za den

Stanovení průtoku odpadních vod z průmyslu:

Do tohoto výpočtu je třeba zahrnout množství odpadních vod jak z výroby – $Q_{24,p}$, tak i od zaměstnanců – $Q_{h,p}$. Tyto hodnoty si většinou sám stanovuje průmyslový závod v závislosti na druhu výroby, počtu zaměstnanců a směnném provozu.

Stanovení průtoku balastních vod

Množství balastních vod Q_B je závislé na stavu a stáří kanalizace a proto je velmi těžké stanovit přesné množství těchto vod. Pro jednoduché stanovení se vychází z rovnice 4.4

$$Q_B = (Q_{24,m} + Q_{24,p}) \cdot K \quad [\text{m}^3 \cdot \text{den}^{-1}] \quad (4.4)$$

Kde: K - hodnota pohybující se v rozmezí 5% - 15%. Při návrhu bereme ohled na stav a stáří kanalizace

$Q_{24,m}$ - průměrný průtok odpadních vod od obyvatelstva za den

$Q_{24,p}$ - průměrný průtok odpadních vod od průmyslu za den

Stanovení maximálního průtoku $Q_{\max}$

Při stanovování maximálního průtoku vycházíme ze dvou rovnic (4.5 a 4.6). Maximální průtok určíme tak, že vybereme větší hodnotu z předešlých dvou rovnic.

$$Q_{\max 1} = Q_{24,m} + Q_{h,p} + Q_B \quad [\text{m}^3 \cdot \text{den}^{-1}] \quad (4.5)$$

$$Q_{\max 2} = Q_{h,m} + Q_{24,p} + Q_B \quad [\text{m}^3 \cdot \text{den}^{-1}] \quad (4.6)$$

$Q_{\max}$ je potom větší hodnota z rovnic $Q_{\max 1}$ a $Q_{\max 2}$

Stanovení návrhového průtoku

Návrhový průtok se u splaškové kanalizace počítá dle rovnice (4.7). Tento postup platí pouze u návrhu kanalizace splaškové. Při počítání dešťových průtoků používáme jinou metodiku výpočtu.

$$Q_N = 2 \cdot Q_{\max} \quad [\text{m}^3 \cdot \text{den}^{-1}] \quad (4.7)$$

Stanovení materiálu potrubí

Při stanovení materiálu potrubí se vychází ze znalosti kapacitního (Q_{kap}) a návrhového (Q_N) průtoku. Pro posouzení vhodnosti návrhu je nutné splnit podmínku $Q_{\text{kap}} > Q_N$. Kapacitní průtok je průtok, který je schopné převést potrubí dané světlosti. Při tomto průtoku je potrubí plně zahlceno až po nejvyšší okraj profilu. V tomto okamžiku je však nutné uvést fakt, že při stoprocentním zahlcení profilu (Q_{kap}) nedochází k převedení maximálních průtoků ($Q_{\max}$). Maximální průtok převádí profil kruhového potrubí při zhruba 95% zahlcení. Určení materiálu stokové sítě záleží dále i na rychlosti proudění splašků v potrubí, jak je to uvedeno v tabulce 5.

Tabulka 5 Určení materiálu stokových sítí v závislosti na rychlosti [5]

	Rychlost	Materiál
Q _{kap} <	3 m.s ⁻¹	Beton, železobeton
Q _{kap} <	10 m.s ⁻¹	Kamenina, čedič
Q _{kap} <	5 m.s ⁻¹	Plast, litina, sklolaminát

Posouzení na zanášení potrubí

V profilu stokové sítě by měla být taková unášecí rychlost, aby nedocházelo k usazování pevných a tuhých částí splašků v profilu stoky a byl umožněn plynulý odvod splaškových vod na čistírnu odpadních vod. Unášecí síla se vypočítá dle rovnice 4.8.

$$U = \rho \cdot g \cdot R \cdot I \quad [\text{Pa}] \quad (4.8)$$

Kde ρ - měrná hmotnost dopravovaného média [kg.m⁻³]

g - gravitační konstanta [m.s⁻²]

R - hydraulický poloměr [m]

I - podélný sklon stoky [%]

V případě, že je unášecí rychlost větší než 3 Pa, používá se jako materiál stokové sítě plast, nebo sklolaminát. Častěji je však používán beton nebo železobeton, a to v případě, že unášecí rychlost je větší než 4 Pa.

Sklony stokových sítí

Při návrhu sklonu gravitační stokové sítě musíme brát ohled na fakt, že navrhne-li stoku s malým podélným sklonem, sníží se nám průtočná rychlost v profilu a výsledný průměr stoky bude příliš veliký. V tomto případě se při menších průtocích začne stoka zanášet a nastane zde problém s následným čištěním daného úseku stoky. V opačném případě, kdy navrhne sklon stoky větší, se setkáme s problémem postupného zahlubování potrubí, což je nežádoucí z hlediska většího množství výkopových prací a nutnosti pozdějšího přečerpávání splašků do větších výšek.

3.1.4 Dimenzování gravitační stokové sítě-dešťové

Hlavním parametrem pro řešení stokových sítí jsou krátkodobé přívalové deště. Tyto deště jsou charakteristické silnou intenzitou, krátkou dobou trvání a malou povrchovou rozlohou. Vyskytují se převážně v letních měsících. Při intenzivních deštích je pak množství dešťové vody odváděné kanalizací mnohonásobně vyšší, než jakékoliv jiné odpadní vody. [5] Samotnému návrhu profilu kanalizace předchází studie mapových podkladů a místních podmínek. V případě, že je sklon zájmové oblasti menší než 5%, je možné pro další výpočet použít metodu „ideálních střech“. Spočívá v tom, že si dané území rozdělíme na

jednotlivá dílčí povodí, a dle intenzitního vzorce (4.9) si spočítáme množství vody $Q_{DEŠT}$, které dopadne na námi zvolené povodí

Stanovení průtoku

$$Q_{DEŠT} = A \cdot \psi \cdot i \quad [l/s] \quad (4.9)$$

Kde A - plocha povodí [ha]

i - intenzita návrhového deště [$l \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$]

ψ - součinitel odtoku [-]

Hodnota součinitele odtoku ψ se pohybuje v rozmezí 0,05-1,00 a je závislá na druhu povrchu, ze kterého voda odtéká. Jinou hodnotu bude mít v případě, že voda odtéká z asfaltu, jinou zase pokud odtéká ze zatravněné plochy. V případě urbanizovaného území, kde je povrch členitější a nedá se přesně určit hodnota součinitele odtoku, se přistupuje k metodě tzv. „jednotkového hektaru“. Tato metoda spočívá v tom, že se v dané lokalitě vybere plocha 1 hektaru, která alespoň přibližně charakterizuje celou zájmovou oblast, a ve které jsou obsaženy v určitém poměru všechny druhy povrchů. Ke každému druhu povrchu se pak přiřadí jiný součinitel odtoku. Z takto získaných součinitelů se vypočítá průměrný součinitel odtoku, který dosazujeme do výše uvedeného intenzitního vzorce.

Při stanovování intenzity deště musíme počítat s tím, že se po dobu trvání deště jeho intenzita mění. Je mnoho metod jak získat a vypočítat intenzitu deště pro danou lokalitu (Lindleyho vztah, Reinholdův vztah, atd.) Tyto vztahy však slouží pro stanovení intenzit na větších plochách. V případě, že potřebujeme určit intenzitu trvání deště na malých územích, vycházíme ze studie pana J. Trupla, která nese název „Intenzity krátkodobých dešťů v povodích Labe, Odry a Moravy“. Tato studie vyšla v roce 1958 v Praze a zahrnuje výsledky zpracování dešťoměrných záznamů pro 98 stanic. [5]

Stanovení návrhového průtoku

Po vypočtení průtoků v dílčích povodích $Q_{DEŠT}$, se provede porovnání s vypočtenými hodnotami Q_{max} vod splaškových dle následujících vztahů.

$$Q_{max} < 10\% Q_{DEŠT} \text{ ----> } Q_N = Q_{DEŠT}$$

$$Q_{max} > 10\% Q_{DEŠT} \text{ ----> } Q_N = Q_{max} + Q_{DEŠT}$$

$$Q_{max} > Q_{DEŠT} \text{ ----> } Q_N = 2 \times Q_{max}$$

Stanovení doby dotoku

Doba dotoku nám udává čas, za který je odpadní voda schopna dotéct z nejvzdálenějšího místa v kanalizaci až do „závěrového profilu“. V našem případě to může být do kmenové stoky, do které se napojuje námi navržená nová kanalizace, nebo v případě dešťové stoky pak recipient. Obecně platí, že doba dotoku „ t “ by měla být v rozmezí 5-7 minut.

$$t = \frac{l}{v} \quad [min] \quad (4.10)$$

Kde: l - délka od nejvzdálenějšího bodu do uzávěrového profilu [m]

v - rychlost proudění odpadní vody [m/s]

3.2 TLAKOVÝ ZPŮSOB ODKANALIZOVÁNÍ

Kritéria pro návrh tlakové kanalizace jsou obsaženy v ČSN 75 6101 a ČSN EN 1671. Z těchto dokumentů vyplývá, že tlaková kanalizace se navrhuje z trub PN 10 o minimální světlosti DN 80. V případě použití mělníčního systému, připadá v úvahu i světlost DN 50. V případech, kdy počítáme se systémem předřazených septiků, můžeme rovněž volit minimální světlosti. Splašky odváděné tlakovou kanalizací by měly po celou dobu transportu zůstat v aerobním stavu. V opačném případě mohou ovlivňovat čistící procesy na čistírně odpadních vod, což je zcela nežádoucí. [3]

3.2.1 Hydraulický návrh

Hydraulický návrh obsahuje návrh čerpací techniky a dimenzí profilů podle zvolené topologie tlakové kanalizace. V rámci hydraulického návrhu je třeba posoudit:

- Maximální a minimální možné tlaky a vznik podtlaků. Znalost těchto hodnot úzce souvisí s pevnostními charakteristikami potrubí a volbou materiálu potrubí. Dále ovlivňují tlakové schopnosti čerpadel. [3]
- Maximální rychlost, která ovlivňuje velikost rázů a které mají nepříznivý vliv na životnost potrubí. [3]
- Unášecí rychlost, která zabráňuje usazování pevných nečistot v potrubí, korozivním účinkům na potrubí, vytváření odporů a infikování dopravovaných splašků. [3]

Protože je proudění v potrubí v tlakové kanalizaci případ trojrozměrného pohybu a nejde tedy řešit analyticky, je nutné zavést následující zjednodušující předpoklady:

- Tlak v průřezu potrubí se mění hydrostaticky, za základ se považuje tlak v ose potrubí
- Rychlost v je střední průřezová rychlost a je stálá v celém průřezu
- Rychlost v se vypočítá dle vztahu (4.11)

$$v = \frac{Q}{S} \quad [\text{m/s}] \quad (4.11)$$

Kde: Q - průtok v potrubí [m^3/s]

S - plocha průřezu [m^2]

Protože jsou příčné rozměry tlakové kanalizace mnohonásobně menší než její délka, můžeme uvažovat s jednorozměrným prouděním. Dále je nutno respektovat zákon o zachování hmotnosti a zákon o zachování energie. Režim proudění splašků je dále ovlivňován časovou variabilitou činností čerpadel. [3]

Stanovení návrhových průtoků

Návrhové průtoky jsou v tomto případě hodnoty, které vyjadřují průtokové poměry v intervalu špičkových odtoků během dne. Slouží pro dimenzování veřejných řadů a byly vytvořeny uměle. Způsoby k jejich stanovení jsou dva.

- a) Vyšetření odtoku splašků z dané oblasti v čase denní špičky a tomuto odtoku přizpůsobit návrh čerpací techniky. [3]
- b) Navrhnout si čerpací techniku v závislosti na odtoku z typické připojené nemovitosti a dále vyšetřit možné stavy její činnosti. [3]

Návrhové průtoky stanovujeme dva. První je tzv. dimenzovací návrhový průtok, který slouží ke stanovení průměrů potrubí a tlakové čáry. V USA to jsou například průtoky s dvoudenní pravděpodobností překročení. Druhým průtokem je průtok s jistou četností výskytu, který má vyvolat unášecí účinek, zbavovat potrubí nečistot a usazenin a zajišťovat proplachování. V případě, že je četnost proplachovacích průtoků nedostačující, přistupuje se k zvláštním technologickým opatřením, jako například aeraci nebo proplachování tlakovým vzduchem. Celkově se stanovení návrhových průtoků provádí pomocí dvou metod. Je to metoda racionálně-empirická a metoda stochastická. [3]

1) Stochastické metody

V případě, že stanovujeme návrhový průtok pomocí jedné ze stochastických metod a v systému tlakové kanalizace uvažujeme odstředivá čerpadla, pak jejich průtoky jsou jen volně odhadované. Je to dáno tím, že mnoho odstředivých čerpadel má jen pozvolně klesající Q-H křivku, tím pádem je pracovní bod čerpadla značně proměnlivý, v závislosti na aktuálním tlaku v síti. Pro tyto metody je tedy výhodnější, mají-li čerpadla strmější, nebo dokonce svislou Q-H křivku, třeba jako čerpadla vřetenová. [3]

Metoda úměrného průtoku

Tento postup je převzat z USA. Pro praktický návrh se vychází z předpokladu, že návrhový průtok bude překročen v 5 % případů, kdy dojde k sepnutí nahodilého počtu čerpadel. Pro tyto stanovené průtoky jsou pak voleny rychlosti v potrubí od 0,6-0,7 m/s. Takto stanovený systém je pak posuzován ze dvou hledisek. Zprv je nutno posoudit, zda při průtocích odpovídajících pravděpodobnosti dosažení 99,7% nebudou někde v systému tlaky, které nepřekračují tlakové maximum použitých čerpadel, které by nedovolili v daném místě přítok z přípojky. Druhý krok spočívá v posouzení rychlosti v síti při průtocích, které odpovídají pravděpodobnosti 68% a 86%. Takto sledované hodnoty vyhodnocujeme zejména z hlediska unášecích rychlostí v potrubí a z důvodu proplachování potrubí. Pro stanovení počtu současně sepnutých čerpadel, s danou pravděpodobností nepřekročení, můžeme použít stochastický výpočet, nebo si můžeme pomoci počítačovou simulací. Správnost výsledných hodnot si můžeme ověřit z již fungujících tlakových systémů. [3]

