

Hochschule für Angewandte Wissenschaften Hamburg

Fakultät Life Sciences

Abwasserkonzept für eine Schule und Waisenhaus in Cap-Haitien, Haiti

BACHELORARBEIT

IM STUDIENGANG UMWELTTECHNIK

Vorgelegt von

David Gradl

Matrikelnummer: 2073110

Hamburg, 18.07.2016

Gutachter: Prof. Dipl.-Ing. Jörn Einfeldt

Gutachter: Dipl.-Ing. (FH) Maik Herrmann

Versicherung über Selbständigkeit

Ich erkläre hiermit an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbständig und ohne unerlaubte fremde Hilfe angefertigt, andere als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel nicht benutzt habe. Die aus fremden Quellen direkt oder indirekt übernommenen Stellen sind als solche kenntlich gemacht.

Ort, Datum

Unterschrift

Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit entwirft ein Konzept für die Abwasserentsorgung einer Schule und eines Waisenhauses in der Stadt Cap-Haitien im Norden Haitis. Um eine möglichst effiziente und ökologische Behandlung der anfallenden Abwässer in einem gegebenen Kostenrahmen umsetzen zu können, werden zunächst verschiedene Abwasserbehandlungsmethoden, die sich in dem gegebenen Kontext bereits bewährt haben, ausgewählt und deren grundlegende Funktionsweisen und Auslegungsparameter herausgearbeitet. Mithilfe der relevanten Daten des Standortes, die bei einem bereits stattgefundenem Aufenthalt vor Ort gesammelt werden konnten, wird auf die Erfahrungswerte und Erkenntnisse aus der deutschen und internationalen Praxis der Abwassertechnik zurückgegriffen, um somit die hydraulische und organische Charakteristik des lokalen Abwasseraufkommens möglichst präzise abschätzen zu können. Bei der sich anschließenden Systemauswahl ist herausgekommen, dass bei dem verfügbaren Platzangebot eine Aufgliederung in drei Teilabschnitte mit einer jeweilig angepassten Kleinkläranlage, bestehend aus Mehrkammerabsetzgrube oder anaeroben Tauchwandreaktor als Vorklärung, einem horizontal durchflossenen Bodenfilter als biologische Hauptstufe und einer anschließenden Versickerungsanlage sinnvoll ist. Somit ist es einerseits möglich, die in Haiti geforderten Richtlinien der Abwasserbeseitigung zu erfüllen, andererseits ergibt sich das Potential, das anfallende Abwasser für die Bewässerung von Bananenpflanzen, die in den Bodenfiltern integriert werden, als Wasser- und Düngemittelressource nutzbar zu machen. Die Kalkulationen im Planungsteil basieren auf den Regelwerken der DWA, DIN und BORDA sowie wissenschaftlichen Artikeln von Foxon. Die Gesamtkosten zusammengesetzt aus dem nötigen Material zuzüglich Arbeitskosten und einer Reserve von 20 % belaufen sich auf knapp über 30.000 \$ US, wobei die berechneten Wirkungsgrade, bezogen auf die Kohlenstoffelimination, in den drei Abschnitten bei 92,5 %, 97,1 % und 97,3 % liegen. Den Ergebnissen zugehörig sind technische Zeichnungen der Vorklärungssysteme und Lagepläne, welche den Verlauf der Kanalnetze und die Positionen der jeweiligen Anlageneinheiten darstellen.

Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung	3
1. Einführung	10
2. Zielsetzung	11
3. Grundlagen zur dezentralen Abwasserbehandlung	13
3.1. Abwassercharakteristik	13
3.2. Mechanische Vorbehandlung	15
3.2.1. Mehrkammerabsetzgrube, Septic tank	16
3.2.2. Anaerober Tauchwand Reaktor	18
3.2.3. Schlamm und Biogasproduktion	21
3.3. Naturnahe biologische Reinigungsstufen	22
3.3.1. Bepflanzte Bodenfilter	23
3.3.2. Teiche	25
3.4. Abwasserbeseitigung	26
3.4.1. Einleitung Vorfluter	26
3.4.2. Versickerungsanlagen	26
3.4.3. Verdunstungsanlagen	28
3.4.4. Nutzung zur Bewässerung	29
3.5. Kanalnetz	30
4. Datenauswertung	32
4.1. Geländeeigenschaften	32
4.2. Gebäudenutzung	33
4.3. Bodenbeschaffenheit	34
4.4. Baumaterialien	35
4.5. Klimadaten	35
5. Systemauswahl	36
5.1. Bestimmung der Abwasserlast	36
5.2. Anforderungen und Richtlinien	38
5.3. Fließschema	39
6. Planung	44
6.1. Methoden	44
6.2. Abschnitt A	46
6.2.1. Kanalnetz	46
6.2.2. Mehrkammerabsetzgrube	46
6.2.3. Horizontal durchströmter Bodenfilter	47
6.2.4. Versickerung	49
6.3. Abschnitt B	50
6.3.1. Kanalnetz	50

6.3.2.	Anaerober Tauchwandreaktor	51
6.3.3.	Horizontal durchströmter Bodenfilter	52
6.3.4.	Versickerung	53
6.4.	Abschnitt C	54
6.4.1.	Kanalnetz	54
6.4.2.	Anaerober Tauchwandreaktor	55
6.4.3.	Horizontal durchströmter Bodenfilter	56
6.4.4.	Versickerung	57
7.	Ergebnisse	58
8.	Fazit	60
	Literatur	62
A.	Klimadaten	66
B.	Preislisten	67
C.	Sonstiges	71
D.	Lagepläne	75
E.	Technische Zeichnungen	84

Abkürzungsverzeichnis

<i>CSB</i>	Chemischer Sauerstoffbedarf
<i>BSB</i>	Biologischer Sauerstoffbedarf
<i>TS</i>	Total Solids, Trockenmassekonzentration
<i>TKN</i>	Total Kjerdahl Nitrogen
<i>P</i>	Gesamtphosphor
<i>AFS</i>	Abfiltrierbare Stoffe
<i>KBE</i>	Keimbildende Einheiten
<i>EW</i>	Einwohnerwerte
<i>CH₄</i>	Methan
<i>HRT</i>	Hydraulic retention time
<i>Q_d</i>	Mittlerer täglicher Abwasservolumenstrom
<i>V_{Reaktor}</i>	Reaktorvolumen
<i>MKG</i>	Mehrkammerabsetzgrube
<i>ABR</i>	Anaerobic baffled reactor
<i>v_{up}</i>	Aufströmgeschwindigkeit
<i>CSB_e</i>	CSB Auslaufkonzentration
<i>I_{in}</i>	Inerte CSB-Fraktion
<i>X_{S,in}</i>	Langsam biologisch abbaubarer CSB-Anteil
<i>RBCOD</i>	Schnell abbaubarer CSB
<i>q_h</i>	Maximaler stündlicher Zufluss
<i>l_{up}</i>	Länge der Aufströmkammer
<i>l_{down}</i>	Länge der Abströmkammer
<i>w</i>	Reaktorbreite
<i>x_{Qmax}</i>	Spitzenzuflussfaktor
<i>h_w</i>	Höhe Wasserspiegel
<i>n_c</i>	Anzahl Tauchwandkammern

H_2S	Schwefelwasserstoff
VBF	Vertikal durchströmter Bodenfilter
HBF	Horizontal durchströmter Bodenfilter
$B_{d,CSB}$	Tägliche CSB-Beladung
c_{CSB}	CSB-Konzentration
A	Anströmfläche
L	Fließlänge
k_f	Durchlässigkeitsbeiwert
$k_{f,b}$	Durchlässigkeitsbeiwert des Filtermaterials nach langjährigen Betrieb
$A_{V,spez}$	Spezifisch erforderliche Versickerungsfläche
$A_{V,min}$	Mindestens erforderliche Versickerungsfläche
l_V	Versickerungsgrabenlänge
h_V	Versickerungsgrabentiefe
E	Summe der Evapotranspiration in Abhängigkeit der Monate
k_s	Saisonaler Verbrauchskoeffizient für die Pflanze
T_m	Mittlere Monatstemperatur
N_m	Mittlere monatliche Sonnentagesdauer
p_m	Verhältnis von monatlicher zu jährlicher Sonnentagesdauer
n	Rohrrauhigkeit
k_a	Hydraulikparameter für Rohre mit Kreisquerschnitt
k_r	Hydraulikparameter für Rohre mit Kreisquerschnitt
I_{min}	Mindestgefälle der Rohrsohle
k_1	Peakfaktor
DWA	Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.
DIN	Deutsches Institut für Normung
$BORDA$	Bremen Overseas Research and Development Association e. V.

Tabellenverzeichnis

1.	Parameter zur Beschreibung von Abwasser [NAW, 2014] [von Sperling, 2005]	14
2.	Vergleich der einwohnerspezifischen Volumenströme und Frachten.[DWA, 2013]	15
3.	Abbauraten eines ABR mit 5-Kammern und Verweilzeiten von 24h und 18h.[Nasr, 2008]	19
4.	Bemessungsgrundlagen bepflanzter Bodenfilter[DWA, 2013]	24
5.	Gebäude mit Sanitäreinrichtungen	33
6.	Klassifikation der verfügbaren Substrate	35
7.	Täglicher Durchschnittsverbrauch der jeweiligen Verbrauchertypen	36
8.	CSB-Belastung der verschiedenen Abwasserquellen	37
9.	Abwasserlast Abschnitt A	46
10.	Eingangsparameter und Ergebnisse Kanalnetz A	46
11.	Eingangsparameter, gewählte Größen und Ergebnisse MKG A	47
12.	Eingangsparameter, gewählte Parameter und Ergebnisse HBF A	48
13.	Verdunstungsleistung HBF A	48
14.	Eingangsparameter und Ergebnisse der Versickerungsanlage A	49
15.	Abwasserlast Abschnitt B	50
16.	Eingangsparameter und Ergebnisse Kanalnetz B	50
17.	Eingangsparameter, gewählte Größen und Ergebnisse ABR B	51
18.	Eingangsparameter, gewählte Parameter und Ergebnisse HBF B	52
19.	Verdunstungsleistung HBF B	53
20.	Eingangsparameter und Ergebnisse der Versickerungsanlage B	53
21.	Abwasserlast Abschnitt C	54
22.	Eingangsparameter und Ergebnisse Kanalnetz C	54
23.	Eingangsparameter, gewählte Größen und Ergebnisse ABR C	55
24.	Eingangsparameter, gewählte Parameter und Ergebnisse HBF C	56
25.	Verdunstungsleistung HBF C	57
26.	Eingangsparameter und Ergebnisse der Versickerungsanlage C	57
27.	Klimadaten Cap Haitien[Merkel, 2016][Koch, 2016]	66
28.	Materialkosten Abschnitt A	68
29.	Materialkosten Abschnitt B	69
30.	Materialkosten Abschnitt C	70

Abbildungsverzeichnis

1.	Funktionsschema einer 2-Kammerabsetzgrube[Tilley, 2008]	16
2.	CSB-Elimination zu HRT in einer Zweikammerabsetzgrube [BORDA, 2009]	17
3.	Funktionsschema eines anaeroben Tauchwandreaktors [Tilley, 2008]	18
4.	Septic tank unterhalb von B12	34
5.	Fließschema der Kläranlage A	40
6.	Ausgewählter Standort der MKG A und des HBF A	40
7.	Fließschema der Kläranlage B	42
8.	Ausgewählter Standort des ABR B und des HBF B	42
9.	Fließschema der Kläranlage C	43
10.	Preislisten	67
11.	Organigramm des Projekts	71
12.	Projektplan	72
13.	Prüfbericht der Bananen aus Madagaskar, Seite 1 [AquaNostra, 2016] . . .	73
14.	Prüfbericht der Bananen aus Madagaskar, Seite 2 [AquaNostra, 2016] . . .	74

1. Einführung

Der Karibikstaat Haiti hat aufgrund eines komplexen Geflechts aus geschichtlichen, sozio-kulturellen, wirtschaftspolitischen und klimatischen Problemen enorme Schwierigkeiten ein strukturstarke, funktionierendes Wasserver- und Entsorgungssystem zu etablieren. Die ehemals französische Kolonie durchlebte während des späten 20. Jhd. eine 30-jährige Diktatur und gilt aktuell als politisch instabil, so ist das Amt des Präsidenten seit Februar 2016 bis heute unbesetzt. Der Karibikstaat befindet sich in dem Einzugsgebiet von saisonal wiederkehrenden Wirbelstürmen und wurde zuletzt 2010 von einem Erdbeben der Stärke 7.0 auf der Richterskala nahe der Hauptstadt Port-au-Prince erschüttert.

Reformen für eine strukturelle Verbesserung der Situation im Bereich Wasser und Sanitär wurden von der Politik 2008 erlassen. Zudem wurde 2009 die nationale Regulierungs- und Koordinierungsstelle für den Sektor Wasser und Abwasser, "Direction Nationale de l'Eau Potable et de l'Assainissement" (DINEPA), geschaffen. Das Erdbeben 2010 hat das Land mit seinen strukturellen Planungen jedoch zurückgeworfen [BORDA, 2013]. So zeigen auch die Statistiken der World Health Organisation (WHO), dass sich der Anteil der Bevölkerung, welcher einen Zugang zu sanitären Einrichtungen hat, im Trend 1990-2015 von 33% zu 34% kaum verbessert hat [WHO, 2015].

In dem von der Einrichtung "Institut Notre Dame de la Médaille Miraculeuse" betreuten Waisenhaus leben 85 Kinder, zudem ermöglicht diese den Schulbesuch von 335 Kindern, bei der 20 Lehrer angestellt sind. Dem Gelände schließt sich eine kleine Farm an, die von Mitgliedern der Einrichtung bewohnt und bewirtschaftet wird. Claudette Leconte, Leiterin der gesamten Einrichtung, hat das Waisenhaus im Jahre 2001 gegründet. Über die Jahre wuchs die Einrichtung, sodass auch das Wassernetz und die sanitären Einrichtungen angepasst werden mussten, jedoch die finanziellen Mittel für eine strukturierte Gesamtplanung fehlten. Die momentane Situation ist bestimmt von einer undurchsichtigen Infrastruktur an Brauchwasserleitungen und Zisternen, die vorhandenen Spültoiletten sind nur teilweise an punktuell verteilte Zweikammergruben angeschlossen. Die Einrichtung hat sich nun dazu entschlossen, keine weiteren Schüler oder Kinder mehr aufzunehmen.

Die gemeinnützige NGO "Action Five e. V." aus Bonn unterstützt seit vielen Jahren die Einrichtung in Cap-Haitien. Der Verein organisiert langfristige Spendengelder, mit denen die Lehrer und Angestellten bezahlt und Nahrungsmittel gekauft werden. Zudem hat der Verein ein Netzwerk von ehrenamtlichen Akteuren aufgebaut, mithilfe derer nun die Probleme der (Trink-)Wasserversorgung, Abwasserbehandlung, Regenbehandlung und Stromversorgung gelöst werden sollen. Auch werden drei neue Häuser auf dem Gelände gebaut, um den Kindern in dem Waisenhaus mehr Platz zur Verfügung zu stellen. Die Firma Aqua Nostra eG. plant in Kooperation mit dem Verein "Technik ohne Grenzen e. V." aus Leipzig den Projektbereich Wasser, wobei die Projektkoordination und der Projektbereich Abwasser bei der Aqua Nostra eG. liegt. Während der Planungsphase findet eine enge Zusammenarbeit mit der Leitung der Einrichtung statt, sodass bekannt ist, welche Systeme für den Standort realisierbar sind und die Menschen vor Ort mitentscheiden können, welches Konzept umgesetzt werden soll. Abbildung 11 im Anhang C zeigt ein Organigramm, welches den Gesamtzusammenhang des Projekts darstellt und Abbildung 12 einen Projektplan der Koordinations- und Planungstermine.

2. Zielsetzung

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, ein Abwasserbehandlungskonzept für die Einrichtung zu planen, mit welchem die Gesundheit der dort lebenden Menschen nicht mehr gefährdet ist und Belastungen für die Umwelt möglichst gering gehalten werden.

Auf Wunsch der Leitung und nach dem Leitgedanken der Genossenschaft Aqua Nostra eG. soll die verwendete Anlagentechnik möglichst naturnah, zuverlässig und dabei effizient sein. Hierbei soll beachtet werden, dass die bereits bestehende sanitäre Infrastruktur weiterhin genutzt werden kann, der Wartungsaufwand so gering wie möglich gehalten wird, sowie die Konstruktions- und Wartungsarbeiten mit dem vor Ort vorhandenen Wissen und Werkzeug durchgeführt werden können. Da die Einrichtung neben dem Schul- und Waisenhausbetrieb in kleinem Maße auch Landwirtschaft betreibt um unabhängiger zu werden, wurde von Seiten der Leitung angefragt zu prüfen, ob die Wiederverwendung des gereinigten Abwassers zur Bewässerung von Nutzpflanzen geeignet ist.

Da die Finanzmittel aus deutschen, privaten Spendengeldern stammen, wird die Planung für das Projekt sowohl von Fachexperten als auch von Laien auf seine Sinnhaftigkeit geprüft. Die vorliegende Ausarbeitung dient als grundlegende Vorarbeit der Ausführungsplanung und soll sowohl die theoretischen Grundlagen und technische Bemessungskriterien erläutern, als auch die Notwendigkeit und Realisierbarkeit des Projekts aufzeigen. Folgende Fragestellungen sollen im Rahmen dieser Arbeit betrachtet und beantwortet werden:

Welche Anlagenkonzepte der dezentralen Abwasserbehandlung haben sich in ähnlich klimatischen Regionen und unter vergleichbaren gesellschaftlichen Umständen bewährt?

Aus der Literatur und den Erfahrungen der Firma Aqua Nostra eG. werden in Frage kommende Behandlungstypen ausgewählt und charakterisiert. Dabei wird auch dargestellt, nach welchen Normen und Bemessungsgrundlagen die Anlagen ausgelegt werden können.

Welche relevanten Informationen liegen für den Standort vor?

Es konnten bei einem Aufenthalt des Planers vor Ort bereits Daten gesammelt werden, die in der Arbeit ausgewertet werden. Die Informationen, die während der Planungsphase in Rücksprache mit den Projektpartnern in Deutschland und Haiti erfasst wurden, werden inhaltlich zusammengefasst und dargestellt.

Welche spezifischen Abwasseraufkommen sind zu erwarten?

Mithilfe der relevanten Daten des Standortes wird auf die Erfahrungswerte und Erkenntnisse aus der deutschen und internationalen Praxis der Abwassertechnik zurückgegriffen, um somit die hydraulische und organische Charakteristik des Abwasseraufkommens möglichst präzise abschätzen zu können.

Welche Anforderungen bestehen für die Kläranlage?

Die Anlage soll in jedem Falle die in Haiti geforderte Ablaufqualität einhalten. Zudem sollen internationale Standards der Bewässerung mit Abwasser beachtet werden, auch in Hinblick darauf, dass in Haiti seit dem Erdbeben 2010 Cholera ausgebrochen ist und ein hohes Infektionsrisiko mit Malaria herrscht. Somit können die Wünsche der Leitung bezüglich der Wiederverwendung von gereinigtem Abwasser weitestgehend miteinbezogen werden.

Die Systemauswahl und der Planungsteil greift auf alle zuvor gewonnen Informationen zu und bemisst die ausgewählten Anlagenkomponenten im Hinblick auf das verfügbare Platzangebot. Die Ergebnisse der Arbeit werden in einer Kostenabschätzung zusammengefasst, die sich mit technischen Zeichnungen und Lageplänen des Anlagenkonzepts ergänzt.