Počítačová simulace

U této metody můžeme pozměňovat jednotlivé vstupní parametry a tím analyzovat jejich vliv na současné sepnutí čerpadel. Hodnoty, které můžeme změnit, jsou Q_d –denní odtok odpadních vod z typické připojené nemovitosti ($0,2-9,6 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$), Q_s –výkon čerpadla v $\text{l} \cdot \text{s}^{-1}$ ($0,75-20,01 \cdot \text{s}^{-1}$), posuzovaný časový interval, po který systém sledujeme (hodina denní špičky, nebo 24 hodin), počet čerpacích jednotek, které jsou napojeny na trubní systém (1-150). Pro nahodilé vygenerování hodinového odtoku je třeba si zvolit časové rozmezí. Dále si počítač sám nastavil výšku hladin v čerpací jímce pro začátek simulace. [3]

Doporučený postup při návrhu:

- shromáždění vstupních podkladů – situace, morfologie terénu, údaje o producentech

- stanovení návrhových úseků – např. tam, kde se rozvětjuje trubicí síť [14]
- určení zatížení úseků [14]
- stanovení zatížení jednotlivých úseků denním odtokem splašků [14]
- volba procentové sazby pro stanovení hodinového maxima odtoku v daném úseku [14]
- výpočet zatížení úseku vyjádřeného v hodinovém maximu Q_{hod} [14]
- stanovení počtu čerpadel sepnutých v úseku (pro pravděpodobnost 68%, 86%, 95% [14] 99,7%), zároveň stanovení průtoků pro daný počet sepnutých čerpadel. [14]
- návrh dimenze potrubí úseku, kontrola rychlosti [14]
- stanovení tlakových ztrát dle Darcy-Weissbacha [14]
- vynesení tlakové čáry po kritické cestě, čára se vynáší od výtoku [14]

Stochastické výpočty

Pravděpodobnost současného sepnutí čerpadel ve sledovaném čase, je závislá na celkové provozní době všech čerpadel v tom samém časovém intervalu. Tato celková provozní doba je závislá na dílčích provozních dobách, které lze stanovit dle vztahu (4.12) [3]

$$tp = \frac{Q_i}{Q_s} \quad (4.12)$$

Kde: Q_i - odtok z nemovitosti do čerpací jímky za daný časový interval [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$]

Q_s - výkon čerpadla [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$]

V případě, že Q_s je pro všechna čerpadla konstantní (tzv. homogenní systém), pak lze stanovit pravděpodobnost základního jevu. A to, zda je čerpadlo právě sepnuto. Je to právě podíl provozní doby tp a doby sledovaného intervalu. Při sledovaných intervalech delších než 1 hodina není pravděpodobnost základního jevu, ani pravděpodobnost dosažení počtu současně sepnutých jímek, závislá na objemu čerpacích jímek. Doporučuje se použít čerpací jímky o menším objemu, protože právě to má za následek zkrácení doby zdržení splašků v celém systému. Hodnota sledovaného intervalu je většinou 24 hodin. V tomto intervalu je vyšetřována hodina maximálního odtoku splašků, ve které je spínání čerpadel častější. [3]

Pro další kroky návrhu je používán tento postup:

$$Q_N = Q_s \cdot m_{95} = 0,67 \cdot m_{95} \quad [\text{l} \cdot \text{s}^{-1}] \quad (4.13)$$

Kde: m - je počet čerpadel, jejichž sepnutí bude překročeno s 95% pravděpodobností

Hodnota m je dána poměrem Q_i/Q_s , a je pravděpodobnostní funkcí doby čerpání. Z uvedeného poměru je zřejmé, že hodnota m klesá s výkonností použitých čerpadel

a roste s velikostí odtoku ve sledovaném intervalu. Proto je důležité stanovit hodnotu špičkového odtoku splašků pro sledovaný interval Q_i . Podle zkušeností z Maďarska jde o 1 hodinu. Právě v Maďarsku tuto hodnotu stanovují jako procentuální podíl denního odtoku všech znečišťovatelů, napojených na čerpací jednotku. [3]

$$Q_{hod} = n \cdot Q_{ddom} \quad [l \cdot s^{-1}] \quad (4.14)$$

Kde: Q_{ddom} - průměrný denní odtok z domácnosti, případně od jiného znečišťovatele [l/s]

n - počet dílčích znečišťovatelů, napojených na 1 čerpací jednotku

Známe-li procentový podíl denního odtoku připadající na hodinu špičky (dle Maďarů voleno 50%) a přípustný maximální hodinový výkon nějakého čerpadla, můžeme stanovit maximální počet dílčích znečišťovatelů, kteří mohou být napojeni na dané čerpadlo. [3]

$$Q_{hod} = 50 \cdot n \cdot Q_{ddom} / 100 \quad [l \cdot s^{-1}] \quad (4.15)$$

Doporučený postup při návrhu:

- Shromáždění výchozích podkladů – situačních, výškových údajů o znečišťovatelích

- Výpočet

- Stanovení návrhových úseků. Uzly volíme v místech rozvětvení sítě a změn průřezu potrubí. [3]

- Určení zatížení úseků připojenými domácnostmi a návazně čerpacími jednotkami

- Stanovení zatížení jednotlivých úseků denním odtokem splašků. Určíme ho z počtu napojených znečišťovatelů a průměrného denního odtoku splašků z domácnosti.

- Volba procentové sazby pro stanovení hodinového maxima odtoku v daném úseku, výpočet zatížení úseku vyjádřeného v hodinovém maximu Q_{hod}

- Stanovení mezních počtů čerpadel sepnutých v oblasti příslušné pro úsek, a to pro pravděpodobnosti 0,68 ; 0,86 ; 0,95 ; 0,997. Stanovení průtoků v úseku odpovídajících těmto počtům sepnutých čerpadel.

- Návrh průměru pro úsek a kontrola rychlostí. Rychlost v_{95} se má pohybovat v rozmezí 0,6–0,7 m/s, či blízko nad ním, rychlost v_{997} by měla překračovat 0,9 m/s. Pokud rychlosti nevyhoví, mění se návrh průřezu, případně se posuzovaný úsek rozloží na úseky dva s odlišnými světlostmi. [3]

- Stanovení tlakových ztrát v úseku pro Q_{997} , např. dle Darcy-Weissbacha. [3]

- Vynesení tlakové čáry po kritické cestě. Za předpokladu větvivé sítě to bývá zpravidla nejdelší cesta. Čára se začíná vynášet od počátečního úseku, kde se předpokládá zaústění hladiny, nebo výtok do volného prostoru. Každý úsek je tedy posuzován tlakově odděleně. [3]

Dopravní výška čerpadel nesmí být převýšena tlaky čerpadel v místech napojení. [3]

2) Racionálně-empirické metody

Stanovení návrhového průtoku se provádí dle tzv. „zatěžovacího parametru“, který definuje zatížení daného úseku. Bývá to zpravidla počet připojených čerpacích stanic (nejčastěji používán v USA), nebo počet ekvivalentních obyvatel (postup ATV). [3]

Postupy používané v USA

Jednotlivé metody se liší podle daného výrobce čerpacích a mělnicích systémů. Nejčastěji jsou to metody nazvané ENVIROMENT ONE, ASCE, HYDROMATIC, BARNES, F.E. MYERS, atd. U každé metody je ve finále zpracována závislost návrhových průtoků na počtu napojení bytových jednotek. [3] Viz graf 4.1. Pokud křivkami z grafu 4.1 proložíme přímkou, pak můžeme s ohledem na místní podmínky napsat její rovnici:

$$Q_N = A \cdot N + B \quad [\text{gal} \cdot \text{min}^{-1}] \quad (4.16)$$

Kde: N – je počet ekvivalentních bytových jednotek

A, B - konstanty dle projektanta. Pro anglosaské jednotky A= 0,5; B= 20 [gal.min⁻¹] [3]

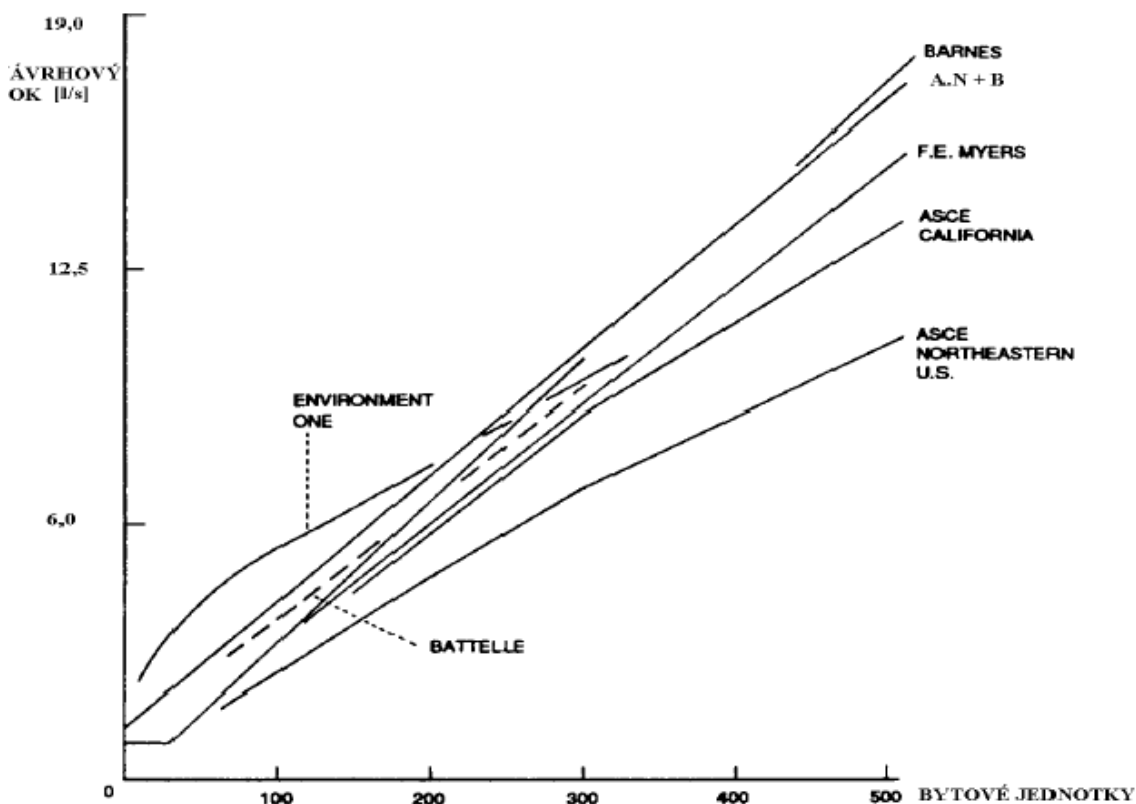
Pro návrh průměrných průtoků v l.s⁻¹ lze tedy použít rovnici 4.17

$$Q = 0,0315 \cdot N + 1,262 \quad [\text{l} \cdot \text{s}^{-1}] \quad (4.17)$$

Kde: N - počet napojených domů, vztah je určen pro návrhovou rychlost 0,6 m.s⁻¹ [3]

Tento způsob návrhu se v USA osvědčil a byl hojně používán. Dosud však nebyl ověřen v plné míře, neboť systémy byly navrhovány na výhledový stav, kterého zatím nebylo dosaženo.[3]

Graf 3.1 Závislost návrhových průtoků na počtu napojení podle různých autorů [3]



Postup ATV

Zde je základním parametrem uváděn počet obyvatel, který do posuzovaného úseku dodává splaškové vody. [3] Každému obyvateli se pak přiděluje hodnota q , což je hodnota průměrného denního odtoku. Dle ATV A-118 je $q=0,005 \text{ l.s}^{-1}$. Odtok se pak stanoví dle rovnice 4.18, a následně se upraví koeficientem $k=1,5$. Tento upravuje vliv nerovnoměrností vytvářené spínáním čerpadel, a vytváří rezervy pro výhledové nárůsty odtoků splašků. [3]

$$Q_N = n \cdot q \quad [\text{l.s}^{-1}] \quad (4.18)$$

Kde: q - průměrný denní odtok

n - počet napojených obyvatel

Dimenzování se pak provádí na návrhový průtok Q_n . Návrhová rychlost by měla při průtoku $Q = 4,0 \text{ l.s}^{-1}$ a profilu $D = 80 \text{ mm}$ nebo $Q = 2,5 \text{ l.s}^{-1}$ a $D = 65 \text{ mm}$ být $0,7 \text{ m.s}^{-1}$. Pokud takto stanovený profil vyjde menší, než je uvedeno v ČSN 75 6101, pak je návrhovým profilem právě toto minimum. [3] Dále je nezbytně nutné posoudit tlakové poměry na síti. Jsou charakterizovány hydrodynamickou tlakovou čarou, která se vynáší v místech zakončení tlakové kanalizace. [3] Tlakové ztráty se vypočítají dle vzorce Prandtl-Colebrook. Pro používané plastové potrubí je uváděna výpočtová drsnost $0,25 \text{ mm}$. Čerpací technika by měla být volena tak, aby i v nejméně příznivém napojovaném místě

bylo dosaženo minimálního čerpaného množství $Q = 4,0 \text{ l.s}^{-1}$. V případě, že by tato podmínka nebyla splněna, lze změnit typ navrhovaných čerpadel, měnit profily řadů, nebo vložit do hlavního řadu zesilovací stanici tak, aby byla podmínka minimálního čerpaného množství splněna. [3] Q - H charakteristiky čerpacího systému by pak měly být větší než $Q = 4,0 \text{ l.s}^{-1}$ a H větší než H_{max} z hydrodynamické tlakové čáry. [3]

3.3 PODTLAKOVÝ ZPŮSOB ODKANALIZOVÁNÍ

Navrhování podtlakových venkovních systémů je prováděno v souladu s legislativou ČSN EN 1091.[20] Součástí návrhu podtlakových systémů je:

- dimenzování potrubí [15]
- návrh podélného profilu potrubí [15]
- návrh výtlačných čerpadel a ventilů [15]
- návrh sběrných šachet, stokové sítě, vývěv, sběrných nádob a sacích ventilů [15]

Kompletní návrh podtlakových systémů většinou řeší sám výrobce nebo dodavatel daného venkovního systému. Tito výrobci se při návrhu opírají o danou legislativu a o své výpočty, poznatky a zkušenosti z praxe. [15]