3. Grundlagen zur dezentralen Abwasserbehandlung

Aus der Aufgabenstellung heraus ergibt sich, dass für die Einrichtung eine eigenständige, also dezentrale Lösung gefunden werden muss. Dabei soll zudem angemerkt werden, dass die bewährten Anlagensysteme in Industrienationen, welche aus einer hochtechnisierten Behandlungsanlage und einem großen Kanalnetz bestehen, aus diversen Gründen in ärmeren Ländern bereits gescheitert sind. So sind bei den zentralen Behandlungsanlagen als Hauptursachen für schlechte Ablaufwerte eine unzureichende Kenntnis von Betrieb und Wartung, der Mangel an Ersatzteilen und häufige Stromversorgungsengpässe zu nennen [BORDA, 2009]. Die hohen Investitions- und Betriebskosten von umfänglichen kommunalen Kanalnetzen haben zudem dazu geführt, dass sich die lokalen Verwaltungen zwar oft um die Wasserversorgung gekümmert haben, die Planung der Abwasserentsorgung jedoch geringere Priorität hatte [Bakalian, 1994]. So wird prognostiziert, dass für die marginalisierten Stadtbewohner standardisierte On-site Lösungen auf absehbare Zeit der einzig finanzierbare Einstieg in eine menschenwürdige Sanitärversorgung sein können [Hassib, 2015].

Aufgrund dessen wird sich dieses Kapitel ausschließlich mit der maschinenunabhängigeren, naturnahen und dezentralen Abwasserbehandlungsmethodik beschäftigen und dabei aufzeigen, welche gewichtigen Vorteile und Möglichkeiten bei der Ressourceneinsparung und der Wiederverwendung des Abwassers bestehen. Dabei sollen jedoch auch die Problematiken erwähnt werden, die sich aus der Verwendung von kleinen Anschlussgrößen und Nutzung des anaeroben Faulprozesses ergeben.

3.1. Abwassercharakteristik

Durch den Einsatz von dezentralen Behandlungsmethoden am Entstehungsort des Abwassers besteht die Möglichkeit einer separaten Ableitung und Behandlung sowie anschließender Wiederverwertung vor Ort. Dabei ist die Kenntnis über die Art, Menge und den Zeitraum des lokal anfallenden Abwassers besonders wichtig um eine angepasste Behandlungsmethode anzuwenden. Die Art des Abwassers untergliedert sich vor allem danach, wofür es genutzt wurde. Zunächst kann zwischen gewerblichem und häuslichem Schmutzwasser unterschieden werden, die Zusammensetzung von häuslichem Schmutzwasser kann nochmals verschiedenen Stoffströmen zugewiesen werden. Um diese qualifizieren zu können, existieren Summenparameter um unterschiedlichste Abwassercharakteristika zu beschreiben. Tabelle 1 fasst die wichtigsten Parameter zusammen. Der CSB-Wert gibt an, welche Menge an Sauerstoff verbraucht wird, um die gesamten im Wasser enthaltenen organischen Stoffe zu oxidieren, während der BSB, bzw. BSB₅ - Wert ein Maß für die Summe aller biologisch abbaubaren organischen Stoffe im Wasser ist [NAW, 2014]. Diese theoretischen Summenparameter beschreiben also den Verbrauch von Sauerstoff von Mikroorganismen beim Abbau von Kohlenstoffverbindungen im Wasser. Findet dieser Abbau übermäßig in Gewässern statt, führt dies zu Sauerstoffmangel und ist deshalb schädlich für die Umwelt [von Sperling, 2005].

TKN beschreibt den Gehalt an organisch gebundenem Stickstoff und Ammoniumstickstoff [NAW, 2014]. Bei den Umwandlungsprozessen des organischen Stickstoffs wird eben-

Tabelle 1: Parameter zur Beschreibung von Abwasser [NAW, 2014] [von Sperling, 2005]

Parameter	Abkürzung	Einheit
Chemischer Sauerstoffbedarf	CSB	mg/l oder g/E · d
Biologischer Sauerstoffbedarf	BSB	mg/l oder g/E · d
Trockenmassekonzentration (Total Solids)	TS	mg/l oder g/E · d
Stickstoff (Total Kjeldahl Nitrogen)	TKN	mg/l oder g/E · d
Gesamtphosphor	P	mg/l oder g/E · d
Koliforme Bakterien		KBE/100ml

falls Sauerstoff verbraucht, zudem dient Nitrat den Pflanzen als Düngemittel und kann zur Eutrophierung der Gewässers führen. Phosphor liegt zum größten Teil in anorganischer Form vor, und kann als Düngemittel ebenfalls zur Eutrophierung von Gewässern führen [von Sperling, 2005]. Die Trockenmassekonzentration beschreibt die Konzentration aller gelösten, suspendierten und aufschwimmenden Stoffe [NAW, 2014]. So wird hierbei nochmals zwischen organischen und anorganischen Inhaltsstoffen, abfiltrierbaren Stoffen (AFS) und absetzbaren Stoffen unterschieden. Diese Parameter dienen der grundlegenden Gütequalifizierung des Abwassers. [von Sperling, 2005]

Jegliches Schmutzwasser enthält eine Vielzahl verschiedener potentiell pathogener Mikroorganismen, die den Viren, Bakterien und Protozoen zuzuordnen sind. Bei der Analyse wird das E. coli Bakterium als Indikatororganismus herangezogen, da dieses Bakterium einen eindeutig fäkalen Ursprung hat. Die Quantifizierung erfolgt durch die Ermittlung der Keimzahl, auch keimbildende Einheiten (KBE) genannt. [Schwarz, 2003]

Die vorgestellten Summenparameter dienen der Qualifizierung von Abwasser und können auch als Auslegungsparameter für Kläranlagen herangezogen werden, es sollte jedoch immer im Hinterkopf behalten werden, dass damit niemals einzelne Inhaltsstoffe gemeint sind. Die Konzentrationen der Parameter im Abwasser im Verhältnis zu der Abwassermenge zeigen auf, welche Belastung und Schmutzfrachten vorliegen. In der Wasserwirtschaft ist es zudem üblich einwohnerspezifische Zulaufmengen anzugeben, dabei werden Konzentrationen pro Einwohnerwert und Tag angegeben. [DWA, 2013]

So lassen sich mit der Kenntnis der Parameter und des Ursprunges des Abwassers im Bereich des häuslichen Schmutzwassers die drei Stoffströme Urin, Schwarzwasser und Grauwasser unterscheiden. Nach DWA wird Schwarzwasser als Mischung aus Urin, Fäzes und Spülwasser bezeichnet. Grauwasser ist der Stoffstrom aus dem häuslichen Bereich ohne Fäkalien der danach unterschieden werden kann, ob stark (Küchenbereich, Waschmaschine) oder schwach (Badewanne, Dusche, Handwaschbecken) belastet. Typische einwohnerspezifische Werte für Deutschland sind in Tabelle 2 dargestellt. Je nach Entwicklungsstand eines Landes und dem vorherrschenden Klima variieren diese Werte deutlich. So hängt die Menge des produzierten Abwassers die ein Mensch selbst produ-

Tabelle 2: Vergleich der einwohnerspezifischen Volumenströme und Frachten.[DWA, 2013]

Parameter	Einheit	Urin		Schwarzwasser		Grauwasser		Rohabwasser
		Absolut	%	Absolut	%	Absolut	%	Absolut
Volumenstrom	l/ E · d	1,5	-	8-50	-	75	-	150
BSB ₅	g/ E · d	5	9%	37	67%	18	33%	60
CSB	g/ E · d	10	10%	50	52%	47	48%	120
TS	g/ E · d	-	-	61	82%	13	18%	70
N	g/ E · d	11	85%	12	92%	1	8%	11
P	g/ E · d	1,0	50%	1,5	75%	0,5	25%	1,8

ziert, direkt von seinem Zugang und Verbrauch an Brauch- und Trinkwasser ab. Da der Wasserbedarf im wesentlichen vom Lebensstandard und den Lebensgewohnheiten der Bevölkerung abhängt, nimmt der häusliche Schmutzwasseranfall mit steigendem Wohlstand zu. [Denne, 1984] So hat eine Studie den täglichen Verbrauch eines Menschen in Port-au-Prince auf 60 l/EW · d abgeschätzt, das ist weniger als die Hälfte des durchschnittlichen Verbrauchs in Deutschland mit 150 l/EW · d [BORDA, 2009]. Der Wasserbedarf an Schulen variiert je nach der Ausstattung mit Sporthallen und angegliederten Duschen oder Küchen zwischen einem Wert von 20-60 l/d [von Sperling, 2005]. Messungen bei Bildungseinrichtungen in Entwicklungsländern haben einen durchschnittlichen Verbrauch von 15 l/Schüler · d ergeben [BORDA, 2009].

Die Zuflussmenge in eine Abwasserbehandlungsanlage unterliegt tageszeitlichen, wöchentlichen und jahreszeitlichen (saisonalen) Schwankungen, wobei vor allem die tageszeitlichen Maxima und Minima durch die angeschlossene Einwohneranzahl beeinflusst wird. Je größer das Einzugsgebiet ist, desto geringer ist die Wahrscheinlichkeit, dass sich Spitzenzuflüsse zeitgleich überlappen. Für die Planung von Anlagen werden Spitzenfaktoren verwendet, womit der stündliche Spitzenzufluss im Laufe eines Tages berechnet werden kann. [von Sperling, 2005]

3.2. Mechanische Vorbehandlung

Die Aufgabe der mechanischen Vorbehandlung ist es Absetz- und Schwimmstoffe von dem Abwasser abzutrennen. Nach dem Prinzip der Sedimentation setzen sich Feststoffe in einer strömungsberuhigten Zone ab und es kommt unter Sauerstoffabschluss zu einem teilweisen anaeroben Abbau, wobei als Nebenprodukt CH₄ entweicht. [Bischof, 1993]

Andere Inhaltsstoffe schwimmen mit dem aufsteigendem Gas auf und bilden den sogenannten Schwimmschlamm. Der gebildete Schlamm muss in regelmäßigen Abständen von ein bis drei Jahren entleert und entsorgt werden. [NAW, 2002]

Der wichtigste Parameter bei der Auslegung solcher Anlagen ist die hydraulische Verweilzeit (Hydraulic retention time (HRT)) des Wassers in der Anlage. Es wird als das Verhältnis von täglichem Zuflussvolumen Q_d [m^3/d] zum Anlagenvolumen $V_{Reaktor}$ [m^3] bezeichnet[von Sperling, 2005].

$$HRT = \frac{V_{Reaktor}}{Q_d} \quad (1)$$

Organische Feststoffe wie Fäkalienbestandteile werden zurückgehalten, deshalb sind Ablaufwerte von mechanischen Vorbehandlungen von reduzierten BSB₅ und CSB Werten geprägt. Gelöste Stoffe wie Phosphate und Stickstoffverbindungen oder feine Schwebstoffe wie pathogene Keime werden jedoch kaum zurückgehalten[Konrad Zilch, 2014].

3.2.1. Mehrkammerabsetzgrube, Septic tank

Eine Mehrkammerabsetzgrube (MKG) besteht aus mindestens zwei Kammern, wobei die Trennwand einen entsprechend positionierten Durchlass besitzt, dass weder aufschwimmende noch sedimentierende Stoffe in die folgende Kammer vordringen können. Der Auslauf ist mit einem T-Stück als zusätzlichen Abtriebsschutz von Schwimmschlamm bestückt. Je nach Zulauf und Dimensionierung muss der gefaulte Schlamm alle zwei bis fünf Jahre geräumt werden. [Tilley, 2008] Diese Art von mechanischer Vorbehandlung

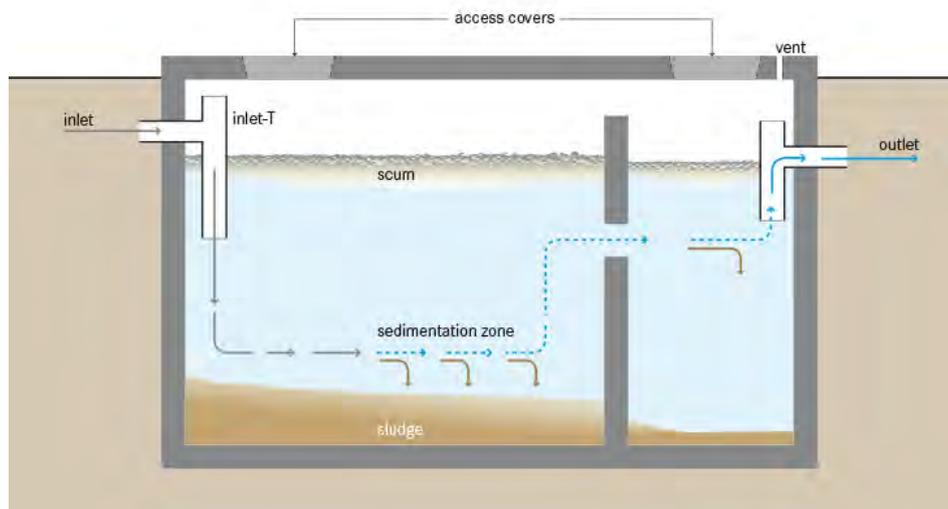


Abbildung 1: Funktionsschema einer 2-Kammerabsetzgrube[Tilley, 2008]

wird in Deutschland mit mindestens 3 Kammern als Vorstufe bei Kleinkläranlagen gebaut und ist für die alleinige Behandlung von häuslichem Schmutzwasser nicht geeignet. [NAW, 2002]

Unter dem Namen 'septic tank' ist die 2-Kammerabsetzgrube die am häufigsten verwendete, kleine und dezentrale Behandlungsanlage weltweit. Bezogen auf ihre Konstrukti-

onskosten ist der septic tank sehr effizient, kompakt und robust [BORDA, 2009]. Die Abbildung 1 zeigt das Funktionsschema einer 2-Kammerabsetzgrube(septic tank).

In vielen Entwicklungsländern werden septic tanks als Vorstufe zu Versickerungsfeldern gebaut, können jedoch auch als Vorstufe für ein (semi-)zentrales Kanalnetz dienen, so dass aufgrund bereits entfernter Feststoffe kleinere Kanalrohre verwendet werden können. [Tilley, 2008]

Der Wirkungsgrad des septic tanks liegt zwischen 20% - 50% beim CSB-Abbau für häusliches Schmutzwasser(siehe Abb. 2), eine Umwandlung von Nährstoffen wie Stickstoff oder Phosphor findet aufgrund eines ausschließlich anaeroben Prozesses nicht statt [BORDA, 2009]. Untersuchungen mit E. coli an Mehrkammergruben zeigten, dass es zu keiner oder nur zu einer Keimzahlreduktion um eine Zehnerpotenz im Ablauf kommt. [Schwarz, 2003] Der Schlamm Spiegel sollte regelmäßig gemessen werden, denn steigt der Schlamm Spiegel über 50% der Höhe des Wasserspiegels kommt es zu Bypass-Effekten, sodass das Abwasser in einigen Minuten, statt der angesetzten Verweilzeit von mehreren Stunden durch den septic tank fließt und der Wirkungsgrad gegen null tendiert. [BORDA, 2009]

Auslegungsparameter

Für die Auslegung eines septic tanks sind die hydraulische Beladung, stündlicher Spitzenzufluss und organische Fracht die Eingangsgrößen. Um das nötige Reaktorvolumen bei einem erforderlichen Wirkungsgrad zu bestimmen, sind die HRT und das Schlammabfuhrintervall die entscheidenden Parameter. Eine Zweikammergrube sollte so ausgelegt sein, dass die erste Kammer das doppelte Volumen der zweiten Kammer besitzt [BORDA, 2009]. Bei einer Dreikammergrube sollte die erste Kammer die Hälfte des Gesamtvolumens haben und ein Mindestvolumen von 2 m³ aufweisen, sofern diese als Vorklärung für eine Pflanzenkläranlage dienen soll [NAW, 2002].

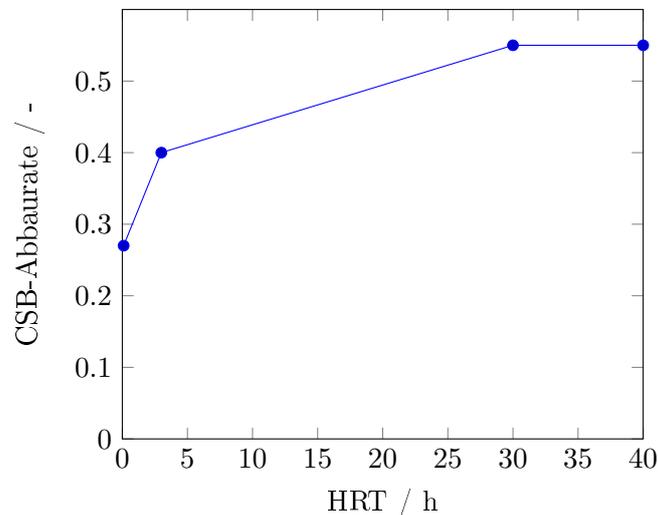


Abbildung 2: CSB-Elimination zu HRT in einer Zweikammerabsetzgrube [BORDA, 2009]

3.2.2. Anaerober Tauchwand Reaktor

Der anaerobe Tauchwandreaktor oder besser bekannt als anaerobic baffled reactor (ABR) kann als modifizierter septic tank bezeichnet werden [Koottatep, 2004]. Der Reaktorraum wird durch abwechselnd hängende und stehende Tauchtrennwände unterteilt, eine Tauchwandkammer besteht also aus einem Abströmbereich und einem Aufströmbereich. Der gesamte Volumenstrom strömt jeweils zu der Behältersohle nach unten und anschließend wieder in dem Aufströmbereich zu dem Trennwanddurchlass nach oben, um die nächste Kammer des ABR's zu erreichen. In den Aufströmbereichen kommt es dadurch zu einem intensiven Kontakt von frischem organischem Material und bereits vorhandenem anaerob-aktiven Schlamm. [Foxon, 2004]

Abbildung 3 zeigt das Funktionsschema eines anaeroben Tauchwandreaktors. Durch die

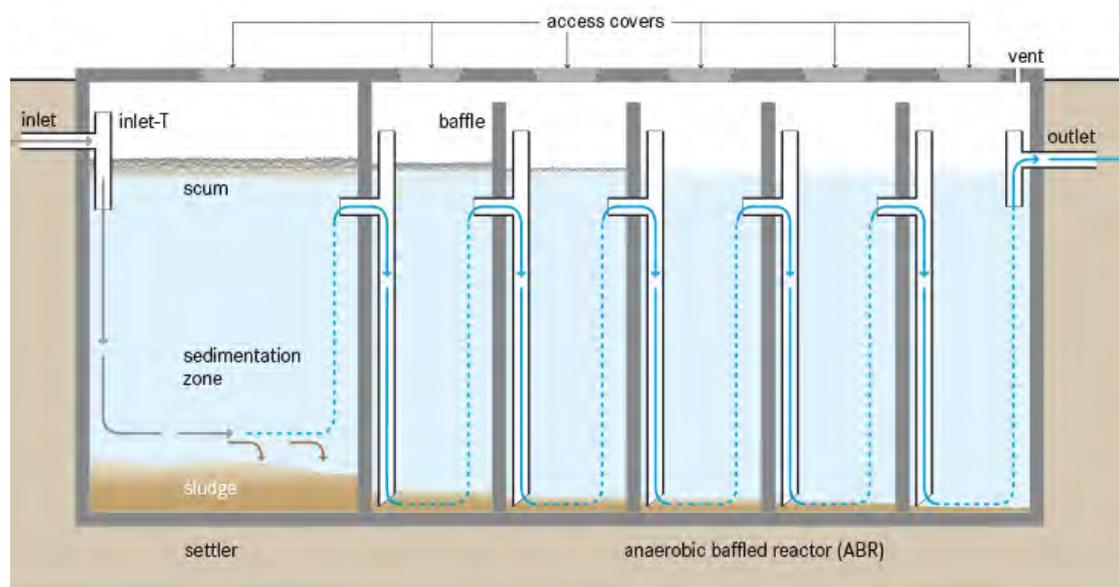


Abbildung 3: Funktionsschema eines anaeroben Tauchwandreaktors [Tilley, 2008]

erhöhte biologische Aktivität und teilweise örtlich getrennten Phasen des anaeroben Katabolismus besitzt der ABR eine höhere Widerstandsfähigkeit gegenüber hydraulischen und organischen Stoßbelastungen, höhere Retentionszeiten der Biomasse, erhöhte CSB-Abbauraten und eine geringere Schlammproduktion. [Barber, 1999]

Technische Anwendungsmöglichkeiten befinden sich bei einer hydraulischen Beschickung von 1 - 1000 m³/d, einer organischen Fracht von 0,4 - 28 kg/m³·d und CSB-Zulaufwerten von 0,45 - 1000 g/l. [BORDA, 2009][Barber, 1999]

Die Tabelle 3 zeigt den Wirkungsgrad eines ABR's mit 5 Kammern und HRT von 24h und 18h. Der anaerobe Prozess hat nur geringen Effekt bei der Nährstoff- und Pathogenentfernung, sodass der anaerobe Tauchwandreaktor ausschließlich als Vorklärunge verwendet werden kann. [Nasr, 2008]

Tabelle 3: Abbauraten eines ABR mit 5-Kammern und Verweilzeiten von 24h und 18h.[Nasr, 2008]

Parameter	Einheit	Zulauf	Ablauf (HRT=24h)		Ablauf(HRT=18h)	
			Absolut	Abbaurrate	Absolut	Abbaurrate
CSB	mg/l	682	105,6	82%	133,5	79,7%
BSB ₅	mg/l	289	57,4	78,2%	70,7	77,3%
TKN	mg/l	61	38,7	37,1%	39,7	32,3%
P	mg/l	11	7,0	36%	8,4	31,2%
TSS	mg/l	279	53,5	82%	64,9	73,4%
Pathogene	KBE/100ml	$2,7 \cdot 10^9$	$1,9 \cdot 10^7$	97,8%	$5,6 \cdot 10^7$	96,6%

In Deutschland findet der ABR nur in speziellen Anwendungen Einsatz, beispielsweise setzt die *Fa*. Abwasser König eine Kombination aus Emscherbecken, anaeroben Kaskaden und Nachbelüftung für Bäckereiabwässer ein. [König, 2000]

Das Ersetzen der MKG durch einen ABR könnte in Deutschland Potential dahingehend haben, dass durch die höhere Reinigungsleistung in der Vorklärung die nötigen Flächen für Horizontal- und Vertikalbodenfilter verringert werden könnten. Die Erfahrung mit anaeroben Tauchwandreaktoren in Deutschland im Allgemeinen ist gering, deshalb gibt es auch keine allgemeingültigen Bemessungsrichtlinien zur Auslegung solcher Anlagen. In Schwellen- und Entwicklungsländern wurde die Technik jedoch von Bremen Overseas Research and Development Association e. V. (BORDA), vorangetrieben und als häufige Komponente mehrstufiger, dezentraler Abwasserbehandlungsanlagen eingesetzt. [Detlef Schwager, 2013]

Die Investitionskosten des ABR sind höher als beim septic tank, jedoch kann der ABR mit den selben Materialien und einfachen Mitteln gebaut werden und funktioniert weiterhin im Freispiegel ohne den Einsatz von Pumpen [Barber, 1999]. Der Wartungsaufwand von anaeroben Tauchwandreaktoren ist gering und die Entschlammungsintervalle sind in der Regel größer als bei septic tanks. Es wird sogar die Möglichkeit erwähnt, akkumulierten Schlamm von vorgeschalteten septic tanks oder Settlern in die Kammern des ABR zu transferieren, um das Entschlammungsintervall für die gesamte Anlage zu verringern. [Reynaud, 2015]

Auslegungsparameter

Primär soll bei der Auslegung eines ABR's die Kontaktzeit von suspendierten und gelösten Inhaltsstoffen und der Biomasse maximal sein, zudem soll der Schlammaustrag minimal sein. [Foxon, 2007]

Dies gelingt, wenn die Aufströmgeschwindigkeit innerhalb der Tauchwandkammern niedriger ist als die Absetzgeschwindigkeit der Schlammpartikel, somit werden diese nicht in die folgenden Kammern abgetrieben [Foxon, 2004]. Literaturempfehlungen für die Aufströmgeschwindigkeit in den jeweiligen Tauchwandkammern liegen bei $v_{up} = 0,4$ m/h [Foxon, 2007] bis $v_{up} = 1,0$ m/h [BORDA, 2009], jedoch wurden auch bei Feldversuchen in Kolumbien mit ABR's bei $v_{up} = 3$ m/h eine hohe Reinigungsleistung erzielt [Orozco, 1997].

Die Aufströmgeschwindigkeit innerhalb einer Tauchwandkammer hängt primär von der HRT im Reaktor ab. Aber auch die Anzahl der Kammern, als auch das geometrische Verhältnis von Länge:Breite:Tiefe des Reaktors und der jeweiligen Kammern spielen dabei eine entscheidende Rolle. Eine höhere Anzahl der Kammern oder auch die Vergrößerung von geometrischer Tiefe oder Gesamtlänge des Reaktors steigert die Weglänge des Abwassers durch den Reaktor. Bei gleichen Reaktorvolumen strömt es schneller durch die Anlage. Die Reaktortiefe sollte nach Empfehlungen 2 m nicht überschreiten, das Verhältnis von Breite:Länge und einer Tauchwandkammer sollte in dem Bereich von drei bis vier liegen, wobei die Fläche des Aufströmbereichs bis zu dreimal größer sein sollte als die Fläche des Abströmbereichs. [Foxon, 2007]

Mehr Tauchwandkammern führen zu einem besseren Feststoffrückhalt, ebenso zu wiederholtem Kontakt mit Biomasse in dem Schlammbett der Kammern, jedoch auch zu einer Erhöhung der Aufströmgeschwindigkeit [Boopathy, 1998]. Mehr als 6 Kammern werden nicht empfohlen, wobei die erste Kammer als 'Settler' größer dimensioniert werden kann, falls ein hoher Feststoffgehalt im Abwasser vorliegt. Selbiges gilt für die letzte Kammer, eine Erhöhung der HRT in der letzten Kammer führt nochmals zu einem höheren Feststoffrückhalt. [Reynaud, 2015]

Für den vereinfachten Zusammenhang von HRT und CSB-Abbau bei einem ABR wurde unter Laborbedingungen folgender Zusammenhang ermittelt [Foxon, 2007]:

$$CSB_e = I_{in} - e^{-0,0553 \cdot HRT} \cdot X_{S,in} \quad (2)$$

wobei

I_{in} die inerte CSB-Fraktion [mg/l]
 $X_{S,in}$ SBCOD, biologisch langsam abbaubarer CSB-Anteil [mg/l]

Bei einer Zulaufkonzentration von 1000 mg CSB/l wird der Anteil an $X_{S,in}$ mit 830 mg CSB/l angegeben, der inerte CSB Anteil mit 120 mg CSB/l. Die restlichen 5% werden als RBCOD, "readily biodegradable" COD, also "schnell abbaubaren" CSB angegeben und werden nicht direkt in die Formel einbezogen. Diese Verhältnisse können auf andere Zulaufkonzentrationen übernommen und angepasst werden. [Foxon, 2007]

Die maximale Fließgeschwindigkeit [m/h] in den Aufströmkammern wird wie folgt berechnet [BORDA, 2009]:

$$v_{up} = \frac{q_h}{l_{up} \cdot w} \quad (3)$$

wobei

q_h	der maximal stündliche Zufluss [m ³ /h]
l_{up}	Länge der Aufströmkammer [m]
w	Reaktorbreite [m]

Für den maximalen stündlichen Zufluss q_h [m³/h] gilt [BORDA, 2009]:

$$q_h = \frac{Q_d}{x_{Qmax}} \quad (4)$$

Der Faktor x_{Qmax} [h/d] beschreibt die Anzahl der Stunden, in denen der Großteil der täglichen Abwassermenge zufließt. [Konrad Zilch, 2014]

Das gesamte Reaktorvolumen eines ABR ergibt sich aus [BORDA, 2009]:

$$V_{ABR} = w \cdot h_w \cdot n_c \cdot (l_{up} + l_{down}) \quad (5)$$

wobei

w	Reaktorbreite [m]
h_w	Höhe Wasserspiegel im ABR [m]
n_c	Anzahl Tauchwandkammern
l_{up}	Länge der Aufströmkammer [m]
l_{down}	Länge der Abströmkammer [m]

3.2.3. Schlamm und Biogasproduktion

Bei der Vorklärung entsteht durch anaerobe Prozesse Schlamm, der sich aus mineralisiertem Material und produzierter Biomasse zusammensetzt. Die regelmäßige Räumung des Schlammes ist notwendig um die Funktion der Vorklärung als Schwebstoffrückhalt zu gewährleisten. Besonders bei nachgeschalteten Bodenfiltern und Versickerungsanlagen besteht sonst die Gefahr der Kolmation und Verschlämmung [Fehr, 2003].

Die Räumung des Schlammes kann über eine Pumpe oder händisch mit Eimern erfolgen. Beides sollte nur von eingewiesenem Personal erledigt werden, da eine gesundheitliche Gefahr von dem Schlamm ausgeht der mit Pathogenen kontaminiert ist. Zudem sammelt sich Methan und H_2S in der Vorklärung. Die Anlagen sollten deshalb vor der Räumung entlüftet werden und das Personal mit Schutzkleidung arbeiten. [BORDA, 2009]

Leider kommt es in vielen Fällen zu einer illegalen Entsorgung des Klärschlammes in Erdlöchern, Flüssen oder Seen, was zu einer starken Umweltverschmutzung führt. [BORDA, 2009]. Bei der Planung sollte also sichergestellt sein, dass der anfallende Schlamm ordnungsgemäß behandelt wird.

Die Möglichkeit der Entsorgung bei einer zentralen Behandlungsanlage in der Umgebung ist nicht der Regelfall, unter gegebenen Umständen ist es aber auch möglich den anfallenden Klärschlamm vor Ort zu behandeln. Klärschlammvererdungsbecken, bestehend aus einem abgedichteten Becken und einer Sandschicht, können den Schlamm trocknen und somit den Feststoffgehalt aufkonzentrieren. Danach kann der Schlamm kompostiert werden und als Düngemittel verwendet werden. [Lack, 2006]

Unter hohen Umgebungstemperaturen und langen Schlammaufenthaltszeiten kann bis zu 80% der organischen Inhaltsstoffe zu Biogas umgewandelt werden. Die Methanogenese ist der letzte Schritt der anaeroben Atmung, wobei davon ausgegangen werden kann, dass dabei bis zu 350 l CH₄ / kg CSB entstehen. Dieses wirkt als Treibhausgas 25 mal stärker als CO₂ und trägt somit zu dem anthropogenen Treibhauseffekt bei. Somit sollte in Betracht gezogen werden, dass Biogas aufzufangen und als brennbares Gas nutzbar zu machen. Dazu können gasdichte Faulbehälter mit hydraulischen Aufenthaltszeiten von mehreren Tagen als Vorklärung vorgeschaltet werden. Hierbei wird jedoch eine ausreichende Kenntnis sowohl über die Lagerung, als auch über die kontrollierte Verbrennung des Biogases vorausgesetzt. [BORDA, 2009]

3.3. Naturnahe biologische Reinigungsstufen

Die Betriebsstufe der biologischen Abwasserreinigung stellt nach der mechanischen Vorklärung die zweite Einheit einer Kläranlage dar [Bischof, 1993]. Die Ablaufqualität von anaeroben Reaktoren wie septic tank oder ABR erreichen die von den meisten Ländern geforderten Ablaufwerte nicht. Das vorbehandelte Abwasser wird deshalb einer biologischen Nachreinigungsstufe zugeführt, deren Aufgabe es ist, eine weitere Verminderung der organischen Inhaltstoffe zu erreichen, sowie Teile von Nährstoffen und pathogene Organismen zu entfernen. [von Sperling, 2005]

Im Fokus der biologischen Reinigungsstufen stehen in dieser Arbeit naturnahe Verfahren. Dabei werden in erster Linie die Selbstreinigungskräfte des Wassers und des Bodens gezielt eingesetzt. Im Vergleich mit technischen Verfahren haben diese einen größeren Platz- und Raumbedarf, weshalb diese Verfahren in den Industrieländern nur für kleinere Ausbaugrößen verwendet werden, da sonst der Platzbedarf und die damit einhergehenden Kosten zu hoch werden [Fehr, 2003]. Vorteilhaft ist der geringere Technik- und Maschineneinsatz sowie der niedrigere Wartungs- und Unterhaltungsaufwand [Konrad Zilch, 2014]. Bei geeignetem Gefälle ist darüber hinaus gar kein Einsatz von Maschinen und damit elektrischer Energie notwendig [Lack, 2006]. Bei den Anlagen handelt es sich dabei stets um offene Systeme, die angewandten Prozesse werden also kontinuierlich von äußeren Umwelteinflüssen mitbestimmt [Fehr, 2003]. Deshalb ergibt sich auch ein direkter Zusammenhang zwischen der Umgebungstemperatur und dem Wirkungsgrad, da dieser maßgeblich von der Kinetik der Mikroorganismen abhängt [Lange, 2010].

3.3.1. Bepflanzte Bodenfilter

Bepflanzte Bodenfilter (BBF) dienen der biologischen Reinigung eines entschlammten sowie von Grob- und Schwimmstoffen befreiten oder auch teilweise biologisch vorbehandelten Abwassers und werden gezielt horizontal oder vertikal durchströmt. Die Wirkungsmechanismen im Bodenkörper sind durch komplexe physikalische, chemische und biologische Vorgänge gekennzeichnet, die sich aus dem Zusammenwirken von Filtermaterial, Helophyten, Mikroorganismen, Porenluft und Abwasser ergeben. Die biologischen Reinigungsvorgänge beruhen im Wesentlichen auf Stoffwechselaktivitäten der in Biofilmen auf dem Filtermaterial sowie auf den Pflanzenwurzeln angesiedelten Mikroorganismen. In der Vegetationsperiode können die Pflanzen die Wasser- und Nährstoffbilanz des Bodenfilters merklich beeinflussen. [DWA, 2013]

In Deutschland finden im Bereich der Kleinkläranlagen bepflanzte Bodenfilter große Anwendung. Vor allem der Anlagentyp Dreikammerabsetzgrube und nachgeschalteter, vertikal durchströmter Bodenfilter (VBF) findet im Bereich 4 EW - 50 EW im ländlichen Bereich hohen Zuspruch. [BDZ, 2013]

In Entwicklungsländern kommt überwiegend der horizontal durchströmte Bodenfilter (HBF) zum Einsatz. Trotz einer geringeren Abbauleistung pro m² und damit höheren Flächenverbrauchs wird dieser Anlagentyp aufgrund des einfacheren Prinzips ohne Schwallbeschickung und Verteilersystem und des geringeren Wartungsaufwandes eingesetzt. [BORDA, 2009]

Bei einer Beschickung mit häuslichem Abwasser werden von der Vorklärung mit nachgeschalteten Vertikalfilter im Mittel CSB-Abbaugrade von ca. 93 % erreicht, bei den Horizontalfiltern liegt der mittlere Wirkungsgrad des CSB-Abbaus bei 89 %. [Fehr, 2003] Untersuchungen zeigen, dass die Umsetzung von Stickstoff in Bodenfiltern sehr temperaturabhängig ist, wobei höhere Temperaturen eine positive Auswirkungen auf die Prozesse der Nitrifizierung haben. Bei Abwassertemperaturen über 10°C kann in Vertikalfiltern eine konstant hohe Nitrifikationsleistung von 90 % bezogen auf TKN erreicht und eine Denitrifizierungsleistung von bis ca. 30 % erreicht werden. Horizontalfilter besitzen bezogen auf den Gesamtstickstoffabbau Wirkungsgrade von 50 %. Der Rückhalt von Phosphor im Filtermaterial erfolgt im Wesentlichen durch Adsorptions- und Fällungsvorgänge, das maximale Rückhaltevermögen eines natürlichen Sandes wird auf 750 - 850 mg/kg abgeschätzt. [Fehr, 2003]

Bei Untersuchungen zur Elimination von Mikroorganismen für die Beurteilung des seuchenhygienischen Risikos wurde herausgearbeitet, dass es keine Unterschiede in der Eliminationsleistung zwischen Vertikal- und Horizontalfilter gibt. Bei häuslichem Abwasser liegen die mikrobiologischen Konzentrationen in der Studie des Umweltbundesamtes für die Indikatororganismen *E. coli* zwischen 10⁶ - 10⁷ KBE/100ml. Die Elimination für die untersuchten Parameter beträgt im Mittel 1,5 bis 2,5 Zehnerpotenzen, im Einzelfall auch bis zu 5 Zehnerpotenzen. Höhere Eliminationsleistungen konnten bei höheren Ausstemperaturen im Sommerbetrieb nachgewiesen werden. Einstufige Bodenfilteranlagen erreichen nur teilweise die Anforderungen der Bewässerungswasser-, Beregnungswasser- und EU-Badegewässerrichtlinie. [Fehr, 2003]

Auslegungsparameter

Vorraussetzung für eine korrekte Auslegung eines BBF sind Kenntnis über die Verfügbarkeit und Qualität des lieferbaren Filtersubstrates. Ungewaschenes Substrat oder eine zu große Verteilung der Korngrößenfraktionen führt zu einer drastischen Verringerung des Porenvolumens, welches ein entscheidender Parameter zur Dimensionierung ist.

[BORDA, 2009]

Um bei den Filtern von einer Kohlenstoffelimination von über 85% auszugehen, sind nach DWA - A 262 die Bemessungsgrundlagen in Tabelle 4 zu beachten. Um den Filter nach

Tabelle 4: Bemessungsgrundlagen bepflanzter Bodenfilter[DWA, 2013]

Parameter	Einheit	Horizontalfilter	Vertikalfilter
CSB-Flächenbelastung	$\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{d}$	16	20
hydraulische Flächenbelastung	$\text{l}/\text{m}^2 \cdot \text{d}$	40	80
Mindestoberfläche	m^2	20	16

der organischen Flächenbelastung wie in Tabelle 4 dargestellt, auslegen zu können, muss die tägliche Schmutzfracht ermittelt werden [Konrad Zilch, 2014]:

$$B_{d,CSB} = Q_d \cdot c_{CSB} \quad (6)$$

wobei

$$\begin{aligned} Q_d & \text{ das tägliche Zulaufvolumen } [\text{m}^3/\text{d}] \\ c_{CSB} & \text{ die CSB-Konzentration } [\text{mg CSB}/\text{l}] \end{aligned}$$

Die Beetform spielt bei Vertikalfiltern keine Rolle, während hingegen bei Horizontalfiltern die erforderliche Anströmfläche A [m^2] im Einsickerungsbereich mit dem Gesetz von Darcy berechnet und ausreichend ausgelegt werden muss [DWA, 2013]:

$$A = \frac{2 \cdot Q_d \cdot L}{k_{f,b} \cdot \Delta H} \quad (7)$$

wobei

$$\begin{aligned} L & \text{ Fließlänge im horizontal durchströmten bepflanzten Bodenfilter } [\text{m}] \\ \Delta H & \text{ Wasserspiegel Zulauf – Wasserspiegel Ablauf } [\text{m}] \\ k_{f,b} & \text{ Durchlässigkeitsbeiwert des Filtermaterials im Betrieb } [\text{m}/\text{s}] \end{aligned}$$

Für den Filteraufbau eines Horizontalfilters ist im Einlaufbereich in Fließrichtung eine abgestufte Körnung beim Übergang von Kies zum Filtersand empfohlen (Verteilerschicht). Im Auslaufbereich muss zur gleichmäßigen Entwässerung des Filterkörpers ein gröberes Material gewählt werden (Sammelschicht). Das Filtermaterial sollte einen Durchlässigkeitsbeiwert von $k_{f,a}$ zwischen 10^{-4} m/s bis 10^{-3} m/s besitzen, wobei für die obige

Berechnung jedoch der $k_{f,b}$ Wert verwendet werden muss. Diese ist gegenüber dem $k_{f,a}$ Wert eine Zehnerpotenz vermindert, somit wird die geringere Durchlässigkeit im langjährigen Betrieb miteinberechnet. Die Filterschicht sollte sowohl bei HBF als auch bei VBF mindestens 50 cm hoch sein. Für die Abdichtung der Filterbecken eignet sich Folienmaterial auf PE-Basis, Betonwannen oder mineralische Dichtungen mit tonigem Material. Dieses muss in Lagen von etwa 30cm eingebaut und auf 95% Proctordichte verdichtet werden. [DWA, 2013]

3.3.2. Teiche

Abwasserteiche können je nach Auslegung für verschiedene Einsatzzwecke genutzt werden, wobei tiefere anaerobe Teiche als Absetzteiche meist der Vorreinigung dienen. Sogenannte Nachklär- oder Schönungsteiche sind aerobe Teiche mit großen Flächen, wobei diese durch den Eintrag von Luftsauerstoff und durch die Photosynthese von Algen mit Sauerstoff versorgt werden. [Bischof, 1993]

Der Kategorie von fakultativen Teichen ist kein bestimmter Prozess zuzuordnen, sondern es finden aerobe oberflächennah und anaerobe Vorgänge an der Sohle statt [Bischof, 1993]. Ein Kaskade von Absetzteich, fakultativer Teich und mehreren Nachklärteichen kann hohe Abbauraten erzielen, insbesondere die Entfernung von pathogenen Mikroorganismen durch Sonneneinstrahlung in den Nachklärteichen erweist sich als sehr wirksam. [NAW, 1999]

Die BSB-Abbauraten bei Absetzteichen liegen zwischen 50-70 %. Bei aeroben Teichen ist bei einer Umgebungstemperatur von 25°C und einer Verweilzeit von 15-20 Tagen mit einem BSB-Abbau von 90 % zu rechnen [BORDA, 2009]. In Nachklärteichen lassen sich *E. coli* und pathogene Keime um bis zu 6 Zehnerpotenzen senken. [von Sperling, 2005]

In Deutschland werden Teichkläranlagen mit verhältnismäßig großem Flächenbedarf im ländlichen Raum bis zu 1000 EW eingesetzt [Bischof, 1993]. In Entwicklungsländern findet diese Technik große Anwendung, vor allem wegen dem sehr geringen Wartungsaufwand und der einfachen Bauweise. Jedoch muss kritisch betrachtet werden, dass stehende Wasseroberflächen Brutmöglichkeiten für krankheitsübertragende Stechmücken bieten. [von Sperling, 2005]

3.4. Abwasserbeseitigung

Die Varianten der Abwasserbeseitigung sind sehr standortabhängig. Je nach eingesetztem Verfahren ergeben sich dabei auch Möglichkeiten der Wiederverwendung, beispielsweise für die Bewässerung. Für die jeweiligen Varianten bestehen weltweit gültige Richtlinien und nationale Gesetze, die reglementieren in welchen Mengen und Konzentrationen aufbereitetes Abwasser entsorgt oder wiederverwendet werden darf.