3.3.1 Dimenzování potrubí

Dle ČSN EN 1091 se potrubí podtlakových systémů dimenzuje na několik druhů zatížení. Jsou to hlavně zatížení od:

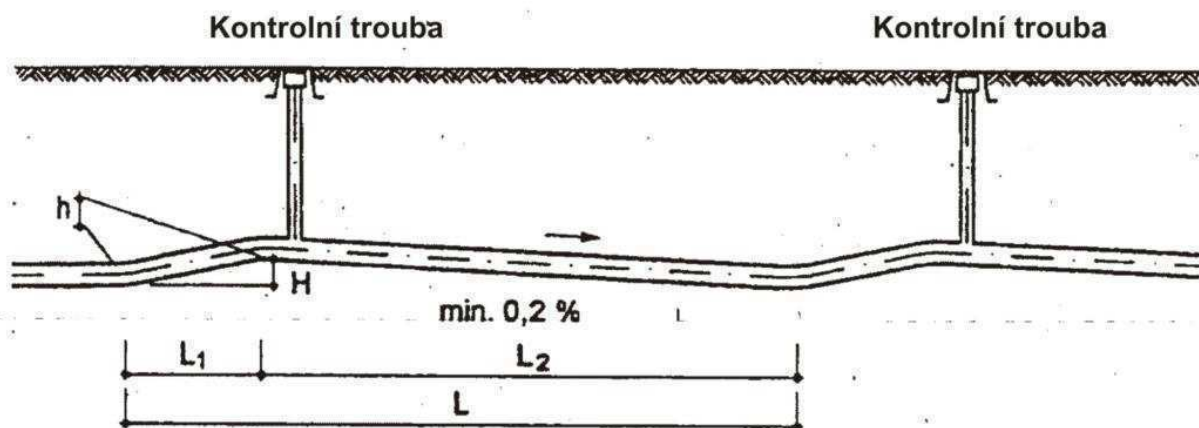
- dopravního zatížení [15]
- dynamického zatížení [15]
- zemního tlaku [15]
- vztlaku [15]
- podtlaku při provozu a zkoušení [15]

Armatury a tvarovky by měly vyhovovat limitním požadavkům dle ČSN EN 1091 [15]

3.3.2 Podélný profil potrubí

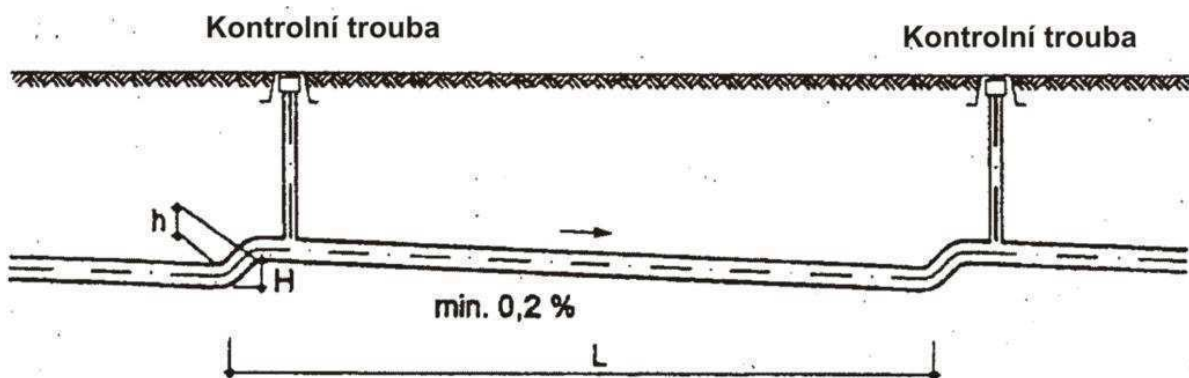
Základní podmínkou podélného profilu je, že v nejnižším bodě potrubí musí být takové množství odpadní vody, aby zcela zaplnilo uzavřený profil potrubí. Proudící vzduch pak musí odpadní vodu protlačit a posunout přes všechny následující vyšší body.[20] Rozlišujeme tři základní typy podélných profilů:

- vlnový profil, tvořen ohnutými tvarovkami (obr. 4.1) [15]
- zubový profil s 45° tvarovkami, které se umísťují od světlosti větší než DN 100 (obr. 4.2) [15]
- kapsový profil. Navrhuje se do světlosti DN 100. Před 45° stoupáním se osazují U kusy (obr. 4.3) [15]



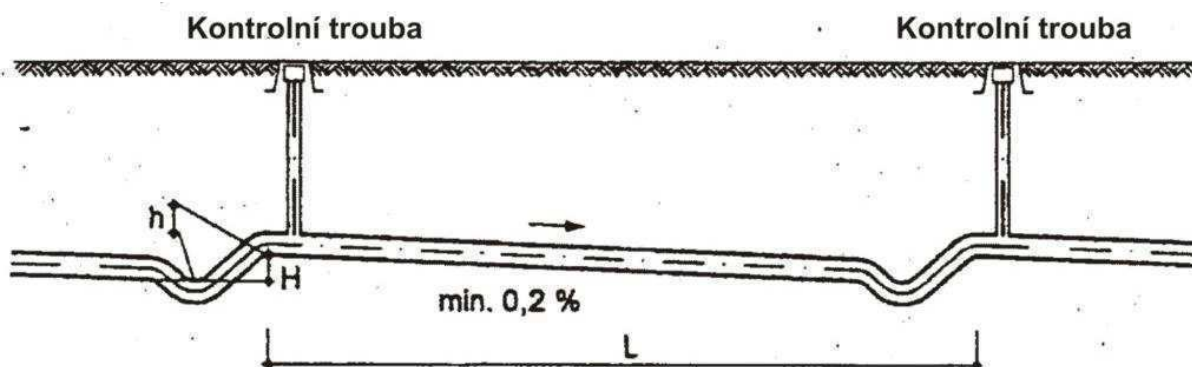
Rozměry:
 $H \approx d_i + 5 \text{ cm}$; $h = H - d_i \approx 5 \text{ cm}$; $L_1 \geq 2 \cdot (R \cdot H)^{1/2}$; $L_2 \leq 500 \cdot H$

Obrázek 3 Schéma vlnového profilu na rovinatém území [15]



Rozměry:
 $H \geq d_i + 5 \text{ cm}$; $h = H - d_i$; $L \leq 500 \cdot H$

Obrázek 4 Schéma zubového profilu na rovinatém území [15]



Rozměry:
 $H \geq d_i + 5 \text{ cm}$; $h = H$; $L \leq 500 \cdot H$

Obrázek 5 Schéma kapsového profilu na rovinatém území [20] d_i – vnitřní průměr trubky, R – poloměr ohybu trubky (pro polyetylen $R > 50d_a$), d_a – vnější průměr trubky [15]

- Dodavatel podtlakového systému musí odsouhlasit návrh a dimenzování podélného profilu. [15]

3.3.3 Hydropneumatický návrh podtlakového systému

Minimální podtlak v celém systému by měl být zajištěn i v době bez průtoku. Obvyklá hodnota dle ČSN EN 1091 je 25 kPa. V místech, kde je zakázáno vypouštět tuhé látky, by pak měl být zajištěn minimální podtlak 20 kPa. Zpravidla však dodavatelé venkovních podtlakových systému nastavují na sacích ventilech minimální podtlak 30 kPa. Doba znovuoobnovení podtlaku by neměla překročit 30 minut. [15]

3.3.4 Návrh biofiltru

Biofiltr je zařízení, které slouží k odstranění zápachu z podtlakového stokového systému. Jelikož vývěvami nasávaný vzduch silně zapáchá a je odváděn do venkovního prostředí, je umístění biofiltru nezbytné. Je to zpravidla obdélníková betonová konstrukce, která je naplněná drtí z kůry, kořenů nebo z kokosových ořechů. Náplň z kůry je snadno k sehnání a cenově optimální. Její nevýhodou je, že oproti kořenové drti rychleji degraduje. Drť z kořenů má životnost delší, cca 5 let. Je však dražší a hůře dostupnější. [15]

3.3.5 Hydropneumatický návrh dle DWA-A 116-1

Hodnotu rozdílu maximálního hydrostatického tlaku jsme schopni určit pouze v případě, že jsou všechna stoupání naplněna vodou. Hodnota rozdílu maximálního hydrostatického tlaku představuje výškový rozdíl mezi nejnižším bodem a následujícím výškovým bodem, který je snížený o vnitřní průměr potrubí. Sečteme-li všechny rozdíly maximálních hydrostatických tlaků na větvi, neměli bychom dostat hodnotu větší jak 4, respektive 5 metrů. V případě překročení těchto hodnot je zapotřebí osadit automatický zavzdušňovací ventil, který při nedosažení určitého podtlaku vpustí do systému vzduch a zamezí zaplnění vodou ve všech úsecích stoupání. [15]

Kvůli složitosti nestacionárních a vícefázových průtokových poměrů nelze podrobně popsat hydrodynamický transport ve vedení podtlaku. Z toho důvodu se používá směrných tabulek, které slouží pro odhadnutí středního poměru voda/vzduch v závislosti na délce hlavní větve (tab. 6) a pro určení dimenze potrubí, v závislosti na počtu proti proudu připojených obyvatel a proti proudu střednímu poměru voda/vzduch. (tab. 7) [15]

S těmito směrnými tabulkami je možno dimenzovat většinu vhodných podtlakových systémů. Tabulky uvažují hodnotu jmenovitého průtoku 0,005 l/(s.E), rovinaté území a rovnoměrné rozdělení připojení. U složitějších projektů, kde se objevují různé neobvyklé skutečnosti, se většinou problém konzultuje přímo s dodavatelem systému. Množství odpadních vod z průmyslu odpovídá ekvivalentnímu množství od obyvatel 150 l/den. [15]

Tabulka 6 Směrné hodnoty pro odhad středního poměru voda/vzduch [15]

Délka hlavní větve	Hustota obyvatelstva vztažena na délku			
	0,05 E/m	0,1 E/m	0,2 E/m	0,5 E/m
	Střední poměr vzduch/voda (LWV)			
500 m	3,5 - 7,0	3,0 - 6,0	2,5 - 5,0	2,0 - 5,0
1000 m	4,0 - 8,0	3,5 - 7,0	3,0 - 6,0	2,5 - 5,0
1500 m	5,0 - 9,0	4,0 - 8,0	3,5 - 7,0	3,0 - 6,0
2000 m	6,0 - 1,0	5,0 - 9,0	4,0 - 8,0	3,5 - 7,0
3000 m	7,0 - 12,0	6,0 - 10,0	5,0 - 9,0	4,0 - 8,0
4000 m	8,0 - 15,0	7,0 - 12,0	6,0 - 10,0	(5,0 - 9,0)*
*Jen ve zvláštních vyjimečných doporučených případech				

Tabulka 7 Směrné hodnoty pro odhad jmenovité světlosti [15]

Střední poměr vzduch/voda (LWV)	Jmenovitý průměr větve						
	DN 65	DN 80	DN 100	DN 125	DN 150	DN 200	DN 250*
	Počet proti proudu připojených obyvatel						
2	0 - 110	0 - 350	250 - 600	350 - 900	500 - 1400	750 - 2100	(1100 - 3000)
4	0 - 65	0 - 200	135 - 340	200 - 500	300 - 800	400 - 1200	(600 - 1650)
6	0 - 45	0 - 140	95 - 240	140 - 350	200 - 550	300 - 820	(400 - 1150)
8	0 - 35	0 - 105	75 - 185	105 - 270	150 - 425	220 - 625	(300 - 850)
10	0 - 30	0 - 85	60 - 150	85 - 220	120 - 340	175 - 500	(250 - 700)
12	0 - 25	0 - 75	50 - 125	75 - 180	100 - 290	150 - 425	(200 - 600)
*Jen ve zvláštních vyjimečných doporučených případech							

4 VLIV ZPŮSOBU ODKANALIZOVÁNÍ NA KONCENTRACI ODPADNÍCH VOD A ČISTÍRNU ODPADNÍCH VOD

Odpadní vody, odváděné tlakovým a podtlakovým systémem odkanalizování, vykazují větší koncentrace znečištění, a to z důvodu delší doby zdržení těchto vod v čerpacích stanicích, nebo domovních čerpacích jímkách. Doba zdržení může být až 16 hodin, což vede k výskytu anaerobních pochodů. Avšak poměr ukazatelů BSK₅ : CHSK na výstupu z gravitační, tlakové i podtlakové kanalizace je zhruba 0,5. Tato hodnota je velmi příznivá pro následné biologické procesy čištění na čistírně odpadních vod. [8]

V tabulce 8 je srovnání hodnot ukazatelů BSK₅, CHSK, nerozpuštěných látek (NL), amoniakálního dusíku (N-NH₄⁺), celkového množství dusíku (Ncelk.), celkového množství fosforu (Pcelk.). Tyto hodnoty byly naměřeny ve 3 různých lokalitách, které měly zhruba stejný počet obyvatel napojených na kanalizaci (asi 800 obyvatel) a přibližně stejně dlouhou stokovou síť (cca 7000 m). V každé lokalitě byly odpadní vody odváděny jiným systémem odkanalizování. [8]

Tabulka 8 Srovnání hodnot znečištění odpadní vody v závislosti na druhu odkanalizování [8]

Způsob odkanalizování	BSK ₅ [mg.l ⁻¹]	CHSK [mg.l ⁻¹]	NL [mg.l ⁻¹]	N-NH ₄ ⁺ [mg.l ⁻¹]	Ncelk. [mg.l ⁻¹]	Pcelk. [mg.l ⁻¹]
Gravitační splašková kanalizace	351,2	768	216,7	38,8	44,5	10,2
Podtlaková kanalizace	496,5	916,7	523,5	104,4	129,1	15,8
Tlaková kanalizace	749,8	1555,5	771,3	85,6	–	8

Volba a způsob odkanalizování má přímý vliv na návrh technologie a parametrů čistírny odpadních vod. Při tlakovém a podtlakovém systému odkanalizování je nutno počítat s jiným látkovým a hydraulickým zatížením, než při tradičním způsobu odkanalizování. Při použití tlakových a podtlakových způsobů odkanalizování, je nutné počítat až s 30 % nárůstem objemů nitrifikačního stupně. [8]

Obecně platí, že pokud jsou na čistírnu odpadních vod splašky přiváděny tlakovou kanalizací, je možné na mechanickém předčištění vynechat lapák písku, nebo hrubé česle. Lapák písku je v tomto případě zbytečný, jelikož tlakovou kanalizací jsou odváděny pouze splašky a tyto nevykazují množství písku a šterku jako vody dešťové. Další provozní zkušenosti s tlakovým odkanalizováním ukázaly, že splašky, které „stojí“ v domovních čerpacích jímkách a které jsou odváděny na čistírnu odpadních vod, produkují větší množství plynů, které degradují nerezový materiál použitý na čistírně. Je proto důležité volit kvalitnější materiál, který spolehlivě odolá těmto agresivním účinkům a který nebude vykazovat známky degradace. Dále dochází k zahnívání splašků a může se stát, že splašky na čistírnu dojdou výrazně ochuzené o živý substrát, tolik potřebný pro biologické procesy čištění. Jedna z možností je uměle dávkovat tyto chybějící látky, avšak je to metoda drahá a je na zvážení každého provozovatele kanalizace a čistírny odpadních vod, zda vynaloží dlouhodobě nemalé finanční prostředky na dávkování, nebo těmto problémům předejde už při samotném návrhu a provedení kanalizace a čistírny odpadních vod. Dalším problémem tlakového odkanalizování je větší míra zápachu na čistírně. Je to způsobeno právě stářím

splašků a v nich probíhajícími anaerobními pochody. To však vyvolává další investiční náklady na odpachování, jako například použití biofiltru, nebo ventilátoru.

Ze zkušeností provozovatelů čistíren odpadních vod vyplývá, že nejlepší způsob odkanalizování z hlediska provozu a čištění odpadních vod, je pomocí kanalizace gravitační.

4.1 NÁVRH OBJEKTŮ BIOLOGICKÉHO ČIŠTĚNÍ

Návrh aktivační a dosazovací nádrže bude proveden na hodnoty koncentrace znečištění BSK₅ z naměřených hodnot z tabulky 8.

4.1.1 Výpočet průtoků na čistírnu odpadních vod

PO=	800		SO _{BSK} =	0,06	kg.os ⁻¹ .den ⁻¹
qsp=	90	l.os ⁻¹ .den ⁻¹	Sdpo=	48	kg.den ⁻¹
n=	1,7				

Q ₂₄₀ =	72000	l.den ⁻¹	72	m ³ .den ⁻¹
Q _{d0} =	108	m ³ .den ⁻¹	4,50	m ³ .hod ⁻¹
Q _{h0} =	253,80	m ³ .den ⁻¹	10,57	m ³ .hod ⁻¹
Q _{min0} =	41,76	m ³ .den ⁻¹	1,74	m ³ .hod ⁻¹
Q _{24p} =	0,00	m ³ .den ⁻¹		
Q _B =	3,60	m ³ .den ⁻¹	0,15	m ³ .hod ⁻¹

Q ₂₄ =	75,60	m ³ .den ⁻¹	3,15	m ³ .hod ⁻¹
Q _d =	111,60	m ³ .den ⁻¹	4,65	m ³ .hod ⁻¹
Q _{h1} =	10,73	m ³ .hod ⁻¹		
Q _{h2} =	4,65	m ³ .hod ⁻¹		
Q _h =	10,73	m ³ .hod ⁻¹		
Q _{max} =	18,23	m ³ .hod ⁻¹		

k _d =	1,50
k _h =	2,35
k _{min} =	0,58

4.1.2 Výpočet objemů aktivační nádrže pro splaškovou kanalizaci, dle technologie BAT

Účinnost čištění mechanického stupně

$$Eu_{NBSK} = 3,00 \%$$

Koncentrace znečištění na přítoku na ČOV

$$C_{\text{BSK5}} = 0,35 \text{ kg.m}^{-3} = 351,20 \text{ mg.l}^{-1}$$

Koncentrace znečištění po mechanickém stupni předčištění

$$C_{\text{IBSK5}} = 0,34 \text{ kg.m}^{-3} = 340,66 \text{ mg.l}^{-1}$$

$$S_{\text{dp AN BSK}} = 25,75 \text{ kg.den}^{-1}$$

Účinnost čištění aktivační nádrže

$$C_1 = 14,00 \text{ mg.l}^{-1} \quad \text{dle BAT}$$

$$E_{\text{AN}} = 95,89 \%$$

Účinnost čištění ČOV

$$E_c = 96,01 \%$$

Biologická účinnost ČOV

$$C_{\text{IBSK5}} = 14,00 \text{ mg.l}^{-1} \quad \text{Výstupní koncentrace znečištění dle BAT}$$

$$C_{\text{INL}} = 18,00 \text{ mg.l}^{-1} \quad \text{Výstupní koncentrace znečištění dle BAT}$$

$$n = 0,20 \quad \text{nízkozatížená aktivace}$$

$$C_1^* = 10,40 \quad \text{Filtrovaný vzorek}$$

$$E_{\text{biol}} = 97,04 \%$$

Látkové zatížení aktivace

$$B_x = 0,065 \text{ kg.kg.d}^{-1}$$

Koncentrace kalu

$$X = 3,50 \text{ kg.m}^{-3}$$

Organický podíl látek

$$f_o = 0,80$$

Objemové zatížení aktivace

$$B_v = 0,18 \text{ kg.m}^{-3}.\text{d}^{-1} \quad (0,1-0,3) \quad \text{Vyhovuje}$$

Návrh objemu

$$V = 141,50 \text{ m}^3$$

Produkce kalu dle ČSN 75 6401

$$E_{\text{uNNL}} = 3,00 \%$$

$$C_{\text{NL}} = 216,70 \text{ mg.l}^{-1} = 0,2167 \text{ kg.m}^{-3}$$

$C_{I,AN,NL} =$	210,20	mg.l ⁻¹	0,2102 kg.m ⁻³
$Y_{OBS} =$	0,95		
$F =$	1,23		
$Pbk =$	24,50	kg.den ⁻¹	
$\Theta_X =$	26,16	den	

Objem kalu v AN

$W_S =$	396,20	kg
---------	--------	----

Recirkulační poměr R

$KI =$	120,00	ml.g ⁻¹	Kalový index
$R =$	38,80	%	

Doba zdržení

$\Theta =$	1,80	den	
$\Theta =$	45,10	hod	(24-72)

4.1.3 Výpočet objemů aktivační nádrže pro splaškovou kanalizaci

Výpočtové hodnoty v této podkapitole jsou téměř shodné, jako hodnoty pro čištění dle technologie BAT. Proto jsou zde uvedeny pouze hodnoty, které se od předchozího výpočtu liší.

Účinnost čištění aktivační nádrže

$C_I =$	30,00	mg.l ⁻¹
$E_{AN} =$	91,19	%

Účinnost čištění ČOV

$E_c =$	91,40	%
---------	-------	---

Biologická účinnost ČOV

$C_{IBSK5} =$	30,00	mg.l ⁻¹	Výstupní koncentrace znečištění
$C_{I,AN,NL} =$	40,00	mg.l ⁻¹	Výstupní koncentrace znečištění
$n =$	0,20	nízkozatížená aktivace	
$C_1^* =$	22,00	Filtrovaný vzorek	

$E_{biol} =$	93,74	%
--------------	-------	---

4.1.4 Výpočet objemů aktivační nádrže pro tlakovou kanalizaci dle technologie BAT

Účinnost čištění mechanického stupně

$E_{uNBSK} =$	3,00	%
---------------	------	---

Koncentrace znečištění na přítoku na ČOV

$$C_{\text{BSK5}} = 0,74 \text{ kg.m}^{-3} = 749,80 \text{ mg.l}^{-1}$$

Koncentrace znečištění po mechanickém stupni předčištění

$$C_{\text{IBSK5}} = 0,73 \text{ kg.m}^{-3} = 727,30 \text{ mg.l}^{-1}$$

$$S_{\text{dpAN,BSK}} = 54,98 \text{ kg.den}^{-1}$$

Účinnost čištění aktivační nádrže

$$C_1 = 14,00 \text{ mg.l}^{-1} \text{ dle BAT}$$

$$E_{\text{AN}} = 98,08 \%$$

Účinnost čištění ČOV

$$E_c = 98,13 \%$$

Biologická účinnost ČOV

$$C_{\text{IBSK5}} = 14,00 \text{ mg.l}^{-1} \text{ Výstupní koncentrace znečištění dle BAT}$$

$$C_{\text{INL}} = 18,00 \text{ mg.l}^{-1} \text{ Výstupní koncentrace znečištění dle BAT}$$

$$n = 0,20 \text{ nízkozatížená aktivace}$$

$$C_1^* = 10,40 \text{ Filtrovaný vzorek}$$

$$E_{\text{biol}} = 98,61 \%$$

Látkové zatížení aktivace

$$B_x = 0,065 \text{ kg.kg.d}^{-1}$$

Koncentrace kalu

$$X = 3,5 \text{ kg.m}^{-3}$$

Organický podíl látek

$$f_o = 0,8$$

Objemové zatížení aktivace

$$B_v = 0,182 \text{ kg.m}^{-3}.\text{d}^{-1} \text{ (0,1-0,3) Vyhovuje}$$

Návrh objemu

$$V = 311,40 \text{ m}^3$$

Produkce kalu dle ČSN 75 6401

$$E_{\text{uNNL}} = 3,00 \%$$

$$C_{\text{NL}} = 771,30 \text{ mg.l}^{-1} = 0,7713 \text{ kg.m}^{-3}$$

$$C_{I,AN,NL} = 748,16 \text{ mg.l}^{-1} \quad 0,748161 \text{ kg.m}^{-3}$$

$$Y_{OBS} = 0,95$$

$$F = 1,23$$

$$P_{bk} = 52,31 \text{ kg.den}^{-1}$$

$$\Theta_X = 26,16 \text{ den}$$

Objem kalu v AN

$$W_S = 845,90 \text{ kg}$$

Recirkulační poměr R

$$KI = 120,00 \text{ ml.g}^{-1} \quad \text{Kalový index}$$

$$R = 38,80 \%$$

Doba zdržení

$$\Theta = 4,10 \text{ den}$$

$$\Theta = 98,70 \text{ hod} \quad (24-72)$$

4.1.5 Výpočet objemů aktivční nádrže pro tlakovou kanalizaci

Výpočtové hodnoty v této podkapitole jsou téměř shodné, jako hodnoty pro čištění dle technologie BAT. Proto jsou zde uvedeny pouze hodnoty, které se od předchozího výpočtu liší.

Účinnost čištění aktivční nádrže

$$C_I = 30,00 \text{ mg.l}^{-1}$$

$$E_{AN} = 95,88 \%$$

Účinnost čištění ČOV

$$E_c = 95,90 \%$$

Biologická účinnost ČOV

$$C_{IBSK5} = 30,00 \text{ mg.l}^{-1} \quad \text{Výstupní koncentrace znečištění}$$

$$C_{INL} = 40,00 \text{ mg.l}^{-1} \quad \text{Výstupní koncentrace znečištění}$$

$$n = 0,20 \quad \text{nízkozatížená aktivace}$$

$$C_{I*} = 22,00 \quad \text{Filtrovaný vzorek}$$

$$E_{biol} = 97,07 \%$$

4.1.6 Výpočet objemu aktivační nádrže pro podtlakovou kanalizaci dle technologie BAT

Účinnost čištění mechanického stupně

$$E_{u\text{NBSK}} = 3,00 \quad \%$$

Koncentrace znečištění na přítoku na ČOV

$$C_{o\text{BSK5}} = 0,38 \quad \text{kg.m}^{-3} \quad 382,00 \quad \text{mg.l}^{-1}$$

Koncentrace znečištění po mechanickém stupni předčištění

$$C_{i\text{BSK5}} = 0,37 \quad \text{kg.m}^{-3} \quad 370,54 \quad \text{mg.l}^{-1}$$

$$S_{dp\text{ AN BSK}} = 28,01 \quad \text{kg.den}^{-1}$$

Účinnost čištění aktivační nádrže

$$C_1 = 14,00 \quad \text{mg.l}^{-1} \quad \text{dle BAT}$$

$$E_{\text{AN}} = 96,22 \quad \%$$

Účinnost čištění ČOV

$$E_c = 96,30 \quad \%$$

Biologická účinnost ČOV

$$C_{i\text{BSK5}} = 14,00 \quad \text{mg.l}^{-1} \quad \text{Výstupní koncentrace znečištění dle BAT}$$

$$C_{i\text{NL}} = 18,00 \quad \text{mg.l}^{-1} \quad \text{Výstupní koncentrace znečištění dle BAT}$$

$$n = 0,20 \quad \text{nízkozatížená aktivace}$$

$$C_1^* = 10,40 \quad \text{Filtrovaný vzorek}$$

$$E_{\text{biol}} = 97,28 \quad \%$$

Látkové zatížení aktivace

$$B_x = 0,065 \quad \text{kg.kg.d}^{-1}$$

Koncentrace kalu

$$X = 3,5 \quad \text{kg.m}^{-3}$$

Organický podíl látek

$$f_o = 0,80$$

Objemové zatížení aktivace

$$B_v = 0,182 \quad \text{kg.m}^{-3}.\text{d}^{-1} \quad (0,1-0,3) \quad \text{Vyhovuje}$$

Návrh objemu

$$V = 158,67 \text{ m}^3$$

Produkce kalu dle ČSN 75 6401

$$Eu_{NNL} = 3,00 \%$$

$$C_{0NL} = 6008 \text{ mg.l}^{-1} \quad 6,008 \text{ kg.m}^{-3}$$

$$C_{1,AN,NL} = 5827,76 \text{ mg.l}^{-1} \quad 5,82776 \text{ kg.m}^{-3}$$

$$Y_{OBS} = 0,95$$

$$F = 1,23$$

$$P_{bk} = 26,65 \text{ kg.den}^{-1}$$

$$\Theta_X = 26,16 \text{ den}$$

Objem kalu v AN

$$W_s = 430,96 \text{ kg}$$

Recirkulační poměr R

$$KI = 120,00 \text{ ml.g}^{-1} \quad \text{Kalový index}$$

$$R = 38,80 \%$$

Doba zdržení

$$\Theta = 2,09 \text{ den}$$

$$\Theta = 50,20 \text{ hod} \quad (24-72)$$

4.1.7 Výpočet objemu aktivační nádrže pro podtlakovou kanalizaci

Výpočtové hodnoty v této podkapitole jsou téměř shodné, jako hodnoty pro čištění dle technologie BAT. Proto jsou zde uvedeny pouze hodnoty, které se od předchozího výpočtu liší.