3.4.1. Einleitung Vorfluter

Vorfluter für Abwasser sind öffentliche Gewässer, wie Seen, Flüsse oder das Meer. Das Einleiten von unzureichend gereinigtem Wasser kann zu Eutrophierung des Gewässers führen, ebenso ergibt sich in Ländern, in denen Oberflächenwasser zur Trinkwassergewinnung genutzt wird, ein Gesundheitsrisiko für die Bevölkerung. [Lange, 2010]

Abhängig von der Größe des Vorfluters muss abgeschätzt werden, welche Menge an Abwasser bestimmter Qualität eingeleitet werden darf. In Deutschland ist es die Aufgabe der Behörden wasserrechtliche Einleitgenehmigungen auszustellen und die Qualität des Vorfluters zu überwachen. Die Ablaufkonzentration von häuslichem Abwasser in Kleinkläranlagen darf einen Wert von 150 mg CSB/l nicht überschreiten. [BMJV, 2014]

In vielen Entwicklungsländern werden Richtlinien von internationalen Organisationen wie der WHO übernommen. Zu hohe Anforderungen an den Anwender und die Behörden haben in der Vergangenheit dabei gezeigt, dass eine stufenweise Anpassung an bestehende Standards eine erfolgreichere Umsetzung ermöglicht, anstatt Regeln einzuführen, die nur schwer eingehalten werden können. [von Sperling, 2005]

3.4.2. Versickerungsanlagen

Ist kein Vorfluter in der Nähe erreichbar, kann das Abwasser versickert werden. Voraussetzung dafür ist, dass der Untergrund in der Lage ist, das Abwasser dauerhaft zu versickern. Dies ist gewährleistet, wenn der Durchlässigkeitsbeiwert im gesättigten Zustand zwischen $5,0 \cdot 10^{-6}$ m/s und $5,0 \cdot 10^{-3}$ m/s liegt. Für aerob behandeltes Abwasser haben sich in Deutschland vor allem Versickerungsgräben bewährt. Dabei wird das gereinigte Schmutzwasser über einen Verteilerschacht in die Sickerrohre der Anlage geleitet. [NAW, 2002]

In Entwicklungsländern findet häufig eine Versickerung nach der Vorklärung statt [Tilley, 2008]. Erfahrungsgemäß neigen jedoch Versickerungsanlagen ohne aerobe Reinigungsstufe dazu, in den Sickerrohren zu verschlammen und dadurch zu verstopfen. [AquaNostra, 2016]

Auslegungsparameter

Die spezifische erforderliche Versickerungsfläche der Versickerungsanlage ergibt sich aus der Wasserdurchlässigkeit in Abhängigkeit der Bodenart und der hydraulischen Spitzenbelastung [NAW, 2002]:

$$A_{V,spez} = \frac{q_h}{k_f} \quad (8)$$

wobei

$A_{V,spez}$	spezifisch erforderliche Versickerungsfläche [m ²]
q_h	maximaler stündlicher Spitzenzufluss [m ³ /s]
k_f	Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]

Jedoch muss die Versickerungsfläche mindestens 1 m²/E betragen, wobei E = 150 l/d. Es muss also zusätzlich beachtet werden [NAW, 2002]:

$$A_{V,min} = \frac{Q_d}{150} \quad (9)$$

wobei

$A_{V,min}$	mindestens erforderliche Versickerungsfläche [m ²]
Q_d	tägliches Zulaufvolumen [l/d]

Wobei nur die Fläche der Seitenwände und nicht die Sohlenfläche als Versickerungsfläche gilt. Die Breite des Versickerungsgrabens beträgt 0,5 m, und die Grabentiefe muss mindestens 0,3 m betragen. Bei nebeneinander liegenden Versickerungsgräben muss der Abstand der Versickerungsrohre mindestens 0,6 m betragen und ein Strang darf die Länge von 10 m nicht überschreiten. [NAW, 2002]

So ergibt sich für die Berechnung der nötigen Grabenlänge [NAW, 2002]:

$$l_V = \frac{A_V}{2 \cdot h_V} \quad (10)$$

wobei

l_V	Versickerungsgrabenlänge [m]
h_V	Versickerungsgrabentiefe [m]
A_V	Versickerungsfläche [m ²]

3.4.3. Verdunstungsanlagen

Eine zusätzliche Methode der Abwasserbeseitigung ist die Verdunstung, wobei das Potential der Evapotranspiration genutzt wird. Dies ist die Summe aus Evaporation, der Verdunstung aus dem Boden und freien Wasserflächen und der Transpiration, der Wasserabgabe von Pflanzen. Die wesentlichen Faktoren, die den Grad der Evaporation bestimmen, sind die Lufttemperatur, der Wind, die Netto-Sonneneinstrahlung, der Luftdruck und das Sättigungsdefizit, das heißt die Differenz von Sättigungsdampfdruck und tatsächlich vorhandenem Dampfdruck. Die Transpiration hängt maßgeblich von der Art der Pflanze und der Bodenfeuchte ab. [Koch, 2016]

Verdunstungsanlagen für Abwasser sind im Prinzip in bepflanzten Bodenfiltern integriert. Die Bepflanzung des Filters und die kontinuierliche Beschickung mit Abwasser führt zu hohen Evapotranspirationsraten, sodass es auch in Deutschland vorkommt, dass Schilfkläranlagen im Hochsommer das anfallende Abwasser komplett verdunsten [AquaNostra, 2016]. Bei der kompletten Verdunstung von Abwasser kommt es zu keinem Abfluß mehr, bei teilweiser Verdunstung sinkt die Abflussmenge, die Zusammensetzung der Inhaltstoffe bleibt jedoch gleich, was zu einer Aufkonzentrierung im Abfluss führt. Aufgrund der Verdunstung kann zu einer Versalzung innerhalb des Bodenfilters kommen, weshalb die Pflanzen hierbei auch nach Salztoleranz ausgewählt werden sollten. [Lesikar, 1999]

Die *Fa.* Backlund aus Dänemark hat Weidenverdunstungsanlagen ohne ganzjährigen Abfluss konzipiert und auch in Deutschland gebaut [Hesse, 2001]. Aufgrund der höheren Lufttemperatur, Sonneneinstrahlung und ganzjährigen Vegetationsphase haben Verdunstungsanlagen in Kombination mit bepflanzten Bodenfiltern in klimatisch heißeren Regionen ein noch höheres Potential zur Beseitigung von Abwasser. Aqua Nostra hat in Madagaskar für ein Krankenhaus im ländlichen Bereich eine Abwasserbehandlungsanlage konzipiert, bei der die Abwasserbeseitigung aus einer Kombination von erhöhter Verdunstung im bepflanzten Bodenfilter und Versickerungsanlage besteht. Im Betrieb hat sich gezeigt, dass die Bepflanzung mit Bananen äußerst wirksam ist und es über das Jahr nur einen geringen Abfluss in die Versickerungsanlage gibt. [AquaNostra, 2016]

Auslegungsparameter

Um die potentielle Evapotranspiration unter gegebenen Bedingungen abschätzen zu können, liefert die Penman-Monteith-Gleichung exakte Ergebnisse. Jedoch benötigt diese Gleichung viele Parameter, weshalb sie für den ingenieurhydrologischen Gebrauch zu aufwendig ist. Die Temperaturmethode nach Blaney-Criddle wird in der amerikanischen Landwirtschaft zur Berechnung des Wasserverbrauchs angewendet und lässt damit Aussagen über die potentielle Evapotranspiration zu. [Koch, 2016]

Dabei ist zu beachten, dass diese Methode mehr Größenordnungen statt exakte Ergebnisse liefert. Die Gleichung nimmt keinen Bezug auf die Bodenverhältnisse, sowie klimatische Faktoren wie Wind und Dampfdrücke. Jedoch bezieht sich die Methode auf die jeweilige Pflanzenart, die Temperatur und Sonnenscheindauer. Die klimatischen Parameter sind für die meisten Orte der Welt zu beziehen und der Verbrauchskoeffizient vieler Pflanzen ist in der Literatur zu finden. [PNNL, 2008]

So errechnet sich die potentielle Evapotranspiration nach Blaney-Criddle zu [Koch, 2016]:

$$E = 2,56 \cdot k_s \cdot \sum_m \left[\left(\frac{9}{5} \cdot T_m + 32 \right) \cdot p_m \right] \quad (11)$$

E Summe der Evapotranspiration in Abhängigkeit der Monate [cm]
 k_s der saisonale Verbrauchskoeffizient für die Pflanze []
 T_m mittlere Monatstemperatur [°C]

$$p_m = \left(\frac{1}{\sum N_m} \right) \cdot N_m \quad (12)$$

Die Variable p_m beschreibt das relative Verhältnis der mittleren monatlichen Sonnentagesdauer N_m zu gesamten Summe $\sum N_m$ der Sonnentagesdauer im Jahr. [Koch, 2016]

3.4.4. Nutzung zur Bewässerung

Die Nutzung von aufgereinigtem Abwasser zur Bewässerung bietet zwei grundlegende Vorteile. Zum einen wird Frischwasser zur Bewässerung eingespart, dadurch werden die Entnahmestellen wie Grundwasserspeicher oder Oberflächengewässer entlastet. Zum anderen können die im Abwasser enthaltenen Nährstoffe wie Stickstoffverbindungen und Phosphor direkt als Düngemittel recycled werden. [WHO, 2006]

Technisch gesehen besteht somit die Möglichkeit die Behandlungsanlagen so auszulegen, dass die Nährstoffe im Abwasser belassen werden, um sie zu nutzen [Lange, 2010]. Dadurch sinken die Kosten der Abwasserbehandlungsanlage und der Einkauf von Düngemitteln. Ebenso sinkt der Energieverbrauch, der für die Förderung und Zuleitung von Frischwasser zur Bewässerung nötig ist. [WHO, 2006]

Demgegenüber steht das gesundheitliche Risiko, dass beim direkten Umgang von Menschen mit Abwasser besteht. Abwasser beinhaltet verschiedene Pathogene, denen es möglich ist im Abwasser, im Boden oder auf der Schale von Obst und Gemüse zu überleben [WHO, 2006]. Zudem können sich bei der landwirtschaftlichen Wasserwiederverwendung eine räumliche und zeitliche Diskrepanz zwischen Abwasserabfall und Bewässerungsbedarf ergeben. [Lange, 2010]

Bei der angewandten Bewässerungstechnik ist abzuwägen, welchem Risiko vor allem die Feldarbeiter bei der Arbeit ausgesetzt werden, also ob die Menschen mit dem Abwasser in Kontakt kommen oder ob die bewässerte Erde bewegt werden muss. Dabei spielt vor allem die Bewässerungstechnik eine entscheidende Rolle. Zu den gängigsten Arten gehören oberflächliches Fluten, Furchenbewässerung, Sprinklerbewässerung und unterirdische Bewässerung. Während es bei dem oberflächlichen Fluten und der Furchenbewässerung zu einer hohen Kontaktrate zwischen Abwasser und Feldarbeiter kommt, ist diese bei der

Sprinklerbewässerung geringer einzuschätzen, wobei es bei der feinen Verteilung des Wassers in der Luft zu einer weiten Verbreitung mit dem Wind kommen kann. Zu der unterirdischen Bewässerung können Tröpfchenbewässerung oder unterirdisch verlegte Drainage gezählt werden, hierbei kommt es nur zu einem geringen Kontakt, da die Bewässerung gezielt bei den Wurzeln erfolgt. [WHO, 2006]

Richtlinien der WHO für die Nutzung von Abwasser in der Landwirtschaft geben an, dass eine Reduktion von sechs Zehnerpotenzen an pathogenen Mikroorganismen (Indikatororganismus *E. coli*) sichergestellt sein soll. Diese Raten lassen sich nicht nur über die Abwasserbehandlungsmethoden, sondern auch über die Bewirtschaftungsmethode erreichen. So kann bei dem Anbau von hochwachsenden Pflanzen von einer Reduktion von zwei Zehnerpotenzen gegenüber niedrig wachsenden ausgegangen werden. Die Bewässerungsmethode variiert von einer Zehnerpotenz bei Sprinklerbewässerung bis fünf Zehnerpotenzen für unterirdische Bewässerung. [WHO, 2006]

3.5. Kanalnetz

Das Kanalnetz dient der Zusammenführung des Abwassers in eine Behandlungsanlage. Bei dezentralen Anlagen mit verhältnismäßig kleinflächigem Sammlernetz kann auf große Rohrdurchmesser, begehbare Schächte in regelmäßigen Abständen und 50 cm Mindestabdeckung verzichtet werden. Bekannt unter den Namen "Simplified Sewers" werden diese Systeme weltweit vor allem dort eingesetzt, wo eine aufwändige Kanalisation nicht bezahlbar ist. [Bakalian, 1994]

Für Abwasserrohre in Deutschland gelten Mindestdurchmesser von DN 100. Das Gefälle des Kanals ist abhängig vom verwendeten Rohrdurchmesser und kann mit $1:DN$ abgeschätzt werden. Jedoch müssen tägliche Mindestfließgeschwindigkeiten erreicht werden, dass eine Selbstreinigung des Netzes gewährleistet ist. Zudem sollten zu starke Gefälle ebenfalls vermieden werden, da zu hohe Fließgeschwindigkeiten dazu führen, dass Feststoffe nicht mitgeschwemmt werden. Bei großen Höhenunterschieden müssen Fallrohre eingebaut werden. [Lack, 2006]

Im Gegensatz zu größeren Kanalnetzen ist der tägliche Spitzenzufluss bei kleineren Netzen höher, da es zu einer geringeren Vergleichsmäßigung kommt. [Bakalian, 1994]

Auslegungsparameter

Die Berechnung des nötigen Rohrquerschnitts nach dem Prinzip des Simplified Sewers bezieht sich auf den Spitzenzufluss des täglichen Volumenstromes, Sohlengefälle, Rohrtyp und hydraulischen Parametern, die den Gegebenheiten von südamerikanischen Gewohnheiten angepasst wurden. Typisch ist dort, dass kein Klopapier mit in der Toilette entsorgt wird, ein Trennsystem vorliegt und vorrangig kleine Entwässerungsnetze verwendet werden. [Bakalian, 1994]

Für die Berechnung des Mindestrohrdurchmessers D kann mit folgende Formel verwendet werden [Mara, 2001]:

$$D = n^{3/8} \cdot k_a^{-3/8} \cdot k_r^{-1/4} \cdot \left(\frac{q}{I_{min}^{1/2}} \right)^{3/8} \quad (13)$$

wobei

n	Rohrrauigkeit [] $n_{PVC} = 0.013$
k_a, k_r	Hydraulikparameter für Rohre mit Kreisquerschnitt []
q	Spitzenzufluss [m ³ /s]
I_{min}	Mindestgefälle der Rohrsohle []

Die Berechnung des täglichen Spitzenzuflusses [l/s] lässt sich errechnen mit [Mara, 2001]:

$$q = \frac{k_1 \cdot Q_d \cdot 1000}{86400} \quad (14)$$

Dabei ist

k_1	Peakfaktor []
Q_d	Tägliches Zulaufvolumen ¹ [m ³ /d]

Die Formel für das Mindestgefälle der Rohrsohle lautet [Mara, 2001]:

$$I_{min} = 5.64 \cdot 10^{-3} \cdot q^{-6/13} \quad (15)$$

Bei einer Anschlussgröße von 500 EW wird ein Peakfaktor von $k_1 = 1.8$ angegeben [Mara, 2001]. Dieser darf nicht mit dem üblichen Spitzenfaktor x_{Qmax} verwechselt werden, der bereits im Kapitel 3.2.2 aufgeführt wurde. Der Zusammenhang besteht aus:

$$k_1 = \frac{24}{x_{Qmax}} \quad (16)$$

4. Datenauswertung

Während eines Aufenthaltes von zwei Wochen in der Einrichtung konnte sich der Autor der Arbeit einen Überblick vor Ort verschaffen und Informationen sammeln. So war ein Austausch mit den lokalen Baufirmen möglich, das Nutzerverhalten konnte untersucht werden, Informationen über die erhältlichen Baumaterialien und deren Qualität gesammelt werden, Kontakt zu einem Klärschlamm Entsorgungsunternehmen aufgenommen werden und Tests zur Beschaffenheit des Bodens durchgeführt werden.

4.1. Geländeeigenschaften

Ein Bestandsplan der gesamten Einrichtung wurde im Juni 2015 im Maßstab 1:400 von haitianischen Vermessungsingenieuren gezeichnet. Er beinhaltet die Gebäude und befestigten Wege, sowie vorhandene Septic tanks, Kanäle und Bäume. Ebenso wurde ein 15 m Raster mit Höhenpunkten eingefügt. Aufgrund der Darstellung der funktionellen Aufteilung sind die Pläne auf drei Teile aufgeteilt. Die Bestandspläne sind im Format A3 in der Anlage D angefügt.

Im Planabschnitt PL1 ist das gesamte Gelände der Schule erfasst. Darauf befinden sich drei Schulgebäude und das Sanitärhaus, ein betonierter Basketballplatz, ein ungenutzter 7 m hoher Wasserturm, drei septic tanks und ein Hochseecontainer. Das Gelände des Schulhofes ist von dem Gelände des Waisenhauses von einer Mauer getrennt, es besteht ein Durchgangspfad entlang der Ostmauer. Zudem besteht eine Zufahrt im Nordosten zur Schule. Am südlichen Ende des Schulgeländes verläuft ein betonierter Regenkanal Richtung Osten und knickt bei der Grenzmauer Richtung Süden ab und verläuft von dort an entlang der Mauer. Ein 4"-Brunnenloch befindet sich auf dem Schulgelände zwischen den vertikalen Rasterlinien D und E und den horizontalen Rasterlinien 2 und 3, aus diesem wird ein hoher Teil des aktuellen Wasserbedarfs gefördert.

Im Planabschnitt PL2 befinden sich sämtliche Gebäude des Waisenhauses. Zehn freistehende Gebäude sind ringförmig angeordnet und bilden somit einen Innenhof. Die Gebäude haben einen stets einen terrassenartigen Vorbau und sind über befestigte Treppen vom Innenhof zugänglich. Ein Betonweg verbindet alle Treppen und bildet somit auch einen Ring, der eine Grünfläche umfasst. An den Häusern B15 und B16 wurde jeweils nachträglich noch ein Sanitärraum errichtet. Mit Ausnahme der Wäscherei sind alle Gebäude einstöckig. Der Durchgang zum Innenhof befindet sich im südlichen Teil, der zu den anderen fünf Gebäuden des Waisenhauses führt, wobei diese jedoch im Zuge der Baumaßnahmen der neuen Häuser abgerissen werden. Die Zufahrt zu dem Waisenhaus befindet sich im Südosten. Im südwestlichen Teil befindet sich eine Handpumpe, aus der Wasser gefördert werden kann, welches zum Waschen des Körpers und für die Toiletten-spülung verwendet wird.

An das Gelände des Waisenhauses schließt sich von einer Mauer getrennt das Kapellengelände an. Dieses ist im Planabschnitt PL3 gezeichnet. Es besteht ein Zugang im Südwesten des Waisenhausgeländes zum Kapellengelände, eine weitere Zufahrt ist im Südosten. Hier befinden sich eine offene Kapelle und ein Wohnhaus, ansonsten ist das Gelände unbebaut.

Entlang der Linie der Ostmauer und der horizontalen Linie 2 wurde ein Geländeprofil erstellt, daraus lässt sich erkennen, dass Richtung Süden ein stetiges Gefälle von mindestens 4,3 %, in Teilen der Schule über 5 % Gefälle besteht. Das Gelände flacht im Bereich der Kapelle leicht ab und besitzt dort ein Gefälle von mindestens 3 %. In Ost-West Ausrichtung besteht ein geringes bis kein Gefälle. In der unmittelbaren Nähe des Geländes befindet sich kein Vorfluter.

4.2. Gebäudenutzung

Auf dem gesamten Gelände befinden sich Gruppensanitärräume, als auch Wohnhäuser mit kleinen Bädern. Einige von ihnen haben keinen Wasseranschluss und die Toiletten müssen per Eimer gespült werden. Das Abwasser fließt zum großen Teil in septic tanks, davon sind einige jedoch unterdimensioniert oder die Versickerung funktioniert nicht mehr. Abbildung 4 zeigt, dass der septic tank unterhalb von B12 überlastet ist und das Abwasser oberflächlich abfließt. Im schlimmsten Falle enden Abwasserleitungen hinter den Hauswänden und das Abwasser versickert dort oberflächlich. Einige Schlafräume besitzen keine Toiletten oder Waschräume. Auf dem südlichen Teil des Waisenhauses werden drei neue, zweistöckige Häuser errichtet, um die teils beengte Situation in den bestehenden Wohnhäusern zu entlasten. Tabelle 5 fasst die Gebäude zusammen, in denen sich Sanitäreinrichtungen befinden und zeigt den Bestand auf.

Tabelle 5: Gebäude mit Sanitäreinrichtungen

Gebäude	Nutzung	WC	Dusche	Waschbecken
B4	Kindergarten/Küche	2		3
B6	Büro	1		1
B10	Sanitärhaus Jungen	6	6	7
B10-A	Schlafraum	1	1	
B10-B	Schlafraum	2	2	3
B12	Sanitärhaus Mädchen	6	6	7
B13	Sanitärhaus Schule	6	6	6
B14-1	Schlafraum	1		2
B14-2	Sanitärhaus Kleinkinder	4	4	5
B16	Schlafraum	2	2	3
B18-2	Küche			3
N1	Neues Wohnhaus	4	4	5
N2	Neues Wohnhaus	4	4	5
N3	Neues Wohnhaus	4	4	5
		43	39	55

Die Toiletten sind mit einem 7 Liter Spülkasten ausgestattet und die Duschen haben einen Wasseranschluss mit einem Absperrventil. Die Wäsche der Kinder wird in einer Wäscherei beim Waisenhaus mit vier Waschmaschinen gewaschen. Die Küche des Waisenhauses bereitet einmal täglich eine warme Mahlzeit für die Kinder, am Morgen und am Mittag

gibt es kalte Speisen. In der Zukunft soll in dem Kindergartengebäude B4 noch eine kleine Küche eingerichtet werden.

Eine Abschätzung des momentanen Wasserverbrauchs ist schwer möglich. Messungen haben gezeigt, dass die Pumpe 4 m³/d fördert, der Handpumpe werden nochmals 2 - 3 m³/d entnommen. Aktuell sind die Gruppensanitärräume der Jungen außer Betrieb, ebenso wie die Duschen der Mädchensanitärräume.



Abbildung 4: Septic tank unterhalb von B12

4.3. Bodenbeschaffenheit

Um die Sickerfähigkeit des Bodens abschätzen zu können, wurde am Standort ein Sicker-test zur Ermittlung der Infiltrationsrate nach der "Open-End"-Methode durchgeführt. Dabei wurde ein Wert von $k_f = 5,13 \cdot 10^{-5}$ ermittelt, somit lässt sich der Boden nach DIN 14688 als "sandigen Schluff" klassifizieren [NAB, 2013]. Diese Aussage deckt sich mit der Studie eines Geologen, der für die Untersuchung der Standsicherheit bei Neubauten, den Boden auf dem Gelände als "lehmigen Sand mit groben Kiesel" qualifiziert hat. [Préptit, 2015]

4.4. Baumaterialien

In der Hauptstadt Port-au-prince wurden verschiedene Baustoffhändler besucht, dabei wurden PVC-Rohre und Formteile der Firma ERA mit hoher Qualität ausfindig gemacht. Bei den Baustoffhändlern in Cap-Haitien sind Backsteine, Sand, Grobkies, Feinkies und Zement lieferbar, jedoch sind für die Kiessubstrate keine Siebkornlinien verfügbar. In Tabelle 6 sind die Bezeichnung der Substrate, die vor Ort erhältlich sind, die Bezeichnung nach Korngröße und die geschätzten k_f und $k_{f,b}$ Werte für die beiden Kiessubstrate angegeben, wobei diese Erfahrungswerten entstammen. [Hiemesch, 2016]

Tabelle 6: Klassifikation der verfügbaren Substrate

Beschreibung	Bezeichnung nach DIN 14688	k_f [m/s]	$k_{f,b}$ [m/s]
Kies, 4 mm aus dem Fluss	Mittelsand 0,2-0,4 mm	$10^{-3} - 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$
Kies, 20mm aus dem Fluss	Mittelkies 0,63 - 20 mm	$10^{-2} - 10^{-3}$	10^{-3}

Für die spätere Kalkulation der Materialkosten sind die Preislisten der Baustoffe im Anhang A hinterlegt.

4.5. Klimadaten

Cap-Haitien befindet sich im Norden Haitis auf der Karibikinsel "Hispaniola". Das vorherrschende Klima wird als tropisches Monsunklima charakterisiert und zeichnet sich durch geringe Jahrestemperaturschwankungen, ausgeprägte Trocken- und Regenzeiten und ständig wehenden Wind aus. Die Jahresdurchschnittstemperatur in Cap-Haitien liegt bei 25.3 °C mit Schwankungen im Monatsmittel um 4 Grad. Der Niederschlag des ganzen Jahres summiert sich auf 1595 mm, wobei der Anteil des regenreichsten Monats November 253 mm und des regenärmsten Monats Juli 46 mm beiträgt. In den Monaten Juni bis November ist die Saison der tropischen Regenstürme, welche schlagartig hohe Niederschläge und hohe Windgeschwindigkeiten mit sich bringen. [Merkel, 2016] Weitere Klimadaten befinden sich im Anhang A.

5. Systemauswahl

Für die passende Auslegung der Komponenten müssen die hydraulischen und organischen Frachten möglichst präzise geschätzt werden, damit es zu keiner Über- oder Unterlast der jeweiligen Anlagenkomponenten kommt. Die Vorklä rung sollte hydraulisch nicht überlastet sein, damit es zu keinem Austrag von Schlamm kommt und der Zufluss von AFS in die biologische Stufe gering ist. Die bepflanzten Bodenfilter dürfen organisch nicht überlastet sein, da es sonst zur Kolmation der Anlage und damit einhergehend, zum zeitweisen oder völligen Ausfall der Filter kommen kann. Eine Unterdimensionierung der Versickerungsanlage könnte zu einem Rückstau führen. Dahingehend ist man mit einer Überdimensionierung auf der sicheren Seite, was jedoch zu erhöhten Investitionskosten und übermäßigem Platzbedarf führt.

5.1. Bestimmung der Abwasserlast

Da eine analytische Bestimmung des Abwassers vor Ort nicht möglich war, wird in dem folgenden Kapitel zunächst eine Abschätzung der lokalen Abwasservolumina und anschließend eine Abschätzung der jeweiligen Zulaufkonzentrationen durchgeführt. Um an den verschiedenen Orten des Abwasseraufkommens die zu erwartenden Mengen zu bestimmen, wurden nach Wohnart und Nutzungsart die Verbrauchertypen in Tabelle 7 aufgeschlüsselt. Die Werte orientieren sich dabei an den aufgezeigten Literaturwerten in

Tabelle 7: Täglicher Durchschnittsverbrauch der jeweiligen Verbrauchertypen

Verbrauchertyp	Täglicher Verbrauch in Litern
Kind Schule	17
Mitarbeiter Schule	20
Erwachsene Waisenhaus	60
Kind in bestehenden Wohnhäusern	15
Kind in neuen Wohnhäusern	30
Kind in Sanitärhaus	25

Kap. 3.1, die für einen Erwachsenen in Haiti 60l/d und einen Schüler 15-20 l/d angeben. Der Gesamtverbrauch eines Kindes, das die Schule besucht und in dem Waisenhaus lebt liegt bei 50-60 l/d, abhängig davon, ob es in einen der bestehenden Wohnhäuser oder in einem der neuen Häuser wohnt. Hier wird unterschieden, da in den neuen Wohnhäusern ausreichend Toiletten und Duschen für die darin wohnenden Menschen installiert sind. Es ist zu erwarten, dass die Kinder in den bestehenden Wohnhäusern öfter auf die Sanitärhäuser ausweichen müssen und sich der Verbrauch durch den erschwerten Zugang vermindert. In diesen Werten spiegelt sich jedoch noch nicht der Wasserverbrauch der Küche, Wäscherei und Bäckerei wider. Der tägliche Verbrauch für die Küche des Waisenhauses ist bei 300 Litern angesetzt. Die zwei großen 50 Liter Spülbecken werden zweimal täglich gefüllt, zudem kommt der Verbrauch des Kochens und des Reinigens. Neben den vier 150 Liter Waschmaschinen, die täglich genutzt werden, füllen die Mitarbeiter der

Wäscherei noch ein großes Becken mit ca. 300 Liter Volumen um die Wäsche klar zu spülen. Die Bäckerei, die Ende des Jahres errichtet wird, soll im Durchschnitt 500 Liter am Tag verbrauchen. Somit kommt es zu einer geschätzten Abwassermenge von 12,5 m³/d bezogen auf die Schule und das Waisenhaus. Dies deckt sich gut mit den bisherigen Planungsergebnissen des Frischwassernetzes, bei den für den gesamten täglichen Wasserbedarf ein Wert von 14 m³/d ermittelt wurde. Geht man davon aus, dass 80 - 85 % des Frischwassers am Ort der Entnahmestelle zu Abwasser gewandelt werden (sog. Returnfaktor) [Mara, 2001], ergibt sich ein Wert von 11,9 m³/d, der leicht unter dem Wert liegt, der nach der obiger Methode zu 12,5 m³/d berechnet wurde.

Die Belastung des Abwassers ist je nach Ursprung unterschiedlich. In den neuen Häusern wird sich der CSB-Wert an den bekannten Werten für häusliches Abwasser orientieren, da sich die Ausstattung (Bad, Küche) und das Wohnverhalten, mit Ausnahme von Wäschewaschen, bekannten Mustern ähneln. In den bestehenden Wohnhäusern ist der Wasserverbrauch eher geprägt von Zähneputzen, Gesichtswäsche oder einem nächtlichen Toilettengang, da sich dort zu wenige Sanitäreinrichtungen befinden. Die meisten dort wohnenden Kinder weichen auf die Gruppensanitarräume aus, in denen Schwarzwasser und schwach belastetes Grauwasser der Duschen erzeugt wird. Die Wäscherei verwendet chemische Reinigungsmittel, sodass von stark belasteten Grauwasser ausgegangen werden muss. Abwasser von Bäckereien ist durch den Einsatz von viel Zucker und Mehl in der Regel sehr hoch belastet [Sennert, 2000]. Die Tabelle 8 fasst die verschiedenen Verbrauchertypen zusammen. Bei der Annahme, dass die Sanitarräume der Schule zum

Tabelle 8: CSB-Belastung der verschiedenen Abwasserquellen

Abwasserart	Angenommene CSB-Belastung mg/l
Sanitarräume Schule	2000
Gruppensanitarräume Waisenhaus	1200
Neue Häuser	800
Bestehende Häuser	600
Küche	1200
Wäscherei	1500
Bäckerei	4000

überwiegenden Teil Schwarzwasser, versetzt mit geringen Mengen schwachen Grauwasser von Duschen und Waschbecken produzieren, lässt sich mithilfe der Tabelle 2 aus Kapitel 3.1 abschätzen, dass der CSB ca. bei 2000 mg/l liegen wird. Es zeigt sich auch, dass das CSB:BSB-Verhältnis von 1,3 - 2 zu erwarten ist. Wie oben bereits erwähnt, wird das Abwasser der Gruppensanitarräume des Waisenhauses in Gegensatz zu den Schulsanitarräumen mit mehr Grauwasser von Duschen verdünnt sein, sodass ein CSB von 1200 mg/l erwartet werden kann. Literaturwerte für Abwasser von kleineren Bäckereien geben einen CSB von 4000 mg/l an, mit einem ebenfalls geringem CSB:BSB-Verhältnis von 1,5 [Sennert, 2000]. Stark belastetes Grauwasser, wie aus der Wäscherei und der Küche ist in der Literatur mit einen CSB von 1000 - 1500 mg/l und einem CSB:BSB-Verhältnis von etwa 2,6 angegeben [Martin Oldenburg, 2008].

5.2. Anforderungen und Richtlinien

Um den rechtlichen Rahmen bei der Abwasserentsorgung einzuhalten, werden anschließend alle relevanten Gesetzestexte und Richtlinien Haitis wörtlich aufgeführt.

1. It is the responsibility of each household to provide a sanitation facility: household toilets should not be subsidised by NGOs. [DINEPA, 2012]
2. Public toilet construction may be subsidised completely or partially only if operational costs are also subsidised for an initial period of 6 months to 1 year and that these costs are managed by the local organisation after this start-up period. [DINEPA, 2012]
3. To guarantee continuation of water and sanitation services, users will be obliged to pay a tariff [DINEPA, 2011]
4. Blackwater (from toilets) should not be discharged to the ground. [DINEPA, 2012]
5. Greywater (from sinks and showers) may be transported by open conduits. [CIAT, 2012]
6. Drainage conduits are to be laid at a minimum gradient of 0.5%. [CIAT, 2012]
7. "any action which pollutes the environment is punishable." [CIAT, 2012]
8. Solid waste disposal is prohibited unless designated metal containers are used. [CIAT, 2012]

Wie aus den Auszügen zu erkennen ist, gibt es keine direkten Ablaufwerte, die in Haiti eingehalten werden müssen. Internationale Standards für die Einleitung oder Versickerung von Abwasser liegen in der Regel zwischen 100 - 200 mg CSB/l [BORDA, 2009]. Bei kleinen Kläranlagen gibt es normalerweise keine Grenzwerte für Stickstoff oder Phosphor. So müssen in Deutschland erst ab der Größenklasse 3 Ablaufwerte für Stickstoff beachtet werden. [BMJV, 2014]

Im der Sinne der ökologischen Zweckmäßigkeit und auf ausdrücklichen Wunsch der Leitung soll aufgereinigtes Abwasser für die Bewässerung nutzbar gemacht werden. Teiche, welche einen hohen Wirkungsgrad der Pathogeneliminierung und eine große Speicherkapazität besitzen, sind jedoch nicht erwünscht, da stehende Gewässer ein großes Risiko für Mückenplagen vor Ort bergen. Wie in Kapitel 3.4.4 bereits erläutert ist darauf zu achten, dass in der gesamten Prozesskette der Reinigung und Wiederverwendung des Abwassers die Keimzahlen um mindestens 6 Zehnerpotenzen reduziert werden.

5.3. Fließschema

Nachdem die Ausgangsbedingungen und technischen Grundlagen vorgestellt wurden, werden in diesem Kapitel das erarbeitete Konzept präsentiert und übersichtlich dargestellt.

Das gesamte Gelände wurde in die drei Abschnitte A, B und C unterteilt, wobei jeder Abschnitt mit einer separaten Kläranlage ausgestattet wird. Vorteilhaft dabei ist, dass die Anlagen auf das spezifisch anfallende Abwasser individuell angepasst werden können, zudem werden lange Kanalstrecken vermieden, die einen hohen Wartungsaufwand bedeuten würden. Der Leitung der Einrichtung musste die Erforderlichkeit und den damit resultierenden Platzbedarf der Anlagen zunächst erklärt werden, da diese die bisherige Abwasserbehandlung mit septic tank und Versickerung gewohnt waren. Jedoch konnte schon während des Aufenthalts und bei einigen Skypekonferenzen im Nachhinein ein Verständnis dafür gefunden werden, wobei bei der Auswahl der Anlagenstandorte von beiden Seiten viele Kompromisse eingegangen wurden. Die Errichtung einer Kläranlage, welche das gesamte tägliche Abwasser behandeln könnte, wäre bei der Konstruktion aufgrund ihres spezifischen geringeren Volumens sicherlich preiswerter gewesen. Aufgrund ihres absoluten Platzbedarfs war dies am Standort aber nicht umsetzbar.

Wie bereits im Kapitel 3.2.3 hingewiesen wurde, entsteht bei dem anaeroben Faulprozess Biogas. Eine Behandlungsmethode, die eine aerobe Belüftung verwendet und somit kein Methan freisetzt, musste jedoch im Vornherein ausgeschlossen werden, da eine verlässliche Stromversorgung nicht gewährleistet werden kann. Ebenso wurde von der Verwendung von Faulbehältern als Vorklärung und der möglichen Verwendung des aufgefangenen Biogases abgesehen, da die zu erwartenden Mengen an Biogas zu gering wären, welche die Investitionskosten und die Risiken des explosionsfähigen Gases im Laufe des Betriebs rechtfertigen würden. So werden die Vorklärungseinheiten lediglich mit Belüftungen ausgestattet und das entstehende Gas wird an die Atmosphäre abgegeben.