Účinnost čištění aktivační nádrže

$$C_1 = 30,00 \text{ mg.l}^{-1}$$

$$E_{AN} = 91,90 \%$$

Účinnost čištění ČOV

$$E_c = 92,10 \%$$

Biologická účinnost ČOV

$$C_{IBSK5} = 30,00 \text{ mg.l}^{-1} \quad \text{Výstupní koncentrace znečištění}$$

$$C_{INL} = 40,00 \text{ mg.l}^{-1} \quad \text{Výstupní koncentrace znečištění}$$

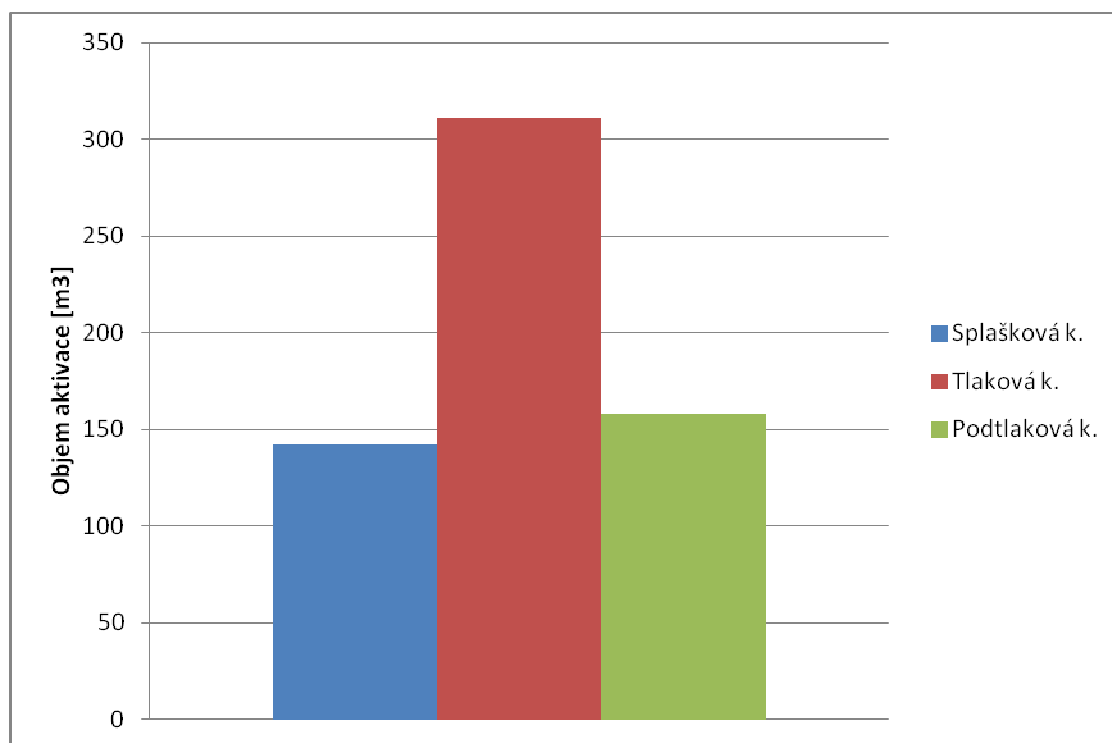
$$n = 0,20 \quad \text{nízkozatížená aktivace}$$

$$C_1^* = 22,00 \quad \text{Filtrovaný vzorek}$$

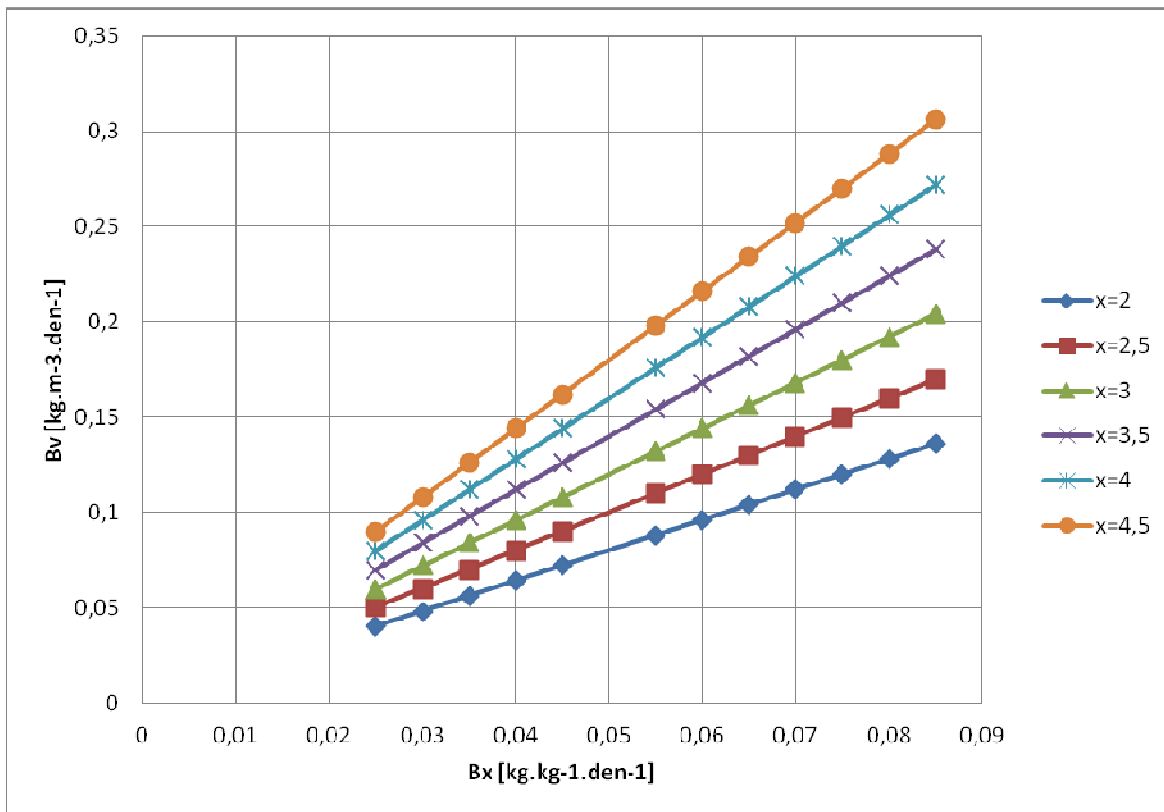
$$E_{\text{biol}} = 94,24 \quad \%$$

Z výše uvedených výpočtů vyplývá, že největší objem aktivační nádrže bude u čistírny odpadních vod, do které přitékají splašky vedené tlakovou kanalizací. Naopak nejmenší objem aktivace bude u splašků vedených gravitační kanalizací. Pro názornost je porovnání shrnuto v grafu 4.1. Ve výpočtech jsou uvedeny i hodnoty, kterých nebylo dosaženo výpočtem, ale byly voleny. Tyto jsou v odborné literatuře uváděny v různých mezích a hranicích a je pak na řešiteli, k jaké hodnotě se přikloní. Výběr je zpravidla dán zkušenostmi každého projektanta a řešitele dané problematiky. Jsou to hodnoty látkového zatížení aktivace (B_x), pohybujícího se v rozmezí od $0,05 \text{ kg.kg}^{-1}.\text{d}^{-1}$ (málo zatížený kal), až do hodnoty $2 \text{ kg.kg}^{-1}.\text{d}^{-1}$. Dále je to koncentrace kalu (X), volená od $2\text{--}5 \text{ kg.m}^{-3}$ organický podíl látek (f_o), zpravidla volen $0,8$. Tyto hodnoty (B_x , X , f_o), jsou důležitými parametry pro výpočet objemového zatížení aktivace (B_v). Tato hodnota je nezbytná pro výpočet objemu aktivační nádrže. Grafická závislost mezi těmito parametry je uvedena v grafu 4.2. Dalším pohyblivým parametrem je výstupní koncentrace znečištění C_1 . Tato hodnota je závislá na způsobu zvolené čistírenské technologie. V našem výpočtu je uvedena pro hodnotu BSK_5 (biochemická spotřeba kyslíku za 5 dní). Její hodnota je uvedena v Nařízení vlády 23/2011. Ve výpočtu bylo uvažováno s technologií čištění BAT (Best available technology), která uvádí přísnější limity pro výstupní koncentraci (14 mg/l). BAT technologie uvažuje zařazení nejlepších dostupných technologických systémů, včetně nejvýhodnější finanční varianty. V případě čištění bez této BAT technologie je hodnota výstupní koncentrace 30 mg/l .

Graf 4.1 Porovnání objemů aktivačních nádrží



Graf 4.2 Závislost látkového zatížení aktivace na objemovém zatížení aktivace



4.1.8 Výpočet objemu dosazovací nádrže

Střední doba zdržení

$\Theta_d = 1,80$ hod

Povrchové hydraulické zatížení

$\mu = 1,60 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{hod}^{-1}$

Vstupní účinnost

$\eta = 0,40$

Návrhové parametry

$K_I = 120,00 \text{ ml} \cdot \text{g}^{-1}$

Výpočet plochy dle nerozpuštěných látek

$N_a = 5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{hod}^{-1}$

$X = 4 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$

$R = 0,38 \%$

$S_{DN} = 20,00 \text{ m}^2$

Výpočet plochy dle srovnávacího objemu kalu

bez deště

$X=$	4	kg.m^{-3}
$\mu=$	0,8	$\text{m}^3.\text{m}^{-2}.\text{hod}^{-1}$
$V_{k_{AN}}=$	400	ml.l^{-1}
$S_{DN}=$	22,80	m^2

s deštěm

$X=$	3	kg.m^{-3}
$\mu=$	1,08	$\text{m}^3.\text{m}^{-2}.\text{hod}^{-1}$
$V_{k_{AN}}=$	300	ml.l^{-1}
$S_{DN}=$	16,90	m^2

Návrh

$V_{DN}=$	91,16	m^3
-----------	-------	--------------

Posouzení

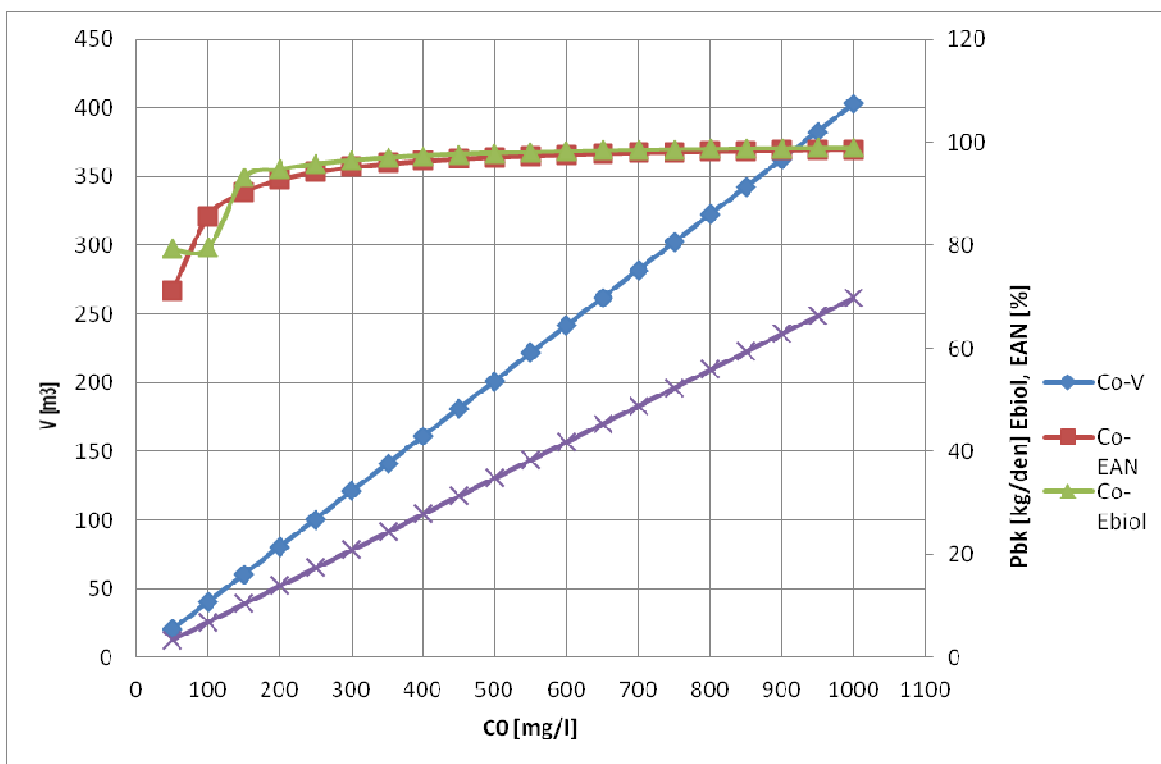
$S_{DN,SK}=$	29,40	m^2			
$V_{DN,SK}=$	91,20	m^3			
$\eta_{sk}=$	0,403				
$\Theta_{sk}=$	1,82	hod	>	1,80	hod
$\mu_{sk}=$	0,68	$\text{m}^3.\text{m}^{-2}.\text{hod}^{-1}$	<	1,60	$\text{m}^3.\text{m}^{-2}.\text{hod}^{-1}$

Námi navržená horizontální kruhová dosazovací nádrž vyhovuje všem nutným podmínkám, jako je doba zdržení, vstupní účinnost a hydraulické zatížení hladiny. Stejně jako u výpočtu aktivace, také zde bylo počítáno s volenými hodnotami. Střední doba zdržení (Θ) je uvažována 1,8 hodin, v případě že jde o horizontální kruhovou dosazovací nádrž. Povrchové hydraulické zatížení hladiny (μ) pro stejný typ dosazovací nádrže se uvádí $1,6 \text{ m}^3.\text{m}^{-2}.\text{hod}^{-1}$. Vstupní účinnost η se uvádí jako hodnota 0,4. Tyto volené parametry se v závěru posuzují, přesně jak je uvedeno ve výpočtu výše.