Im Anhang befinden sich maßstabsgetreue Lagepläne die nach den jeweiligen Abschnitten unterteilt sind und die geplanten Anlagenkomponenten enthalten.²

²Die gezeichneten Lagepläne wurden im Rahmen der Planungsarbeit von "Architekten über Grenzen e. V." digitalisiert

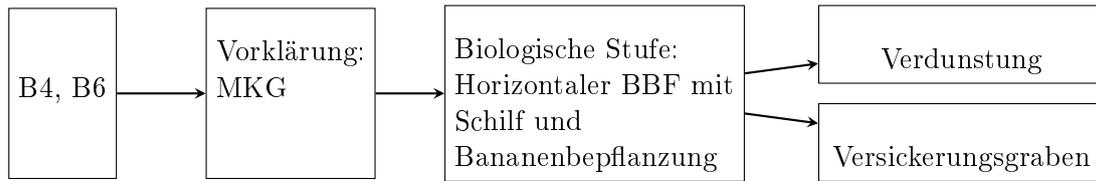


Abbildung 5: Fließschema der Kläranlage A

Abschnitt A Bei den Abläufen von B4 und B6 handelt es sich ausschließlich um Schwarzwasser und Handwaschwasser, dazu kommt noch Küchenabwasser, wenn diese realisiert wird. Da die Gebäude B4 und B6 nur Schulgebäude sind, wird der Zufluss an Abwasser während des Schuljahres aufgrund der Ferien stark schwanken. Deshalb wird der dort vorhandene septic tank um eine Kammer erweitert, sodass dieser nach der Funktionsweise einer Mehrkammerabsetzgrube arbeitet. Die Funktion der Sedimentation wird von den jahreszeitlichen Schwankungen nicht beeinträchtigt, die Biologie im Schlammbett wird durch ausreichendes Volumen während der Ferien nicht absterben. Die biologische Stufe besteht aus einem bepflanzen Bodenfilter, welcher neben Schilf noch mit Bananenstauden bepflanzt wird. Somit werden Nutzpflanzen mit hohem Wasserverbrauch ohne zusätzlichen Aufwand bewässert und es kommt zu einer erhöhten Verdunstung bereits im Filter. Abbildung 6 zeigt den septic tank der sich unterhalb des Müllsack befindet und welcher zur linken Seite um eine Kammer erweitert wird. Unterhalb wird der HBF A angelegt.



Abbildung 6: Ausgewählter Standort der MKG A und des HBF A

Die Bananenbepflanzung eines BBF's wurde von Aqua Nostra bereits in Madagaskar mit großem Erfolg eingesetzt. Die Auswertung der ersten Ernte in einem deutschen Lebens-

mittellabor hat ergeben, dass die Früchte unbelastet sind und der Konsum bedenkenlos möglich ist. Der Prüfbericht der Bananen des Verdunstungsbeetes aus Madagaskar befindet sich im Anhang C und zeigt, dass es bei der mikrobiologischen und chemischen Untersuchung zu keiner Höchstgehaltüberschreitung kam. Auch in Haiti sollen die Bananen zunächst untersucht werden, bevor die Früchte zum Konsum freigegeben werden können. Nach der Berechnung der WHO ergeben sich für die Keimeliminierungsrate 5 Zehnerpotenzen für die Abwasserbehandlungsmethode, 5 Zehnerpotenzen für die Bewässerungsmethode und nochmals 2 Zehnerpotenzen für die Art der Pflanze. Die damit theoretisch erreichte Eliminierungsrate übersteigt bei weitem den Empfehlungen der WHO. Der BBF muss aufgestaut betrieben werden können, sodass die Unterbrechung des Zulaufs während den Schulferien überbrückt werden kann. Nach einem Kontrollschacht außerhalb des Beets gelangt das gereinigte Wasser des Filters in einen Versickerungsgraben. Eine dauerhafte und ausreichende Sickerfähigkeit ist mit einem k_f Wert von $5,13 \cdot 10^{-5}$ nachgewiesen.

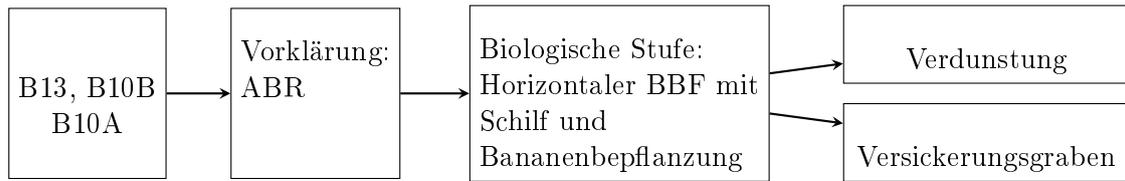


Abbildung 7: Fließschema der Kläranlage B

Abschnitt B Der Zulauf des Schulsanitärträumes B13 ist zum überwiegenden Teil als Schwarzwasser mit saisonalen und tageszeitlichen hydraulischen Schwankungen zu charakterisieren. Zudem werden noch die Abwässer von B10B und B10A eingeleitet, also Gebäuden der Waisenhausanlage mit jahrzeitlichen konstanten Zulaufmengen. Der vorhandene septic tank bei B13 wird als Settler für den sich daran anschließenden ABR genutzt. Der Zulauf von B10A, B10B erfolgt direkt in die erste Kammer des ABR, so dass dieser während den Schulferien weiterhin geringen Zulauf hat, denn eine regelmäßige Unterbrechung des Zulaufs über mehrere Wochen würden die kontinuierlichen Prozesse des ABR stören. Die Zulaufschwankungen werden insgesamt zu geringen Schlammproduktionsraten führen, da die Biologie des ABR in der Zeit mit geringem Zulauf autokatalytische Prozesse entwickeln wird. Aufgrund des hohen BSB-Anteils in dem Zulauf kann mit einem hohen Wirkungsgrad gerechnet werden. Die zweite Stufe und Beseitigung erfolgt nach dem selbigen Prinzip wie das Anlageschema A. Abbildung 8 zeigt den ausgewählten Standort des ABR B und HBF B mit B13 im Hintergrund und dem Regenkanalverlauf entlang der Mauer.



Abbildung 8: Ausgewählter Standort des ABR B und des HBF B

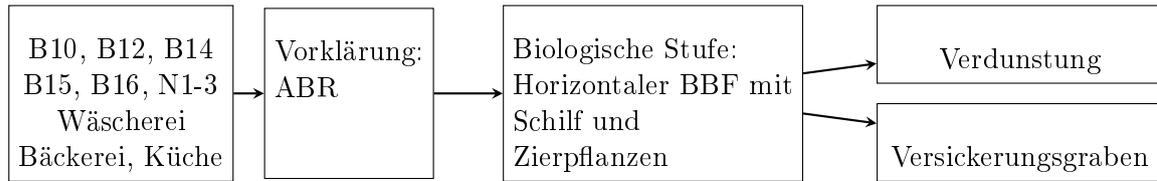


Abbildung 9: Fließschema der Kläranlage C

Abschnitt C Das Einzugsgebiet umfasst die restlichen Gebäude des Waisenhauses, das heißt die Schlafräume B13 - B16, die Gruppensanitärräume B10, B12, B14, die neuen Häuser N 1-3 sowohl die Wäscherei, Bäckerei und Küche. Die Zuläufe sind in diesem Falle weniger jahreszeitlich schwankend und tageszeitlich kontinuierlicher. Die Zusammensetzung des Abwassers ist komplexer und schwieriger biologisch abbaubar als in Abschnitten A und B. Der tägliche Betrieb von Wäscherei und Bäckerei produziert Grauwasser, gekennzeichnet durch ein hohes CSB:BSB-Verhältnis. Die Zuläufe der neuen und bestehenden Wohnhäuser werden wiederum ein geringeres CSB:BSB-Verhältnis aufweisen. Bereits innerhalb des Kanalnetzes werden vorhandene septic tanks integriert. Zum einen, um bei längeren Fließwegen bereits vor dem Eintritt in das Kanalnetz grobe Schmutzstoffe zurückzuhalten. Zum anderen wird zwischen Bäckerei und Kanalnetz ein vorhandener Septic tank zwischengeschaltet, um ausreichend Volumen und dadurch Sedimentationszeitraum für die schwer absetzbaren Inhaltsstoffe des Bäckereiabwassers zu erhalten. Die Vorklärung erfolgt über einen ABR, welcher sowohl Unregelmäßigkeiten bei hydraulischer als auch organischer Last vertragen kann. Der nachgeschaltete bepflanzte Bodenfilter wird im Gegensatz zu den anderen Bodenfiltern nicht mit Bananen, sondern Sumpfpflanzen und Blumen bepflanzt. Eine Bepflanzung mit Nutzpflanzen ist an dem Standort des Filters nicht erwünscht, da der Bodenfilter sich in der Nähe der Kapelle befinden soll. Dieser Platz wird von der Leitung als Ort der Ruhe bezeichnet und es sollen keine großen Bananenpflanzen, sondern gut aussehende, niedrig wachsende Pflanzen eingesetzt werden. Daher ist bei diesem Filter von einer geringeren Verdunstungsleistung auszugehen.

6. Planung

Im folgenden Kapitel erfolgt die Bemessung der Anlagenkomponenten gemäß der oben genannten Aufteilung nach Abschnitt A, B und C.

6.1. Methoden

Zusammenfassend wird in diesem Kapitel beschrieben, welche Regelwerke und Bemessungsgrundlagen als Methoden für die Auslegung der einzelnen Anlagenkomponenten verwendet werden.

Die Abschätzung der Zusammensetzung und Menge des Abwassers fußt auf den Tabellen 7 und 8 in 5.1, welche die Informationen der vorhandenen Daten und den Informationen der Zusammensetzung von typischen Stoffströmen aus Tabelle 2 des Regelwerks DWA-A 272 bündeln. Für jeden Abschnitt kann die Anzahl der jeweiligen Nutzer bestimmt werden und mit dem festgelegten Verbrauch der Nutzer die Abwassermenge errechnet werden. Die resultierende, zu erwartende Zulaufkonzentration des jeweiligen Abschnitts ergibt sich über die Gewichtung der Einzelkonzentrationen der Verbrauchstandorte (Tab. 8) mit den dazugehörigen zu erwartenden Abwassermengen.

Die Auslegung des Kanalnetzes erfolgt nach dem Manual "PC-based Simplified Sewer Design" [Mara, 2001], diese Variante der Kanalnetzauslegung ist vor allem in Brasilien mit sehr guten Ergebnissen angewandt worden. Die Typologie und das Nutzerverhalten ähnelt haitianischem Nutzerverhalten mehr als deutsche Parameter es tun. Aufgrund der kleinen Einzugsgebiete müssen die Spitzenfaktoren angepasst werden. Hier wird nochmals darauf hingewiesen, dass der im Manual verwendete Peakfaktor k_1 nicht dem Spitzenfaktor x_{Qmax} entspricht.

Die Auslegung einer MKG erfolgt nach DIN 4261, als Vorklärung für einen BBF kann hier auf Erfahrungswerte zurückgegriffen werden, die sich in Deutschland vielfach bewährt haben.

Wie in Kapitel 3.2.2 bereits erwähnt, existieren keine genormten Bemessungen für Anaerobe Tauchwandreaktoren. Aufgrund dessen wurde eine ausgiebige Literaturrecherche über die Bemessungsansätze von ABR's durchgeführt und zwei Varianten für die Kalkulation verwendet und miteinander verglichen. In dem Buch "Decentralised Wastewater Treatment Systems and sanitation in developing countries - A practical guide" [BORDA, 2009] wird eine Bemessungsmethode vorgestellt, die bereits langjährig im Einsatz ist. Eingangsparameter hierbei sind der tägliche Volumenstrom, der stündliche Spitzenzufluss und die organische Fracht. Die HRT, das CSB:BSB-Verhältnis, die Entschlammungsintervalle und die maximale Aufströmgeschwindigkeit bestimmen den Wirkungsgrad des ABR.

Grundlage der Berechnung sind empirisch bestimmte Kurven, welche den Abbau von BSB_5 bei bestimmten Bedingungen im Verhältnis zu der HRT darstellt. Zwei weitere Kurven stellen jeweils einen Faktor dar, der das Verhalten bei unterschiedlicher BSB_5 Beladungen und Konzentrationen darstellt. Mithilfe eines weiteren Faktors, der sich auf die Umgebungstemperatur bezieht und mit geometrischen Parametern wie Länge, Breite, Tiefe, Anzahl der Tauchwandkammern, Verhältnis von Aufströmfläche zu Abströmflä-

che und dem Verhältnis von Länge zu Breite der Tauchwandkammern, kann gemäß den Standortbedingungen eine resultierende HRT bestimmt werden.

Die technische Auslegung konnte mit Excel durchgeführt werden, indem die Formelsätze und Informationen der Kurven von BORDA entsprechend hinterlegt wurden. In der folgenden Planung werden die wichtigsten Parameter mit dargestellt, sodass die Ergebnisse nachvollziehbar sind. Zusätzlich werden aus Gründen der Nachvollziehbarkeit den Gutachtern der Arbeit die Excel Arbeitsblätter digital zugeschickt.³

Die zweite Bemessungsmethode erfolgt nach "Guidelines for the implementation of anaerobic baffled reactors for on-site or decentralised sanitation" [Foxon, 2007]. Hierbei wurden Studien an einem Labor-ABR durchgeführt und aus biologisch-kinetischen Faktoren wie der Hydrolyseaktivität der Mikroorganismen limitierende Faktoren herausgearbeitet. Aus den Versuchen wurde ein mathematischer Zusammenhang zwischen HRT und CSB-Wirkungsgrad ermittelt, wobei die HRT für die Auslegung eines ABR als Eingangsparameter genutzt wird und die gewünschte Auslaufqualität dabei zunächst festgelegt wird. Diese wurde in 3.2.2 als Formel (2) bereits dargestellt. Zusätzlich werden geometrische Faktoren definiert, welche bei gegebenem Volumenstrom eine adäquate Aufströmgeschwindigkeit erzielen sollen.

Als wesentlichsten Unterschied ist zu nennen, dass BORDA die HRT als resultierenden Parameter aus gewähltem Reaktorvolumen und Volumenstrom verwendet, hingegen Foxon die HRT als Eingangsparameter für die Berechnung des nötigen Reaktorvolumens bei der Auslegung nutzt. Beide Methoden lassen ausschließlich eine Bemessung nach CSB Wirkungsgrad, indirekt auch BSB zu, sodass beispielsweise eine Beurteilung der AFS Auslaufqualität, die für die Auslegung von Bodenfiltern nötig ist, nur durch Literaturwerte (siehe Tabelle 3) möglich ist.

Bei den kalkulierten Wirkungsgraden fällt auf, dass die Wirkungsgrade nach BORDA um bis zu 10 % höher sind als bei Foxon. Für die Berechnung des CSB-Wirkungsgrades in dieser Arbeit wird die Formel (2) von Foxon verwendet, da bei Untersuchungen im Betrieb von ABR's festgestellt wurde, dass die kalkulierten Wirkungsgrade, die nach BORDA ausgelegt wurden, in der Praxis geringer waren. [Reynaud, 2015]

Die Auslegung der horizontal durchströmten Bodenfilter erfolgt nach DWA-A 262, wobei die k_f und die daraus resultierenden $k_{f,b}$ Werte vor Ort nochmals untersucht werden müssen, damit die Ansätze des Regelwerkes zu den gewünschten Ergebnissen führen. Die Verdunstungsleistung wird nach der Formel (11) in Kapitel 3.4.3 und den klimatischen Daten aus Tabelle im Anhang A berechnet. Aufgrund der Datenlage die nur monatliche Werte anführt, kann nicht tagesaktuell die Verdunstungsleistung berechnet werden. Mit den Ergebnissen der Verdunstungsberechnung kann gezeigt werden, ob die nötigen Volumen für die Bewässerung bereitgestellt werden können, eine mögliche Entlastung der Versickerungsanlage sollte jedoch nicht in Erwägung gezogen werden.

Die Versickerungsgräben werden nach DIN 4261-5 ausgelegt.

³Die Daten und Berechnungsformeln bleiben geistiges Eigentum von BORDA e. V. und dürfen nicht zum kommerziellen Zwecke weiterverbreitet werden.

6.2. Abschnitt A

Die Ermittlung der Abwasserlast in Abschnitt A erfolgt über die Tabellen 7 und 8 in 5.1 Für die Toiletten des Kindergartens kann ein geringerer CSB-Wert angenommen werden,

Tabelle 9: Abwasserlast Abschnitt A

Gebäude	Nutzer		Verbrauch [l/d]	CSB [mg/l]
	Kinder	Erwachsene		
B4	25	5	525	1400
B6		15	300	2000
Küche			150	1200
Σ	25	20	975	\emptyset 1554

da Schwarzwasser von Kleinkindern geringer konzentriert ist. Da die Toiletten gewöhnlich nur in kurzen Zeiträumen wie Schulpausen verwendet werden, wird für den Spitzenfaktor $x_{Qmax} = 5$ angenommen. Dies entspricht einem Peakfaktor von $k_1 = 4,8$.

6.2.1. Kanalnetz

Tabelle 10 stellt die Eingangsparameter und die Ergebnisse für die Kanalnetzberechnung in Abschnitt A dar, berechnet nach den Formeln (13), (14) und (15). Da kein Verkehr oder sonstige Lasten über den Kanalgraben geleitet werden, kann mit einer Minimalabdeckung von 250 mm gearbeitet werden. Der Leitungsverlauf ist der Zeichnung im Anhang D zu entnehmen.

Tabelle 10: Eingangsparameter und Ergebnisse Kanalnetz A

Bezeichnung	Wert	Einheit	Bezug
Täglicher Zufluss	975	l/d	Tabelle 9
Gesamtlänge Kanal	40	m	Abb.
Anzahl Revisionsöffnungen	2		Abb.
Spitzenzufluss	0,05	l/s	Formel (14)
Mindestgefälle Rohrsohle	2,1	%	Formel (15)
Mindestrohrdurchmesser	16	mm	Formel (13)
Gewählter Rohrdurchmesser	100	mm	

6.2.2. Mehrkammerabsetzgrube

Der vorhandene 2-Kammer septic tank wird um eine Kammer erweitert, um nach DIN 4261 die Voraussetzung für eine Vorklärung zu erfüllen. Die bestehenden Innenmaße betragen 1,60 m x 1,00 m die Wasserhöhe 1,70 m, so ergibt sich ein Bestandsnutzsvolumen von 2,7 m³. Für das neue Gesamtnutzsvolumen wurden 6 m³ angesetzt, da die tägliche

Zulaufmenge von 975 l/d in Deutschland ca. 7 EW entspricht und dafür standardmäßig von Aqua Nostra 6 m³ Vorklär volumen verwendet werden. Das gewählte Volumen ist größer als das geforderte Mindestvolumen nach DIN 4261, liefert nach der Erfahrung von Aqua Nostra jedoch verlässlichere Ablaufwerte als die Vorklärungen mit Mindestvolumen. Bei gleichbleibender Länge und Höhe des septic tanks muss eine Kammer mit 1,2 m Breite angefügt werden. Die resultierende Kammer hat ein Volumen von 3,3 m³, damit wird ein Gesamtvolumen von 6 m³ erreicht. Diese Kammer hat zudem circa die Hälfte des Gesamtvolumens und entspricht somit den Bemessungsvorgaben der DIN 4261 und kann als erste Kammer verwendet werden. Die Parameter für die MKG A sind in Tabelle 11 dargestellt. Wie Abbildung 2, die auch auf Dreikammergruben angewendet werden

Tabelle 11: Eingangparameter, gewählte Größen und Ergebnisse MKG A

Bezeichnung	Wert	Einheit	Bezug
Tägliche Zulaufmenge	975,0	l/d	Tabelle 9
Zulaufkonzentration	1553,8	mg CSB/l	Tabelle 9
Spitzenzufluss	0,05	l/s	Tabelle 10
Reaktorvolumen	6	m ³	gewählt
HRT bei q_h	30,8	h	Formel (1)
Wirkungsgrad CSB	50	%	Abb. 2
Ablaufkonzentration	776,9	mg CSB/l	

kann, zeigt, ist die Vorklärung mit der resultierenden HRT an der oberen Leistungsgrenze, bezogen auf die Kohlenstoffelimination. Im Ablaufstutzen der MKG wird zusätzlich eine "AFS-Bürste" eingesetzt, welche bei unvorhersehbaren Stoßbelastungen einen erhöhten Abtrieb von Schwebstoffen verhindert. Die Kammer wird mit den in Haiti üblichen Baustoffen und Techniken konstruiert, so werden die Bodenplatte und Deckplatte aus Stahlbeton gegossen. Eine technische Zeichnung der MKG A befindet sich im Anhang E.