5 FINANANČNÍ POSOUZENÍ OBJEKTŮ BIOLOGICKÉHO ČIŠTĚNÍ A ENERGETICKÉHO PROVOZU ČISTÍRNY ODPADNÍCH VOD

Z výpočtů z kapitoly 4.1.2 vyplývá, že výpočet objemu aktivační nádrže je přímo závislý na počtu ekvivalentních obyvatel (EO) a na koncentraci znečištění (C_0). Grafická závislost objemu na těchto parametrech je znázorněna v grafu 5.1. Dále je zde znázorněna biologická účinnost aktivační nádrže (E_{biol}) v závislosti na koncentraci znečištění a celková účinnost aktivace (E_{AN}) na koncentraci znečištění. Graf je doplněn o závislost koncentrace znečištění na množství přebytečného kalu (Pbk). Výpočty v kapitole 5 jsou uváděny variantně pro čistírny, do 2000 ekvivalentních obyvatel. A to z toho důvodu, že právě obce o tomto počtu obyvatel jsou v České Republice v největším procentuálním zastoupení.

Graf 5.1 Závislost koncentrace znečištění na objemu aktivační nádrže, účinnosti a množství přebytečného kalu

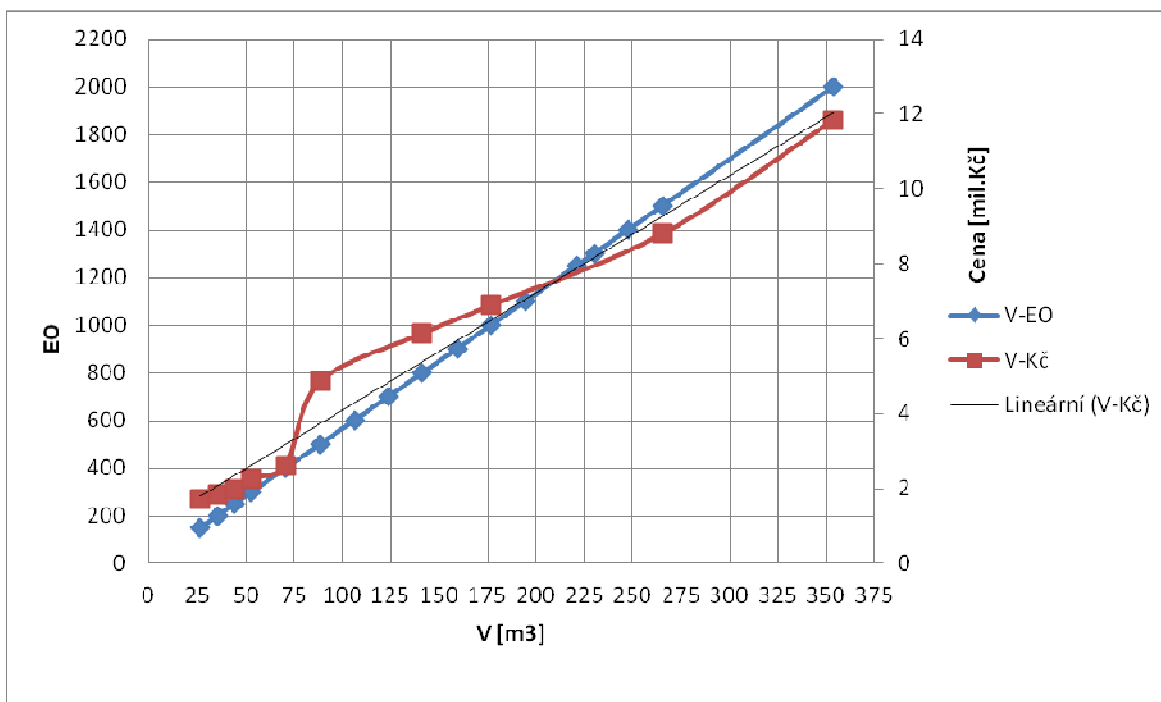


Zde můžeme pozorovat, že s rostoucí koncentrací znečištění, roste potřeba objemu aktivace. Zároveň se zvyšuje produkce objemu přebytečného kalu. Celková účinnost a biologická účinnost aktivace dosahuje nejvyšších hodnot při větší koncentraci znečištění (cca 99,0 %). Naopak při koncentraci v rozmezí 50-200 mg.l^{-1} je účinnost v rozsahu pouze od 70% - 94%

5.1 FINANČNÍ POSOUZENÍ AKTIVAČNÍ NÁDRŽE

Finanční ohodnocení aktivace je graficky znázorněno v grafu 5.2. Zde je uvedena závislost ekvivalentních obyvatel na objemu aktivace, druhá křivka pak vyjadřuje vztah mezi objemem aktivace a finančními náklady.

Graf 5.2 Závislost objemů aktivace na EO a investiční ceně aktivační nádrže



Z grafu 5.2 vyplývá, že nejmenší vypočítaný objem aktivační nádrže pro splaškovou kanalizaci z kapitoly 4.1.2, odpovídá ceně zhruba 6 100 00 Kč. Naopak největší objem aktivace pro kanalizaci tlakovou odpovídá ceně asi 10 000 000 Kč. Z grafu je dále zřejmé, že cenová křivka má největší tendenci růst v rozmezí objemů od 75 m³-100 m³. V další fázi růstu objemu je její stoupání pozvolnější. Ke stanovení investiční ceny pro objem větší, než je v grafu 5.2, můžeme použít regresní rovnici 5.1, která je uvedena níže. Cena objemů byla stanovena na základě monitoringu průměrných cen budované dopravní a technické infrastruktury, která byla vydána v roce 2012 a zveřejněna na webových stránkách ústavu územního rozvoje.

$$y = 0,0313x + 0,9711 \quad [\text{mil.kč}] \quad (5.1)$$

kde: y – investiční cena aktivace [mil.kč]

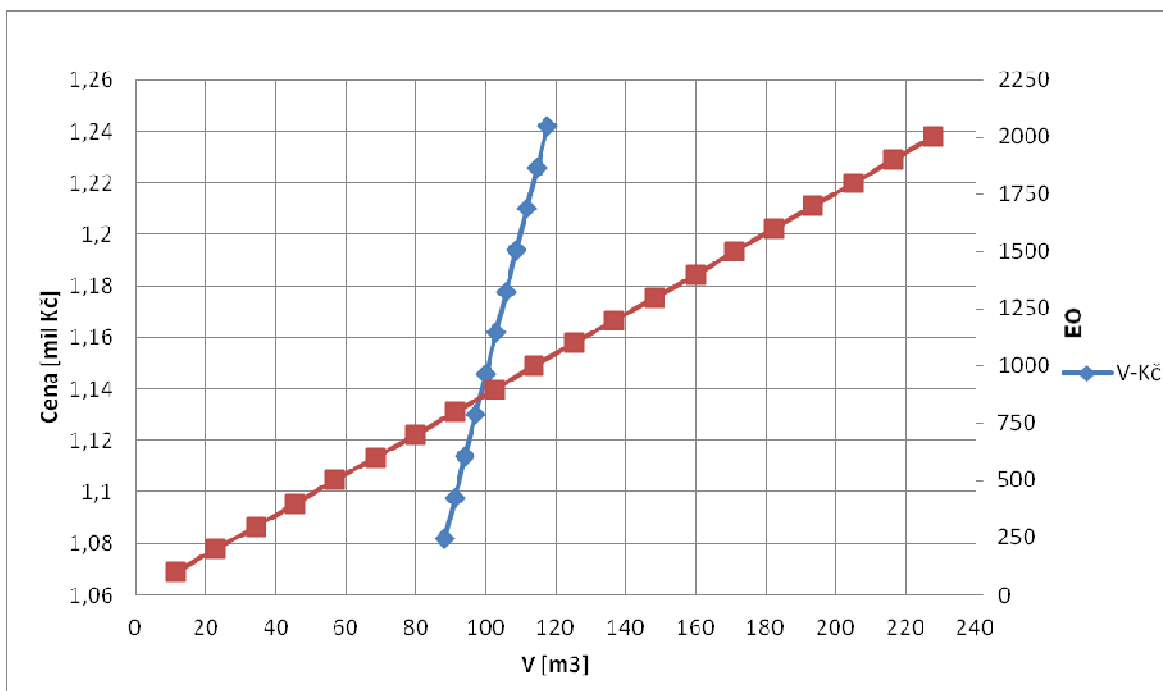
x – objem aktivace [m³]

5.2 FINANČNÍ POSOUZENÍ DOSAZOVACÍ NÁDRŽE

Dalším objektem biologického čištění je dosazovací nádrž. Její výpočet a objem je uveden v kapitole 4.1.8. Cena tohoto objektu byla spočítána na zhruba 1 097 875 Kč. Největší položku v rozpočtu prací činí suma za výkopové práce a odvoz vytěžené zeminy. V grafu 5.3 je znázorněn vztah mezi měnícím se objemem dosazovací nádrže a celkovou cenou. Objem byl počítán na základě měnící se hloubky čisté vody H_2 v dosazovací nádrži.

Optimální hodnota hloubky H_2 se uvádí v rozmezí 3-4 metrů. Dále pak je v grafu uvedena závislost mezi objemem dosazovací nádrže a počtem ekvivalentních obyvatel (EO), v rozmezí zhruba od 800 do 2000 ekvivalentních obyvatel. Stejně jako u objektu aktivací nádrže, s rostoucím počtem připojených ekvivalentních obyvatel, roste potřeba objemu dosazovací nádrže.

Graf 5.3 Závislost objemu dosazovací nádrže na počtu obyvatel a investiční ceně



5.3 STROJNÍ ZAŘÍZENÍ ČOV

Se stále rostoucími cenami za energie se v poslední době čím dál intenzivněji volá za energetickými optimalizacemi, a to nejen na čistírnách odpadních vod. Odpadní voda obsahuje velké množství organických látek, tepelnou a kinetickou energii. Množství této energie je zhruba devět krát větší, než je energie potřebná k čištění odpadních vod. K zamyšlení pak je fakt, že i přes toto množství energie, které není nijak využito, je energie na čistírny odpadních vod dodávána a zaplacená nemalými penězi. K alespoň částečnému ušetření nákladů za energie může vést výměna elektrických spotřebičů, využití tepelné energie pomocí tepelných čerpadel na vytápění objektů nebo zvýšení produkce bioplynu, případně změna technologie. [16]

5.3.1 Optimalizace přístrojového zařízení

Hlavní strojní zařízení na čistírnách, které odebírají nejvíce elektrické energie, jsou čerpadla v čerpacích jímkách, dmychadla, kompresory a čerpání vratného kalu. Do strojních zařízení patří také mechanicky stírané strojní česle, jejich příkon je však v porovnání s odběry výše uvedených zařízení zanedbatelný. Na většině provozoven jsou data o spotřebě energie měřena a ukládána, dále se s nimi však neworkuje. Přesto jsou důležitou součástí provozu a kontroly. Můžeme například rychle zjistit poruchu některého

ze zařízení, při větší nebo menší spotřebě energie. Samotná optimalizace zařízení spočívá především v:

- Výměně spotřebiče se stejným výkonem, ale s nižší spotřebou elektrické energie, zpravidla jde o čerpací techniku a vzduchotechniku. Pak nastává proces výměny stávajícího zařízení za zařízení nízkoenergetické. [16]
- Optimalizaci řízení procesů v čerpacích zařízeních a vzduchotechnice. Vhodné je použít jednoduché simulační modely a na základě těchto výsledků pak upravit chod jednotlivých zařízení dle potřeby a výkonu. Vhodné je použití například frekvenčních měničů. [16]

5.3.2 Posouzení strojního zařízení ČOV

Doprava splašků je na objektech čistírny zpravidla řešena gravitačně. V ideálním případě je čistírna umístěna tak, že není třeba splaškové vody uměle zvedat do výšek k tomu, aby byl zajištěn požadovaný spád. Tento způsob transportu se však vyskytuje zřídka. Častěji se setkáme s variantou, kdy se splaškové vody akumulují v čerpací jímce na čistírně, a z této jsou pomocí kalových čerpadel čerpány do požadované výšky. Počet kalových čerpadel bývá většinou 3, z nich jedno je na maximální průtoky, druhé na průtoky minimální a třetí je rezervní. Doba čerpání kalových čerpadel je závislá na velikosti čistírny, počtu ekvivalentních obyvatel a vyrovnanosti přítoku odpadních vod. Je tedy zřejmé, že čistírny s tímto čerpacím systémem mají větší spotřebu elektrické energie. Přehledně je to zobrazeno v grafu 5.4, společně s ostatními strojními zařízeními. Níže budou popsány a znázorněny orientační částky, týkající se provozu daného zařízení.