6.2.3. Horizontal durchströmter Bodenfilter

Der Filter wird nach der organischen Bemessung auf eine Fläche von 47 m² ausgelegt. Die Form des Bodenfilters ist aus Platzgünden trapezförmig angelegt, wobei die Einlaufkullissenbreite 5,8 m, die Breite der Auslaufkullisse 4,5 m und die Fließlänge 7,5 m beträgt. Die Firma Aqua Nostra legt die Horizontalfilter in Deutschland standardmäßig auf eine Filterhöhe von 0,9 m aus, deshalb wird auch dieser Wert für den HBF A angesetzt. Daraus ergibt sich für die resultierende Anströmfläche in der Einlaufkullisse ein Wert von 5,2 m², in der Auslaufkullisse von 4 m² und entspricht so den Anforderung die in Tabelle 12 berechnet sind. Wie in Kapitel 3.3.1 erläutert, kann somit davon ausgegangen werden, dass der Bodenfilter eine Kohlenstoffelimination bezogen auf den CSB von 85% erreicht. So ergeben sich Ablaufwerte im Bereich von 116 mg CSB/l, der Gesamtwirkungsgrad bezogen auf den CSB-Abbau der Anlage A beträgt rechnerisch also 92,5 %.

Die Abdichtung der Filtersohle erfolgt durch eine Verdichtung des sandigen Schluffes ge-

Tabelle 12: Eingangparameter, gewählte Parameter und Ergebnisse HBF A

Bezeichnung	Wert	Einheit	Bezug
Tägliches Zulaufvolumen	975	l/d	Tabelle 9
Zulaufkonzentration	776,9	mg CSB/l	Tabelle 9
Tägliche Schmutzfracht	757,5	gCSB/d	Formel (6)
k_f, b Mittelkies	10^{-3}	m/s	Tabelle 6
k_f, b Mittelsand	$3 \cdot 10^{-4}$	m/s	Tabelle 6
Höhe der Filterschicht	0,9	m	gewählt
Fließlänge	7,5	m	gewählt
Nötige Filterfläche nach hydraulischer Bemessung	24,4	m ²	Tabelle 4
Nötige Filterfläche nach organischer Bemessung	47,3	m ²	Tabelle 4
Nötige Anströmfläche bei Mittelsand	0,45	m ²	Formel (7)
Nötige Breite des Filters	0,5	m	

mäß DWA 262 mit einer Lage von mindestens 30cm. Die Filterwände werden mit einem senkrechten Böschungswinkel mit vor Ort hergestellten Lehmblöcken aufgebaut. Durch diese Bauweise kann sichergestellt werden, dass die Wandung des Filters wasserundurchlässig und dadurch eine aufgestauter Betrieb möglich ist.

Die Verdunstungsleistung des HBF A mit einer Bananen ($k_s = 1$) und Schilfbepflanzung ($k_s = 0,85$) mit ganzjähriger Vegetation errechnet sich mit der Formel (11) und den Daten aus Tabelle im Anhang A. Diese sind in der Tabelle 13 dargestellt und zeigen auf, dass keine zusätzliche Bewässerung für die Bananenpflanzen notwendig sein wird. In dem regenreichen Monat November ist erkennbar, dass das Ablaufvolumen unverän-

Tabelle 13: Verdunstungsleistung HBF A

Monat	Evapotranspiration m ³	Niederschlag m ³	Bilanz m ³	Durchschnittliche Ablaufmenge m ³ /d
Januar	8,92	5,90	3,02	0,87
Februar	9,46	4,21	5,25	0,80
März	10,00	3,56	6,43	0,76
April	10,82	4,68	6,14	0,77
Mai	11,41	4,86	6,55	0,76
Juni	11,77	3,89	7,88	0,71
Juli	11,71	1,66	10,05	0,64
August	11,40	2,63	8,77	0,68
September	10,96	4,14	6,82	0,75
Oktober	10,35	5,40	4,95	0,81
November	9,58	9,11	0,47	0,96
Dezember	9,04	7,38	1,66	0,92

dert dem Zulaufvolumen ist. Aufgrund der hohen Verdunstung in den Monaten Juni bis einschließlich August von über $1 \text{ m}^3/\text{d}$ kann zu einer Aufkonzentration im Ablauf kommen, wobei sich jedoch die Konzentration nur relativ aufgrund von einem geringeren Wasseranteil steigert. Aufgrund der hohen Verdunstungsraten in den Monaten Juni bis einschließlich August kann zu einer Aufkonzentration im Ablauf kommen, wobei sich die Konzentration jedoch nur relativ aufgrund von geringeren Wasseranteil steigert. In den regenreichen Wintermonaten wird der Filter durch Starkregenereignisse gespült werden, sodass es für die Nutzpflanzen zu keiner Gefährdung durch zu hohe Salzgehalte im Filtersubstrat kommt.

6.2.4. Versickerung

Tabelle 14 stellt die nötige Länge des Versickerungsgrabens für Abschnitt A dar und zeigt auf, dass die mindestens erforderliche Sickerfläche gewählt werden muss. Anhand Formel (10) lässt sich berechnen, dass somit die Länge des Sickergrabens mindestens 6,5 m betragen muss. Es wird ein Graben mit 7 m Länge und einem Gefälle von 1:500 ausgehoben, wobei der Graben bis 10 cm über dem Drainagerohr mit Mittelkies angefüllt und anschließend mit Aushub abgedeckt wird.

Tabelle 14: Eingangsparameter und Ergebnisse der Versickerungsanlage A

Bezeichnung	Wert	Einheit	Bezug
Tägliche Zulaufmenge	975	l/d	Tabelle 9
Spitzenzufluss	$5,56 \cdot 10^{-5}$	m^3/s	Tabelle 11
kf-Wert	$5,13 \cdot 10^{-5}$	m/s	Kapitel 4.3
Grabentiefe	0,5	m	gewählt
spezifisch erforderliche Sickerfläche	1,1	m^2	Formel (8)
mindestens erforderliche Sickerfläche	6,5	m^2	Formel (9)
Nötige Grabenlänge	6,5	m	Formel (10)

6.3. Abschnitt B

Die Ermittlung der Abwasserlast in Abschnitt B erfolgt über die Tabellen 7 und 8 in 5.1. Da die Toiletten gewöhnlich nur in kurzen Zeiträumen wie Schulpausen und gene-

Tabelle 15: Abwasserlast Abschnitt B

Gebäude	Nutzer		Verbrauch [l/d]	CSB [mg/l]	
	Kinder	Erwachsene		∅	
B13	310		5270		1400
B10-1A		1	60		800
B10-1B	8		120		600
B10-2A	8		120		600
B10-2B	8		120		600
Σ	334	1	5690	∅	1335

rell nur während der Schulzeit verwendet werden, wird ein Spitzenfaktor von $x_{Qmax}=6$ angenommen, was einem Peakfaktor von $K_1=4$ entspricht.

6.3.1. Kanalnetz

Tabelle 16 stellt die Eingangsparameter und die Ergebnisse für die Kanalnetzberechnung in Abschnitt B dar, berechnet nach den Formeln (13), (14) und (15). Da kein Verkehr oder sonstige Lasten über den Kanalgraben geleitet werden, kann mit einer Minimalabdeckung von 250 mm gearbeitet werden. Der Regenkanal muss möglichst oberflächennah überwunden werden. Zudem wird das Abwasser führende DN 100 Rohr durch ein 150 mm Leerrohr geschützt um Zerstörung durch fließendes Wasser im Kanal und Sonnenstrahlung zu vermeiden. Der Leitungsverlauf ist der Zeichnung im Anhang D zu entnehmen.

Tabelle 16: Eingangsparameter und Ergebnisse Kanalnetz B

Bezeichnung	Wert	Einheit	Bezug
Tägliches Zulaufvolumen	5690	l/d	Tabelle 15
Gesamtlänge Kanal	32	m	Anhang D
Anzahl Revisionsöffnungen	1		Anhang D
Spitzenzufluss	0,26	l/s	Formel (14)
Mindestgefälle Rohrsohle	1,0	%	Formel (15)
Mindestrohrdurchmesser	33	mm	Formel (13)
Gewählter Rohrdurchmesser	100	mm	

6.3.2. Anaerober Tauchwandreaktor

Tabelle 17 stellt die Parameter für den ABR in Abschnitt B dar. Der ABR B ist für hohe

Tabelle 17: Eingangsparameter, gewählte Größen und Ergebnisse ABR B

Bezeichnung	Wert	Einheit	Bezug
Tägliches Zulaufvolumen	5690	l/d	Tabelle 15
Zulaufkonzentration	1890	mg CSB/l	Tabelle 15
Spitzenzufluss	0,26	l/s	
Anzahl Tauchwandkammern	4		gewählt
Höhe Wasserspiegel	1,5	m	gewählt
Reaktorbreite	1,5	m	gewählt
Länge Aufströmkammer	0,65	m	gewählt
Länge Tauchkammer	0,2	m	gewählt
Maximale Aufströmgeschwindigkeit	0,97	m/h	Formel (3)
Reaktorvolumen	7,7	m ³	Formel (5)
HRT	30,7	h	Formel (1)
Ablaufkonzentration	370	mg CSB/l	Formel (2)
Wirkungsgrad CSB	80,4	%	

Jahresschwankungen und hohe Spitzenzuflüsse konzipiert, zudem wird biologisch leicht abbaubares Schwarzwasser mit geringen CSB:BSB-Verhältnis von 1,5 erwartet, jedoch ergeben sich durch die hohen Schwankungen der hydraulischen Last ein verhältnismäßig großes Reaktorvolumen. Der septic tank von B13 wird das von dort zufließende Abwasser vorbehandeln, sodass bei einem Nutzvolumen von 4 m³ des septic tanks und einem Spitzenzufluss $q_h = 0,88 \text{ m}^3/\text{h}$, eine HRT von 4,5 h zu erwarten ist.

Um den AFS-Anteil im Auslauf gering zu halten, wurde der Aufströmbereich der letzten Kammer auf eine Länge von 1 m erweitert, wodurch sich eine reduzierte Aufströmgeschwindigkeit von $v_{up} = 0,63 \text{ m/h}$ ergibt. Die vorgegebenen geometrischen Verhältnisse von Reaktorbreite zu Reaktorhöhe und Fläche der Abströmkammer zu Aufströmkammer wurden dabei eingehalten, sodass sich die gewünschten Strömungsverhältnisse ergeben. Zusätzlich wird im Ablaufstutzen des ABR eine "AFS-Bürste" installiert, welche bei unvorhersehbaren Stoßbelastungen einen erhöhten Abtrieb von Schwebstoffen verhindert. Für die Kalkulation wurde ein Entschlammungsintervall von 18 Monaten angenommen. Der ABR wird mit den in Haiti üblichen Baustoffen und Techniken konstruiert, so werden die Bodenplatte und Deckplatte mit Stahlbeton gegossen und die Seiten- und Trennwände aus Backsteinen gemauert. Eine technische Zeichnung des ABR B befindet sich im Anhang E.

6.3.3. Horizontal durchströmter Bodenfilter

Die Tabelle 18 stellt die gewählten Parameter für den Filter dar. Der Filter wird nach der

Tabelle 18: Eingangsparameter, gewählte Parameter und Ergebnisse HBF B

Bezeichnung	Wert	Einheit	Bezug
Tägliches Zulaufvolumen	5690	l/d	Tabelle 15
Zulaufkonzentration	370	mg CSB/l	Tabelle 15
Tägliche Schmutzfracht	2105,3	g CSB/d	Formel (6)
k_f, b Mittelkies	10^{-3}	m/s	Tabelle 6
k_f, b Mittelsand	$3 \cdot 10^{-4}$	m/s	Tabelle 6
Höhe der Filterschicht	0,9	m	gewählt
Fließlänge	14	m	gewählt
Nötige Filterfläche nach hydraulischer Bemessung	142,25	m ²	Tabelle 4
Nötige Filterfläche nach organischer Bemessung	132	m ²	Tabelle 4
Nötige Anströmfläche bei Mittelsand	6,8	m ²	Formel (7)
Nötige Breite des Filters bei gewählter Filterhöhe	8	m	

hydraulischen Bemessung auf eine Fläche von 142 m² ausgelegt, dabei beträgt die Länge des Filters 14 m, die Breite 10,2 m. Die Firma Aqua Nostra legt die Horizontalfilter in Deutschland standardmäßig auf eine Filterhöhe von 0,9 m aus, deshalb wird auch dieser Wert für den HBF B angesetzt. Daraus ergibt sich für die resultierende Anströmfläche ein Wert von 9,2 m². Wie in Kapitel 3.3.1 erläutert, kann somit davon ausgegangen werden, dass der Bodenfilter eine Kohlenstoffelimination bezogen auf den CSB von 85% erreicht. So ergeben sich Ablaufwerte im Bereich von 55 mg CSB/l, der Gesamtwirkungsgrad bezogen auf den CSB-Abbau der Anlage B beträgt rechnerisch also 97%.

Die Abdichtung der Filtersohle erfolgt durch eine Verdichtung des sandigen Schluffes gemäß DWA 262 mit einer Lage von mindestens 30 cm. Die Filterwände werden mit einem senkrechten Böschungswinkel mit vor Ort hergestellten Lehmblöcken aufgebaut. Durch diese Bauweise kann sichergestellt werden, dass die Wandung des Filters wasserundurchlässig und dadurch ein aufgestauter Betrieb möglich ist. Die Verdunstungsleistung des HBF A mit einer Bananen ($k_s = 1$) und Schilfbepflanzung ($k_s = 0,85$) mit ganzjähriger Vegetation errechnet sich mit Formel (11) und den Daten aus Tabelle A im Anhang. Diese sind in Tabelle 19 dargestellt und zeigen auf, dass keine zusätzliche Bewässerung für die Bananenpflanzen notwendig sein wird. Im regenreichen Monat November ist erkennbar, dass das Ablaufvolumen unverändert dem Zulaufvolumen ist. Aufgrund der hohen Verdunstung in den Monaten Juni bis einschließlich August von über 1 m³/d kann zu einer Aufkonzentration im Ablauf kommen, wobei sich jedoch die Konzentration nur relativ aufgrund von einem geringeren Wasseranteil steigert. In den regenreichen Wintermonaten wird der Filter durch Startregenereignisse gespült werden, sodass es für die Nutzpflanzen zu keiner Gefährdung durch zu hohe Salzgehalte im Filtersubstrat kommt.

Tabelle 19: Verdunstungsleistung HBF B

Monat	Evapotranspiration [m^3]	Niederschlag [m^3]	Bilanz [m^3]	Durchschnittliche Ablaufmenge [m^3/d]
Januar	35,2	23,3	11,9	5,3
Februar	37,3	16,6	20,7	5,0
März	39,4	14,1	25,4	4,8
April	42,7	18,5	24,2	4,9
Mai	45,0	19,2	25,8	4,8
Juni	46,4	15,3	31,1	4,7
Juli	46,2	6,5	39,6	4,4
August	45,0	10,4	34,6	4,5
September	43,2	16,3	26,9	4,8
Oktober	40,8	21,3	19,5	5,0
November	37,8	35,9	1,8	5,6
Dezember	35,6	29,1	6,5	5,5

6.3.4. Versickerung

Tabelle 20 stellt die nötige Länge des Versickerungsgrabens für Abschnitt B dar. Wie im vorangehenden Kapitel erläutert, muss die Leistung der Versickerungsanlage auf den Wert des Zulaufvolumens des Filters ausgelegt werden, da in dem regenreichen Monat November das Ablaufvolumen gleich dem Zulaufvolumen ist. Die Tabelle 20 zeigt auf,

Tabelle 20: Eingangparameter und Ergebnisse der Versickerungsanlage B

Bezeichnung	Wert	Einheit	Bezug
Tägliche Zulaufmenge	5690	l/d	Tabelle 15
Spitzenzufluss	$0,26 \cdot 10^{-3}$	m^3/s	Tabelle 17
k_f -Wert	$5,13 \cdot 10^{-5}$	m/s	Kapitel 4.3
Grabentiefe	0,5	m	gewählt
spezifisch erforderliche Sickerfläche	5,1	m^2	Formel (8)
mindestens erforderliche Sickerfläche	37,9	m^2	Formel (9)
Nötige Grabenlänge	37,9	m	Formel (10)

dass die mindestens erforderliche Sickerfläche gewählt werden muss. Anhand der Formel (10) lässt sich berechnen, dass somit die Länge des Sickergrabens mindestens 37,9 m betragen muss. Aufgrund des Formates der gelieferten Rohrstücke werden 4 Gräben mit 10 m Länge und einem Gefälle von 1:500 ausgehoben, wobei die Gräben bis 10 cm über dem Drainagerohr mit Mittelkies verfüllt und anschließend mit Aushub abgedeckt werden. Da die vier Stränge auf der selben Höhe liegen, können diese am Ende des Grabens verbunden und mit einer gemeinsamen Belüftung versehen werden.

6.4. Abschnitt C

Die Ermittlung der Abwasserlast in Abschnitt C erfolgt über die Tabellen 7 und 8 in 5.1. Aufgrund des ganztäglichen Betriebs des Waisenhauses und der Bäckerei kann für

Tabelle 21: Abwasserlast Abschnitt C

Gebäude	Nutzer		Verbrauch [l/d]	CSB [mg/l]
	Kinder	Erwachsene		
B10	35		875	1200
B12	30		750	1200
B14-B	20		500	1200
B14	9	2	255	600
B15	9	2	255	600
B16	9	2	255	600
N1	9	2	390	800
N2	9	2	390	800
N3	9	2	390	800
Küche			300	1200
Bäckerei			500	4000
Lavoir			900	1500
Σ	147	13	5760	\emptyset 1329

den Spitzenfaktor $x_{Q_{max}}=10$ angenommen werden, was einem Peakfaktor von $k_1=2,4$ entspricht.

6.4.1. Kanalnetz

Tabelle 22 stellt die Eingangsparameter und die Ergebnisse für die Kanalnetzberechnung in Abschnitt C dar, berechnet nach den Formeln (13), (14) und (15). Der Leitungsverlauf ist der Zeichnung im Anhang D zu entnehmen.

Tabelle 22: Eingangsparameter und Ergebnisse Kanalnetz C

Bezeichnung	Wert	Einheit	Bezug
Tägliches Zulaufvolumen	5760	l/d	Tabelle 21
Gesamtlänge Kanal	296	m	Anhang D
Anzahl Revisionsöffnungen	7		Anhang D
Spitzenzufluss	0,167	l/h	Formel (14)
Mindestgefälle Rohrsohle	1,3	%	Formel (15)
Mindestrohrdurchmesser	27	mm	Formel (13)
Gewählter Rohrdurchmesser	100	mm	

6.4.2. Anaerober Tauchwandreaktor

Tabelle 23 stellt die Parameter für den ABR in Abschnitt C dar.