Čerpací jímka

- příkon čerpadel: 1,5 kW
- počet čerpadel v provozu: 2
- cena jedné kW/h: 6 Kč
- cena za provoz: 342 Kč/den

Dmychadlo

- příkon dmychadla: 2,36 kW
- počet dmychadel v provozu: 1
- cena jedné kW/h: 6 Kč
- cena za provoz: 227 Kč/den

Kompresor

- příkon kompresoru: 2,2 kW
- počet kompresorů v provozu: 1
- cena jedné kW/h: 6 Kč
- cena za provoz: 316 Kč/den

Čerpání kalu

- příkon čerpadla: 0,55 kW
- počet čerpadel v provozu: 2

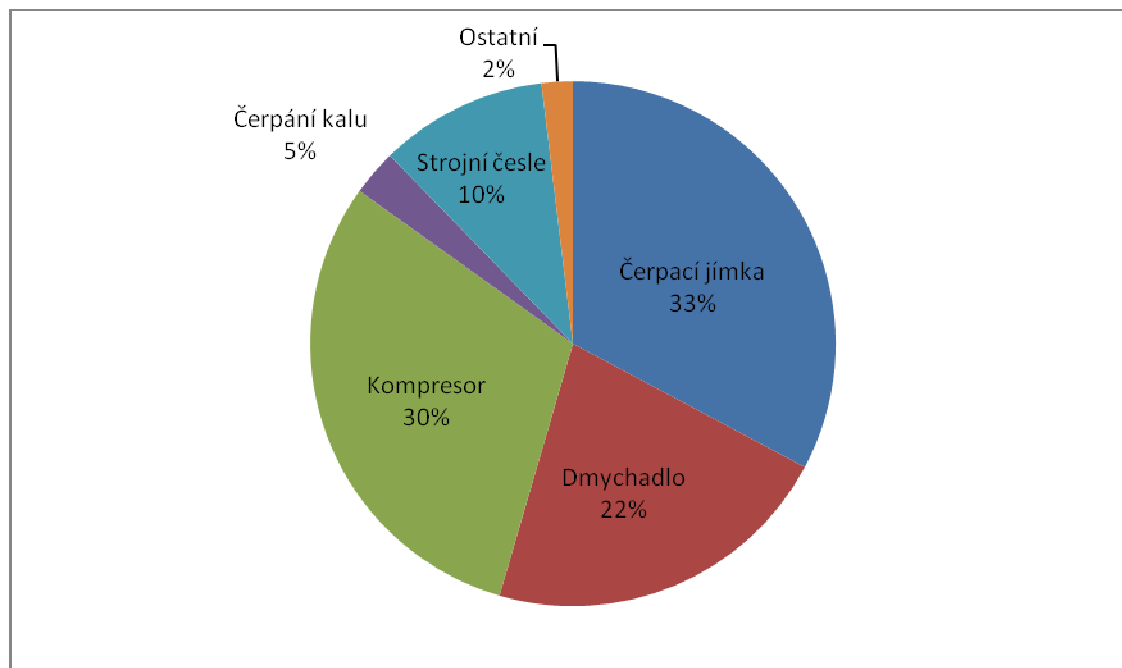
- cena jedné kW/h: 6 Kč
- cena za provoz: 49,5 Kč/den

Strojní česle

- příkon česlí: 0,75 kW
- počet česlí v provozu: 1
- cena jedné kW/h: 6 Kč
- cena za provoz: 108 Kč/den

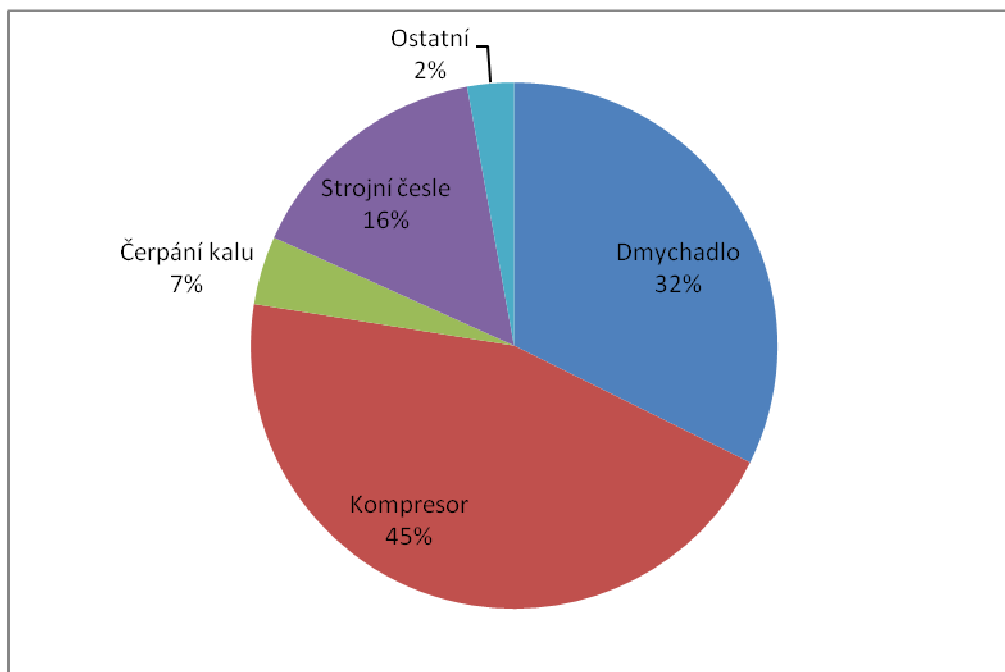
Po sečtení všech provozních nákladů dostáváme částku 1042,-Kč/den, to je asi 380.643 Kč/rok. Z toho největší část tvoří právě čerpání splašků z čerpací jímky. Graficky je to znázorněno v grafu 5.4. V případě, že čerpání nebude třeba, náklady na provoz budou činit zhruba 700,-Kč/den, to je asi 255.813,-Kč/rok. Denní cenový rozdíl pak bude 340,-Kč/den. Za rok by tento provoz bez čerpání mohl ušetřit až 125.800,- Kč.

Graf 5.4 Finanční zatížení strojního zařízení s čerpáním z čerpací jímky



Dalším významným odběratelem elektrické energie je kompresor. Je to z důvodu velkých příkonů, a obzvláště pak 24 hodinový nepřetržitý provoz. Graf 5.5 znázorňuje procentuální finanční zatížení jednotlivých zařízení bez čerpání na přítoku na čistírnu.

Graf 5.5 Finanční zatížení strojního zařízení bez čerpací jímky



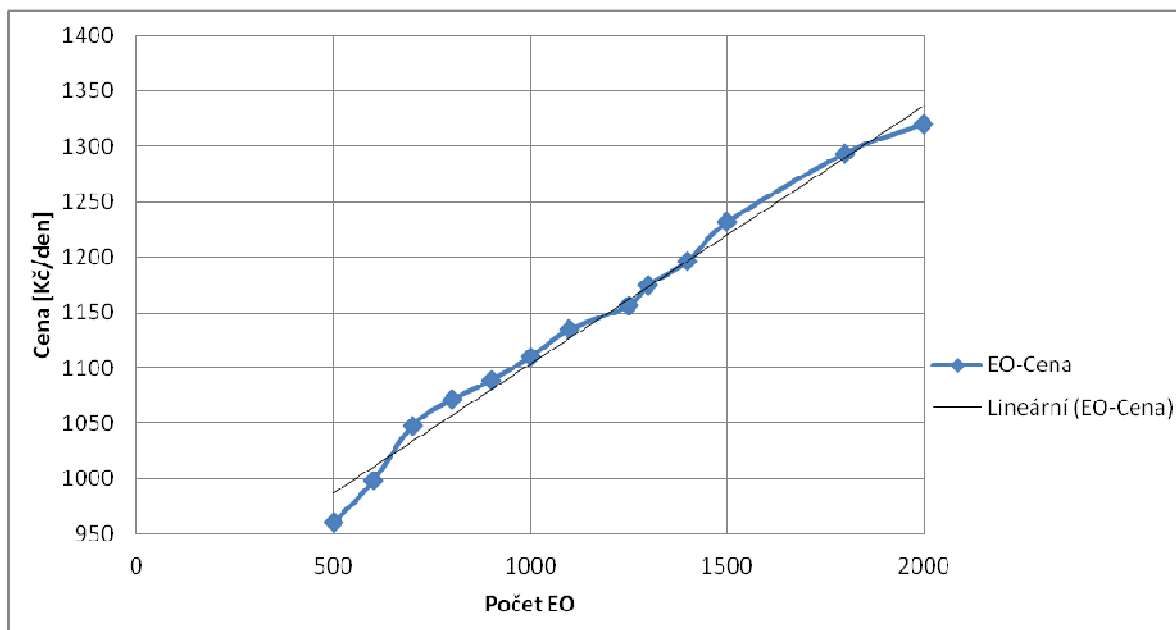
Po kompresoru má pak největší podíl na spotřebě elektrické energie dmychadlo. Na trhu je mnoho výrobců, druhů a typů dmýchadel, výběr a návrh dmychadla je pak závislý na zkušenostech projektanta, na objemu a hloubce aktivací nádrže. S rostoucí hloubkou a objemem pak roste potřebný přetlak dmychadla, tím pádem se zvětšuje příkon a spotřeba elektrické energie. Je tedy zřejmé, že návrh dmychadla je třeba pečlivě zvážit a promyslet z hlediska dostatečného provozního výkonu a příznivému stavu odebírané elektrické energie. V tabulce 9 jsou znázorněny příkony dmychadel vhodné pro daný objem aktivací nádrže, společně s cenou provozovaného dmychadla v korunách za den. Hodnoty příkonů byly zjištěny z produktového katalogu výrobce dmychadel. Čerpání kalu se dělí na čerpání kalu vratného a přebytečného. Doby jejich čerpání se liší, záleží na množství kalu a výkonu čerpadla.

Tabulka 9 Porovnání objemů aktivace s provozní cenou dmychadel v Kč/den

Příkon [kW]	Cena [Kč/den]	Objem [m ³]
1	144,00	80,50
1,26	181,44	100,70
1,61	231,84	120,80
1,77	254,88	141,50
1,89	272,16	161,00
2,04	293,76	181,30
2,21	318,24	201,40
2,36	339,84	221,60
2,49	358,56	241,70

Po sečtení provozních nákladů výše uvedených strojních zařízení a vyhodnocení závislosti objemu akivační nádrže na ceně za dmýchání z tabulky 9, dostáváme graf 5.6. Z něho je patrné, jak bude růst cena za provoz čistírny odpadních vod, bude-li růst počet připojených ekvivalentních obyvatel a tím pádem i objem akivační nádrže.

Graf 5.6 Závislost počtu EO na ceně spotřebované energie v Kč/den na ČOV



V případě, že budeme chtít stanovit cenu za spotřebovanou energii pro objem větší, než je uveden v grafu, použijeme pro výpočet regresní rovnici 5.2

$$y = 0,2335x + 870,38 \quad [\text{Kč/den}] \quad (5.2)$$

Kde: y – cena spotřebované energie [Kč/den]

x – počet ekvivalentních obyvatel

6 ZÁVĚR

Bakalářská práce se v rešeršní části zabývá popisem a porovnáním kanalizačních systémů, a zhodnocením vlivu kanalizačního systému na kvalitu odváděných splaškových vod. Je zde uveden popis návrhu systémů jednotlivých způsobů, a to tlakového, podtlakového a gravitačního způsobu odkanalizování, včetně popisu stanovení množství odpadních vod pro daný kanalizační systém. Uveden je i systém maloprofilové kanalizace, avšak tento se v České Republice nepoužívá.

V praktické části je pak uveden výpočet jednotlivých objektů biologického stupně čištění na čistírně odpadních vod. Objekty čistírny byly navrženy pro 800 ekvivalentních obyvatel a specifickou denní potřebu vody $90 \text{ l.os}^{-1}.\text{den}^{-1}$. Ve výpočtu bylo uvažováno pouze s odpadními vodami od obyvatelstva. Nebylo počítáno s průmyslovými odpadními vodami, vodami ze zemědělství, nebo odpadními vodami jiného druhu. Navrhované objekty biologického čištění byly aktivační nádrže a dosazovací nádrže. Výpočet aktivační nádrže byl proveden zvlášť pro každý způsob odkanalizování, tedy pro tlakovou, podtlakovou a gravitační kanalizaci. Objekty aktivace byly počítány dle BAT technologie (nejlepší dostupné technologie) a pro porovnání se provedl výpočet dle technologií klasických. Výpočtem bylo zjištěno, že největší objem aktivace byl potřeba u splaškových vod, které byly na čistírnu vedeny kanalizací tlakovou. Tyto odpadní vody vykazovaly největší hodnoty koncentrace vstupního znečištění. Je to z důvodu většího stáří splašků, a delšího zdržení splaškových vod v domovních šachtách. Naopak nejmenší stupeň znečištění vykazovaly odpadní vody vedené kanalizací gravitační. Tomu odpovídá i navržený objem aktivační nádrže. Kromě aktivační nádrže byla navržena i nádrž dosazovací, o jednotném objemu pro každý způsob odkanalizování. Graficky je pak znázorněn růst objemu aktivační a dosazovací nádrže na zvyšujícím se množství vstupní koncentrace znečištění a počtu připojených ekvivalentních obyvatel. V další fázi bylo provedeno finanční zhodnocení objektů biologického čištění. Ceny jednotlivých položek byly uváděny bez DPH. Jejich konkrétní hodnoty byly zjištěny z informačního serveru Ústavu územního rozvoje pro rok 2012. Je však nutno uvést, že ceny jsou pouze informativní a slouží pro přibližné zhodnocení investičních nákladů. Protože jsou ceny ve stavebnictví pohyblivé a závislé na dalších faktorech (množstevní slevy, sezónní slevy, inflace), mohou se uvedené investiční ceny jednotlivých objektů lišit řádově až o 20%. Pro objekt aktivační nádrže byla v rámci posouzení investičních nákladů uvedena regresní rovnice, pro stanovení investic v případě vyšších objemů aktivační nádrže. V další fázi praktické části jsou uvedeny provozní náklady jednotlivých strojních zařízení, jako jsou čerpadla, dmychadla, kompresor, strojní česle a ostatní zařízení nezbytné pro bezproblémový chod čistírny. Cena za provoz těchto zařízení je opět závislá na ceně elektrické energie, inflaci, vhodnosti návrhu a výběru zařízení, údržbě a hospodárném provozu. Uvedené ceny za provoz jsou tedy informativní. Dále je rozlišeno finanční a provozní zatížení čistírny s čerpací jímkou na přítoku a náklady za provoz bez této čerpací jímky. Je zřejmé, že náklady na provoz s čerpáním na přítoku budou neúměrně vyšší, než náklady na provoz ve druhém zmiňovaném případě. Cenový rozdíl těchto dvou variant činí asi 125.000 Kč/rok. Úspory financí za provozní energie lze dosáhnout optimalizací strojních zařízení v podobě nahrazování starých zařízení za nové o stejném výkonu, ale s menší spotřebou elektrické energie.

POUŽITÁ LITERATURA

- [1] WANNER, Jiří. www.vscht.cz/homepage. *Z historie odvádění a čištění odpadních vod*. [Online] 27. květen 2010. [Citace: 18. květen 2013.]
- [2] Cloaca maxima. In: Wikipedia: *the free encyclopedia* [online]. San Francisco (CA): Wikimedia Foundation, 2001- [cit. 2013-05-18]. Dostupné z: http://cs.wikipedia.org/wiki/Cloaca_maxima
- [3] BERÁNEK, Josef. *Navrhování tlakové kanalizace*. 1. vyd. Brno: Noel 2000, 1998, vi, 110 s. ISBN 80-860-2008-8.
- [4] RACLAVSKÝ, Jaroslav. Sovak: časopis oboru vodovodů a kanalizací. *Venkovní podtlakové systémy stokových sítí - 1. část*. 2009, č. 11. ISSN: 1210-3039.
- [5] HLAVÍNEK, Petr, Jan MIČÍN, Petr PRAX, Petr HLUŠTÍK a Radim MIFEK. *Stokování a čištění odpadních vod: Modul 1: Stokování*. Brno, 2006.
- [6] HLAVÍNEK, Petr a Jiří HLAVÁČEK. *Čištění odpadních vod: Praktické příklady výpočtů*. Brno: Noel 2000, 1996. ISBN 80-86020-0-2.
- [7] FRANK, Karel. Sovak: časopis oboru vodovodů a kanalizací. *Vodovodní řady a kanalizační stoky v ČR - analýza dat*. 2011, č. 3. ISSN: 1210-3039.
- [8] HLAVÍNEK, Petr a Radim MIFEK. www.tzb-info.cz. *Rozdíly v kvalitě a kvantitě odpadních vod podle způsobu odkanalizování a vliv těchto vod na ČOV* [online]. 2012 [cit. 2013-05-18]. Dostupné z: <http://voda.tzb-info.cz/likvidace-odpadnich-vod/8241-rozdily-v-kvalite-a-quantite-odpadnich-vod-podle-zpusobu-odkanalizovani-a-vliv-techto-vod-na-cov>
- [9] Česká republika. ČSN 75 6101: *Stokové sítě a kanalizační přípojky*. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [10] HLAVÍNEK, Petr, Jan MIČÍN, Petr PRAX, Petr HLUŠTÍK a Radim MIFEK. *Stokování a čištění odpadních vod*. Brno: Noel 2000, 2006.
- [11] GRODA, Bořivoj, Tomáš VÍTEŽ a Martin MACHALA. Mendelova zemědělská a lesnická univerzita v Brně. In: *Čištění odpadních vod jako nástroj k ochraně životního prostředí v zemědělské praxi a na venkově* [online]. Brno, 2007 [cit. 2013-05-18]. Dostupné z: http://eagri.cz/public/web/file/26962/cistení_odpadnich_vod.pdf
- [12] STRÁNSKÝ, David, Vladimír HAVLÍK a Tomáš METELKA. Asociace čistírenských expertů České Republiky. *Posouzení stokových systémů urbanizovaných povodí* [online]. 2009 [cit. 2013-05-18]. Dostupné z: http://www.opzp.cz/soubor-ke-stazeni/17/5237-01052009_metodicka_prirucka_stokovy_system_090604.pdf
- [13] BAREŠ, Vojtěch a Petr SÝKORA. Sovak: časopis oboru vodovodů a kanalizací. *Denní průběh hmotnostního toku CHSK jako prostředek pro stanovení balastních vod ve stokových systémech: případová studie Praha*. 2010, č. 2. ISSN: 1210-3039.
- [14] *Navrhování alternativních způsobů odvádění odpadních vod z obcí*. Brno, 2012. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, fakulta stavební. Vedoucí práce doc. Ing. Jaroslav Raclavský Ph.D.
- [15] RACLAVSKÝ, Jaroslav. ÚSTAV VODNÍHO HOSPODÁŘSTVÍ OBCÍ, Fakulta stavební, VUT v Brně. *Venkovní podtlakové systémy stokových sítí*. Brno.
- [16] [Www.asio.cz](http://www.asio.cz). *Energie odpadních vod: snížení energetické náročnosti ČOV* [online]. [cit. 2013-05-18]. Dostupné z: <http://www.asio.cz/cz/energie-odpadnich-vod-z-cov>
- [17] PRAŽSKÉ VODOVODY A KANALIZACE, a.s. *Stoky Staroměstské náměstí* [online]. [cit. 2013-05-19]. Dostupné z: [http://www.pvk.cz/fotogalerie/kanalizace.html#!prettyPhoto\[gal\]/0/](http://www.pvk.cz/fotogalerie/kanalizace.html#!prettyPhoto[gal]/0/)

SEZNAM TABULEK

Tabulka 1 Orientační složení splaškových vod	7
Tabulka 2 Orientační hodnoty specifické produkce znečištění v g/den na 1 obyvatele.....	8
Tabulka 3 Průměrné hodnoty obsahu kovů v dešťových vodách	9
Tabulka 4 Souběh a křížení stoky s ostatními druhy inženýrských sítí.....	12
Tabulka 5 Určení materiálu stokových sítí v závislosti na rychlosti	15
Tabulka 6 Směrné hodnoty pro odhad středního poměru voda/vzduch	26
Tabulka 7 Směrné hodnoty pro odhad jmenovité světlosti	26
Tabulka 8 Srovnání hodnot znečištění odpadní vody v závislosti na druhu odkanalizování ...	27
Tabulka 9 Porovnání objemů aktivace s provozní cenou dmychadel v Kč/den.....	43

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obrázek 1 Schéma Liernurova podtlakového systému	2
Obrázek 2 Stoka pod staroměstským náměstím	3
Obrázek 3 Schéma vlnového profilu na rovinatém území	24
Obrázek 4 Schéma zubového profilu na rovinatém území.....	24
Obrázek 5 Schéma kapsového profilu na rovinatém území	24

SEZNAM GRAFŮ

Graf 1.1 Přehled rozdělení stok v ČR dle materiálu	4
Graf 1.2 Rozdělení stok v ČR dle velikosti profilů	4
Graf 3.1 Závislost návrhových průtoků na počtu napojení podle různých autorů	22
Graf 4.1 Porovnání objemů aktivačních nádrží	35
Graf 4.2 Závislost látkového zatížení aktivace na objemovém zatížení aktivace	36
Graf 5.1 Závislost koncentrace znečištění na objemu aktivační nádrže, účinnosti a množství přebytečného kalu	38
Graf 5.2 Závislost objemů aktivace na EO a investiční ceně aktivační nádrže	39
Graf 5.3 Závislost objemu dosazovací nádrže na počtu obyvatel a investiční ceně	40
Graf 5.4 Finanční zatížení strojního zařízení s čerpáním z čerpací jímky	42
Graf 5.5 Finanční zatížení strojního zařízení bez čerpací jímky	43
Graf 5.6 Závislost počtu EO na ceně spotřebované energie v Kč/den na ČOV	44

SEZNAM ZKRATEK A SYMBOLŮ

BSK ₅	= biochemická spotřeba kyslíku za pět dní [mg.l ⁻¹]
CHSK	= chemická spotřeba kyslíku [mg.l ⁻¹]
N _{celk}	= celkové množství dusíku [mg.l ⁻¹]
N-NH ₄	= amoniakální dusík [mg.l ⁻¹]
P _{celk}	= celkové množství fosforu [mg.l ⁻¹]
Q _{24,m}	= průměrný denní průtok [m ³ .d ⁻¹]
NL	= nerozpuštěné látky [mg.l ⁻¹]
Q _{ov}	= průtok odpadní vody [l.s ⁻¹]
Q _{spl}	= průměrný objem splaškové vody z domácností [l.s ⁻¹]
Q _{inf}	= množství infiltrované podzemní vody [l.s ⁻¹]
Q _{pov}	= přítok do systému ze zaústěných vodotečí [l.s ⁻¹]
PO	= počet obyvatel [-]
q _{spec}	= specifické množství odpadní vody [l.os ⁻¹ .den ⁻¹]
Q _{h,m}	= maximální hodinový průtok odpadních vod od obyvatelstva [m ³ .s ⁻¹]
K _h	= součinitel hodinové nerovnoměrnosti [-]
Q _{24,p}	= průtok průmyslových odpadních vod z výroby [m ³ .s ⁻¹]
Q _{h,p}	= průtok průmyslových odpadních vod od zaměstnanců [m ³ .s ⁻¹]
QB	= množství balastních vod [m ³ .s ⁻¹]
K	= hodnota pohybující se v rozmezí 5 – 15 [%]
Q _{max}	= maximální průtok odpadních vod [m ³ .den ⁻¹]
Q _N	= návrhový průtok odpadních vod [m ³ .den ⁻¹]
Q _{kap}	= kapacitní průtok odpadních vod [m ³ .den ⁻¹]
Q _{DEŠT}	= množství dešťových vod [l.s ⁻¹]
Q _i	= odtok z nemovitosti do čerpací jímky za daný časový interval [m ³ .s ⁻¹]
Q _s	= výkon čerpadla [m ³ .s ⁻¹]
t _p	= dílčí provozní doba čerpadla [hod]
SO _{BSK}	= specifická produkce znečištění [g.os ⁻¹ .den ⁻¹]
S _{dpo}	= průměrné denní množství znečištění obyvatelstva [kg.den ⁻¹]
Q _{24,0}	= průměrný denní průtok od obyvatelstva [m ³ .d ⁻¹]
Q _{d,0}	= maximální denní průtok od obyvatelstva [m ³ .d ⁻¹]
Q _{h,0}	= maximální hodinový průtok od obyvatelstva [m ³ .h ⁻¹]
Q _{min,0}	= minimální průtok od obyvatelstva [m ³ .h ⁻¹]
Q ₂₄	= průměrný denní průtok biologickou částí [m ³ .d ⁻¹]

Q_d = maximální denní průtok biologickou částí [$m^3 \cdot d^{-1}$]

Q_h = maximální hodinový průtok biologickou částí [$m^3 \cdot h^{-1}$]

k_d = koeficient denní nerovnoměrnosti [-]

k_{min} = součinitel minimální hodinové nerovnoměrnosti [-]

$E_{u_{NBSK}}$ = účinnost čištění mechanického stupně čištění pro BSK₅ [%]

Co_{BSK5} = koncentrace znečištění na přítoku čistírny odpadních vod pro BSK₅ [$mg \cdot l^{-1}$]

$C1_{BSK5}$ = koncentrace znečištění po mechanickém stupni předčištění [$mg \cdot l^{-1}$]

$Sdp_{AN,BSK5}$ = průměrné denní množství znečištění na vstupu do aktivační nádrže [$kg \cdot den^{-1}$]

$C1$ = výstupní koncentrace znečištění [$mg \cdot l^{-1}$]

E_{AN} = účinnost čištění aktivační nádrže [%]

E_c = celková účinnost čištění aktivační nádrže [%]

$C1_{NL}$ = výstupní koncentrace znečištění nerozpuštěných látek [$mg \cdot l^{-1}$]

$C1^*$ = filtrovaný vzorek [$mg \cdot l^{-1}$]

E_{biol} = biologická účinnost čistírny odpadních vod [%]

Bx = látkové zatížení aktivace [$kg \cdot kg \cdot d^{-1}$]

X = koncentrace kalu [$kg \cdot m^{-3}$]

f_o = organický podíl látek [-]

Bv = objemové zatížení aktivace [$kg \cdot m^{-3} \cdot d^{-1}$]

V = objem aktivační nádrže [m^3]

$E_{u_{NNL}}$ = účinnost čištění mechanického stupně čištění pro NL [%]

Co_{NL} = koncentrace znečištění na přítoku čistírny odpadních vod pro NL [$mg \cdot l^{-1}$]

$C1_{AN,NL}$ = koncentrace znečištění NL po mechanickém stupni předčištění [$mg \cdot l^{-1}$]

Y_{OBS} = specifická produkce přebytečného kalu vztažená na přivedené znečištění, vyjádřené
pro BSK₅ [$kg \cdot den^{-1}$]

F = bezpečnostní faktor [-]

Pbk = množství přebytečného kalu [$kg \cdot d^{-1}$]

Θ_x = stáří kalu [den]

Ws = objem kalu v aktivační nádrži [$kg \cdot d^{-1}$]

KI = kalový index [$ml \cdot g^{-1}$]

R = recirkulační poměr [%]

Θ = doba zdržení [den]

Θ_d = střední doba zdržení [hod]

μ = povrchové hydraulické zatížení [$m^3 \cdot m^{-2} \cdot hod^{-1}$]

η = vstupní účinnost dosazovací nádrže [%]

S_{DN} = návrhová plocha dosazovací nádrže [m^2]

$V_{k,AN}$ = srovnávací objem aktivační nádrže [$ml.l^{-1}$]

V_{DN} = návrhový objem dosazovací nádrže [m^3]

$S_{DN,SK}$ = skutečná plocha dosazovací nádrže [m^2]

$V_{DN,SK}$ = skutečný objem dosazovací nádrže [m^3]

η_{sk} = skutečná účinnost aktivační nádrže [%]

Θ_{sk} = skutečná doba zdržení [den]

μ_{sk} = skutečné povrchové hydraulické zatížení [$m^3.m^{-2}.hod^{-1}$]

m_{95} = je počet čerpadel, jejichž sepnutí bude překročeno s 95% pravděpodobností

Q_{ddom} = průměrný denní odtok z domácnosti, případně od jiného znečišťovatele [$l.s^{-1}$]

N = je počet ekvivalentních bytových jednotek [-]

A = konstanta, pro anglosaské jednotky $A = 0,5$; [$gal.min^{-1}$]

B = konstanta, pro anglosaské jednotky $B = 20$; [$gal.min^{-1}$]

ρ = měrná hmotnost dopravovaného média [$kg.m^{-3}$]

g = gravitační konstanta [$m.s^{-2}$]

R = hydraulický poloměr [m]

I = podélný sklon stoky [%]

U = unášecí síla [Pa]

i = intenzita návrhového deště [$l.s^{-1}.ha^{-1}$]

ψ = součinitel odtoku [-]

t = doba dotoku od nejvzdálenějšího místa po závěrový profil [min]

l = vzdálenost od nejvzdálenějšího místa po závěrový profil [m]

v = rychlost proudění odpadní vody [m/s]

Q = průtok vody v potrubí [$m^3.s^{-1}$]

S = průřezová plocha [m^2]

SUMMARY

The pressure sewers, vacuum sewers and gravity sewers are compared in research part of the bachelor's thesis. Influence of different systems on water quality is discussed. In practical part, the secondary treatment is designed for these sewerage systems. Design was made for 800 population equivalents and water usage 90 litres per person per day. Designed objects are aeration tank and clarifier. Investment costs for every object are calculated. The work includes chart showing investment costs depending on the population equivalent until the number of 2000. Operating costs for wastewater treatment plant machinery are evaluated. The assessed machinery includes pumping technology, aeration equipment, mechanical screens and other equipment. The investment costs were calculated according to handbook Transport and technical infrastructure average prices 2012 which is presented on the web of