Tabelle 23: Eingangsparameter, gewählte Größen und Ergebnisse ABR C

Bezeichnung	Wert	Einheit	Bezug
Tägliche Zulaufmenge	5760	l/d	Tabelle 21
Zulaufkonzentration	1329	mg CSB/l	Tabelle 21
Spitzenzufluss	0,16	l/s	
Anzahl Tauchwandkammern	5		gewählt
Höhe Wasserspiegel	1,5	m	gewählt
Reaktorbreite	1,4	m	gewählt
Länge Aufströmkammer	0,6	m	gewählt
Länge Tauchkammer	0,2	m	gewählt
Maximale Aufströmgeschwindigkeit	0,69	m/h	Formel (3)
Reaktorvolumen	8,4	m ³	Formel (5)
HRT	33,3	h	Formel (1)
Ablaufkonzentration	240	mg CSB/l	Formel (2)
Wirkungsgrad CSB	81,9	%	

Der ABR C wurde im Gegensatz zu ABR B für geringere Jahresschwankungen und geringere Spitzenlasten ausgelegt. Das Abwasser der Bäckerei wird jedoch einen hohen Anteil an langsam absetzbaren Schwebstoffen und einen hohen CSB-Wert mit sich bringen. Das Grauwasser der Wäscherei enthält biologisch schwer abbaubare Inhaltstoffe mit hohem CSB:BSB-Verhältnis, zudem werden die verwendeten Waschmittel toxische Wirkung auf die Biologie des ABR haben. Für das CSB:BSB-Verhältnis der Zulaufs wird deshalb ein Wert von 2,5 angenommen. Deshalb wurde zum einem der ABR mit 5 Kammern ausgelegt, dass sich eine differenziertere und stabilere Biologie bilden kann. Die erste Kammer wird als "Settler" mit einem Volumen von 3,2 m³ größer dimensioniert, so ergibt sich in der ersten Kammer eine HRT von 5,5 h. Die Aufströmgeschwindigkeit wird auf einen geringen Wert von 0,69 m/h ausgelegt, um einen möglichst hohen Rückhalt an Schwebstoffen zu erreichen. Darüber hinaus wurde der Aufströmbereich der letzten Kammer auf eine Länge von 1 m erweitert, wodurch sich dort eine nochmals reduzierte Aufströmgeschwindigkeit von $v_{up} = 0,41$ m/h ergibt. Die vorgegebenen geometrischen Verhältnisse von Reaktorbreite zu Reaktorhöhe und Fläche der Abströmkammer zu Aufströmkammer wurden dabei eingehalten, sodass sich die gewünschten Strömungsverhältnisse ergeben. Im Ablaufstutzen des ABR wird eine "AFS-Bürste" installiert, welche bei unvorhersehbaren Stoßbelastungen einen erhöhten Abtrieb von Schwebstoffen verhindert. Für die Kalkulation wurde für das Entschlammungsintervall ein Wert von 18 Monaten angenommen. Der ABR wird mit den in Haiti üblichen Baustoffen und Techniken konstruiert, so werden die Bodenplatte und Deckplatte mit Stahlbeton gegossen und die Seiten- und Trennwände aus Backsteinen gemauert. Eine technische Zeichnung des ABR C befindet sich im Anhang E.

6.4.3. Horizontal durchströmter Bodenfilter

Die Tabelle 24 stellt die gewählten Parameter für den Filter dar.

Tabelle 24: Eingangsparameter, gewählte Parameter und Ergebnisse HBF C

Bezeichnung	Wert	Einheit	Bezug
Tägliches Zulaufvolumen	5760	l/d	Tabelle 21
Zulaufkonzentration	240	mg CSB/l	Tabelle 21
Tägliche Schmutzfracht	1382	gCSB/d	Formel (6)
k_f, b Mittelkies	10^{-2}	m/s	Tabelle 6
k_f, b -Wert Mittelsand	$5 \cdot 10^{-4}$	m/s	Tabelle 6
Höhe der Filterschicht	0,9	m	gewählt
Fließlänge	9,6	m	gewählt
Nötige Filterfläche nach hydraulischer Bemessung	144	m ²	Tabelle 4
Nötige Filterfläche nach organischer Bemessung	86,4	m ²	Tabelle 4
Nötige Anströmfläche bei Mittelsand	4,7	m ²	Formel (7)
Nötige Breite des Filters	5,3	m	

Der Filter wird nach der hydraulischen Bemessung auf eine Fläche von 144 m² ausgelegt, dabei beträgt die Länge des Filters 9,6 m, die Breite 15 m. Bei einer gewählten Filterhöhe von 0,9 m, ergibt sich für die Anströmfläche ein Wert von 13,5 m². Wie in Kapitel 3.3.1 erläutert, kann somit davon ausgegangen werden, dass der Bodenfilter eine Kohlenstoffelimination bezogen auf den CSB von 85% erreicht. So ergeben sich Ablaufwerte im Bereich von 36 mg CSB/l, der Gesamtwirkungsgrad bezogen auf den CSB-Abbau der Anlage C beträgt rechnerisch also 97%.

Die Abdichtung der Filtersohle erfolgt durch eine Verdichtung des sandigen Schluffes gemäß DWA 262 mit einer Lage von mindestens 30cm. Die Filterwände werden mit einem senkrechten Böschungswinkel mit vor Ort hergestellten Lehmblöcken aufgebaut. Durch diese Bauweise kann sichergestellt werden, dass die Wandung des Filters wasserundurchlässig und dadurch ein aufgestauter Betrieb möglich ist.

Die Verdunstungsleistung der HBF C mit Schilf und Blumenbepflanzung ($k_s = 0,85$) mit ganzjähriger Vegetation errechnet sich mit Formel (11) und den Daten aus Tabelle A. Die Ergebnisse sind in Tabelle 25 dargestellt. In den Monaten Oktober bis einschließlich Februar zuzüglich April ist erkennbar, dass die durchschnittliche tägliche Ablaufmenge höher ist als die Zulaufmenge. Wird der Filter im Betrieb beispielsweise 20 cm eingestaut, besteht in dem Porenvolumen des Filtersandes ein Puffervolumen von ca. 20 m³, zudem ist über dem Filter ein Freibord von nochmals 10cm angesetzt, welches über ein Volumen von 14,5 m³ verfügt. Torrentielle Niederschläge im November könnten jedoch trotzdem zu einem Überlaufen des Filterbeetes führen, deshalb wird ein Überlauf oberhalb des Freibordes installiert, um in jedem Falle einen Rückstau in den ABR zu verhindern.

Tabelle 25: Verdunstungsleistung HBF C

Monat	Evapotranspiration m^3	Niederschlag m^3	Bilanz m^3	Durchschnittliche Ablaufmenge m^3/d
Januar	15,3	23,6	-8,3	6,0
Februar	16,2	16,8	-0,6	5,8
März	17,1	14,3	2,9	5,7
April	18,6	18,7	-0,2	5,8
Mai	19,6	19,4	0,1	5,8
Juni	20,2	15,6	4,6	5,6
Juli	20,1	6,6	13,4	5,3
August	19,5	10,5	9,0	5,5
September	18,8	16,6	2,2	5,7
Oktober	17,7	21,6	-3,9	5,9
November	16,4	36,4	-20,0	6,4
Dezember	15,5	29,5	-14,0	6,2

6.4.4. Versickerung

Die Versickerungsanlage kann auf den Wert des täglichen Zulaufvolumens ausgelegt werden, da zu einem, wie bereits in Kapitel 6.1 erwähnt, die Ergebnisse der durchschnittlichen täglichen Ablaufmenge in Tabelle 25 auf der Datenlage von monatlichen Durchschnittswerten liegen und das zeitliche Auftreten und die Niederschlagsmenge einzelner Regenereignisse nicht inbegriffen sind. Zum anderen besitzt der Bodenfilter ein hohes Puffervolumen, sodass einzelne Regenereignisse gleichmäßig werden. Tabelle 26 zeigt

Tabelle 26: Eingangsparameter und Ergebnisse der Versickerungsanlage C

Bezeichnung	Wert	Einheit	Bezug
Tägliches Zulaufvolumen	5760	l/d	Tabelle 21
Spitzenzufluss	$0,16 \cdot 10^{-3}$	m^3/s	Tabelle 23
k_f -Wert	$5,13 \cdot 10^{-5}$	m/s	Kapitel 4.3
Grabentiefe	0,5	m	gewählt
spezifisch erforderliche Sickerfläche	3,1	m^2	Formel (8)
mindestens erforderliche Sickerfläche	38,4	m^2	Formel (9)
Nötige Grabenlänge	38,4	m	Formel (10)

auf, dass die mindestens erforderliche Sickerfläche gewählt werden muss. Anhand Formel (10) lässt sich berechnen, dass somit die Länge des Sickergrabens mindestens 38,4 m betragen muss. Aufgrund des Formates der gelieferten Rohrstücke werden 4 Gräben mit 10 m Länge und einem Gefälle von 1:500 ausgehoben.

7. Ergebnisse

Die in der Zielsetzung formulierten Fragen konnten vor dem Planungsabschnitt beantwortet werden, sodass sich aufgrund der guten Anpassungsmöglichkeiten von anaeroben Tauchwandreaktoren auf die wechselnden hydraulischen und organischen Belastungen in den Abschnitten B und C für den dortigen Einsatz als Vorklärung entschieden wurde. Aufgrund des geringem Zulaufvolumens und den Bestand eines günstig positionierten septic tanks, wurde in Abschnitt A eine Mehrkammerabsetzgrube als Vorklärung gewählt. In allen drei Abschnitten wird als biologische Hauptstufe ein horizontal durchflossener Bodenfilter eingesetzt. Diese Art von Filter benötigt bei den gegebenen Bedingungen keine elektrische Energie, kann mit einfachen Mittel gebaut werden und benötigt nur einen sehr geringen Wartungsaufwand. Darüber hinaus kann bei dem speziellen Fall von Abschnitt A und B der Horizontalfilter kombiniert werden mit einer Bananenbepflanzung, welche zu hohen Verdunstungsraten führt und den Frischwasserverbrauch für die Bewässerung reduziert. In dem Abschnitt A belüftet sich die Summe der berechneten jährlichen Verdunstung der Bananenpflanzen auf 72m^3 , in Abschnitt B auf 283m^3 , insgesamt ergibt das ein Volumen von 355m^3 eingesparten Frischwassers.

Für die Kläranlage A ergibt sich mit einem geschätzten Zulaufvolumen von 975 l/d und einer Zulaufkonzentration von 1554 mg CSB/l und einer Ablaufkonzentration von 116 mg CSB/l , sodass der Wirkungsgrad bezogen auf den CSB-Abbau der Anlage A rechnerisch also $92,5\%$ beträgt. Für die Kläranlage B ergibt sich mit einem geschätzten Zulaufvolumen von 5690 l/d und einer Zulaufkonzentration von 1890 mg CSB/l und einer Ablaufkonzentration von 55 mg CSB/l , sodass der Wirkungsgrad bezogen auf den CSB-Abbau der Anlage B rechnerisch also $97,1\%$ beträgt. Für die Kläranlage C ergibt sich mit einem geschätzten Zulaufvolumen von 5760 l/d und einer Zulaufkonzentration von 1329 mg CSB/l und einer Ablaufkonzentration von 36 mg CSB/l , sodass der Wirkungsgrad bezogen auf den CSB-Abbau der Anlage C rechnerisch also $97,3\%$ beträgt.

Mit der gewählten Anlagenkonzeption und den daraus resultierenden prognostizierten Ablaufwerten werden alle geforderten Richtlinien eingehalten. Wie in den Grundlagen in Kapitel 3.3.1 kann jedoch zudem davon ausgegangen werden, dass es in den Bodenfiltern zudem zu einem Stickstoffabbau kommt und Phosphor adsorbiert wird.

Die Reduzierung der Keimbelastung in den Bananenfrüchten, deren Pflanzen in den Bodenfiltern A und B angebaut werden, ist rechnerisch ausreichend, sodass diese für den menschlichen Verzehr geeignet sind. Dies konnte auch durch den Prüfbericht zur mikrobiologischen Untersuchung der Bananenfrüchte bei dem identischen Anlagentyp in Madagaskar gezeigt werden. Jedoch wird auch hier empfohlen, die erste Bananenernte auf Keimbelastungen untersuchen zu lassen. Auch sollte die Ernte nur von ausgewiesenen Personal erfolgen.

Die Nutzung des Bodenfiltereffluents für die Bewässerung von anderen Nutzpflanzen wird nicht empfohlen. Durch die Abwasserbehandlungsmethode ergibt sich in Abschnitt B und C eine Keimzahlreduktion von 5 Zehnerpotenzen, eine anschließende unzureichende Bewässerungsmethode birgt eine Gefahr für die Menschen, die mit dem gereinigten Abwasser arbeiten. Besonders in Hinblick auf die Existenz von Cholera in Haiti, sollte ein solches Risiko nicht eingegangen werden und das Wasser ausschließlich versickert werden.

Mithilfe eines nachgeschalteten Schönungsteiches könnten die dafür geforderten Ablaufwerte erreicht werden, offene Wasserflächen wurden aber ausdrücklich nicht erwünscht. In der Vorklärung der drei Anlagen A, B und C entstehen ca. 4,5 m³/d Methangas, bei einem Energieinhalt von 10 kWh/m³ ergeben sich 45 kWh/d gasförmig gebundene Energie, die ungenutzt in Form von CH₄ in die Atmosphäre gelangen.

Anhand der Planung und der ermittelten Preise lässt sich eine Kostenkalkulation erstellen, die der weiteren Ausführungsplanung und der Budgetplanung des Gesamtprojekts einen Anhaltspunkt geben soll, in welchen Rahmen sich die Kosten für die Abwasserbehandlung befinden. Nach den Tabellen 28, 29 und 30 im Anhang C berechnen sich die gesamten Materialkosten auf 18.985,35 \$ US. Der Bauunternehmer Joubert hat zugesichert, dass er während der Bausphase von drei Monaten bis zu 10 Arbeitskräfte pro Tag zur Verfügung stellen kann, so ergeben sich bei einem Tageslohn von 6 \$ US und 60 Arbeitstagen Lohnkosten bis zu 3600\$ US. Die Arbeitskraft wird jedoch während dieser Zeit auch an den Arbeiten am Frischwassernetz und der Regenentwässerung gebunden sein. Für die Aushubarbeiten der ABR's und der Bodenfilter der Abschnitte B und C wird für den Preis von 2500 \$ US für eine Woche ein Bagger gemietet. Die Gesamtkosten belaufen sich also auf 25.085,35 \$ US zuzüglich einer Reserve von 20 % auf 30.102 \$ US. Von dem Gesamtbudget von 70.000 \$ US sind somit noch knapp 40.000 \$ für den Bereich der Frischwasser und Regenwasserplanung verfügbar.

8. Fazit

Die vorgestellten Ergebnisse basieren auf den Annahmen, die für das tägliche Abwasseraufkommen, die Zulaufkonzentrationen und den Spitzenfaktoren gemacht wurden. Diese basieren zum einen auf den Informationen, die während des Aufenthalts vor Ort gesammelt werden konnten, zum anderen auf Bemessungsgrundlagen und Datensätzen aus Deutschland, die auf einer wissenschaftlich fundierten Basis beruhen. Das Problematische dabei ist, dass Werte aus Deutschland auf das Nutzerverhalten in Haiti angewendet werden, sodass Unsicherheiten nicht ausgeschlossen werden können.

Dazu kann jedoch gesagt werden, dass die Abschätzung der hydraulischen Charakteristik nur gering abweichen kann, da einerseits der absolute Frischwasserbedarf bekannt ist und andererseits durch das bekannte Nutzungsverhalten und der Trennkanalisation die Spitzenfaktoren sehr gut abgeschätzt werden können. Im Gegensatz dazu werden die berechneten Zulaufkonzentration mit größeren Abweichungen behaftet sein, wobei jedoch davon ausgegangen wird, dass die Kolmationsgefahr in den Horizontalfiltern nur gering ist, weil die HBF's A und B aufgrund der Schulferien lange Betriebspausen haben und der HBF C nach der hydraulischen Bemessung mit 144 m^2 ausgelegt wurde. Somit ergibt sich dort nur eine geringe organische Belastung, weil nach der organischen Bemessung nur $86,4 \text{ m}^2$ nötig gewesen wären.

Mit der gewählten Anlagenkonzeption ist sichergestellt, dass die Abwasserströme ständig unterirdisch oder in geschlossenen Reaktorbehältern fließen. Trotzdem sind die Bodenfilter offene Systeme, bei denen ein Kontakt zwischen Mensch und Abwasser zustande kommen kann. Besonders in Hinblick darauf, dass sich die Bodenfilter A und B direkt auf dem Schul- und Waisenhausgelände befinden, sollten diese umzäunt und darauf geachtet werden, dass diese von den Kindern nicht betreten werden.

In Bezug auf den sparsamen und schonenden Umgang mit der Ressource Wasser kann dieses Projekt aufzeigen, dass eine Wiederverwendung des Abwassers für die Bewässerung und Düngung von Nutzpflanzen möglich ist, wobei aber bei der eigentlichen Reinigungsstufe kein kontinuierlicher Energiebedarf besteht und die Belastung der Umwelt durch die verbleibende Ablaufkonzentration auf ein Minimum reduziert wird. Jedoch sollte hierbei nicht in Vergessenheit geraten, dass neben dem Auslaufvolumen der Kläranlage noch das entstandene Biogas und der gebildete Schlamm der Vorklärung als Nebenprodukte des Reinigungsprozesses betrachtet werden müssen. Für die Entsorgung des Klärschlammes konnte ein Unternehmen gefunden werden, welches sich auf die Entleerung von septic tanks spezialisiert hat und über ausgebildetes Personal verfügt. Aus genannten Gründen wird das Biogas nicht aufgefangen, sodass hierbei Abstriche bei der ökologischen Verträglichkeit gemacht werden müssen. Wäre ein Zusammenschluss der Anlagen B und C möglich gewesen, wäre aufgrund der höheren organischen Beladung die Installation eines Faulbehälters als Vorklärung in Betracht gekommen.

Im Anschluss dieser Arbeit fliegt ein Team, bestehend aus dem Autor und einem Mitglied von Technik ohne Grenzen e. V., Anfang August 2016 nach Cap-Haitien, um mit den Baumaßnahmen zu beginnen. Vorab wurden bereits bei Gesprächen mit dem Bauunternehmer Joubert via Skype die Ausführungsplanung und das Baustellenmanagement begonnen. Die Einrichtung wird für die installierten Systeme eine Person einstellen, wel-

che für die Wartung zuständig ist. Mithilfe der Beschreibung der Funktionsweise in der Arbeit kann das Wartungspersonal geschult werden, sodass eine langfristige Funktionsfähigkeit der Anlagen sichergestellt werden kann.

Rückblickend kann gesagt werden, dass die Erarbeitung des Abwasserkonzepts für die Einrichtung zunächst aufgrund einer Vielzahl von unbekanntem Variablen schwierig war, sodass man sich darauf einstellen musste, dass es im Laufe des Planungsprozesses eine ständige Veränderung der Eingangsgrößen gibt. So war es bis Anfang Juli unklar, ob die Nutzung des Kapellengeländes für die Errichtung eines Bodenfilters überhaupt freigegeben sein wird. Hier konnte jedoch durch die Wahl der Bepflanzung des Filters ein Kompromiss eingegangen werden. Kompromisse dieser Art mussten auch bei den Absprachen mit TeoG, AüG und den Bauunternehmer Joubert allzu oft gefunden werden. Abschließend soll jedoch hier ein großes Lob und höchste Anerkennung für den engagierten Einsatz der Vereine und den Menschen in der Einrichtung ausgesprochen werden.

Aus der heutigen Sicht kann davon ausgegangen werden, dass die Kläranlagen nach der veranschlagten dreimonatigen Bauphase Anfang November in Betrieb gehen können. Besonders in Hinblick darauf, dass Teile der Anlagen auf einem Schulgelände stehen und damit schon fast als Demonstrationsanlage zur naturnahen Abwasserbehandlung gelten, erhofft sich der Autor insgeheim, einen kleinen Teil zur strukturellen Verbesserung der Abwasserbehandlung in Haiti beitragen zu können.

Literatur

- [AquaNostra, 2016] AquaNostra (2016). Unveröffentlichte erfahrungswerte.
- [Bakalian, 1994] Bakalian, Albert Wright, R. O. (1994). *Simplified sewerage : design guidelines*. UNDP-World Bank Water and Sanitation Program.
- [Barber, 1999] Barber (1999). *The use of the anaerobic baffled reactor (ABR) for wastewater treatment: a review*, volume 33. Water Research.
- [BDZ, 2013] BDZ (2013). *Investitions- und Betriebskosten von Kleinkläranlagen*. Bildungs- und Demonstrationszentrum für dezentrale Abwasserbehandlung e. V.
- [Bischof, 1993] Bischof, W. (1993). *Abwassertechnik*. Teubner.
- [BMJV, 2014] BMJV (2014). *Verordnung über Anforderungen an das Einleiten von Abwasser in Gewässer*. Bundesministerium der Justiz und für Verbraucherschutz,.
- [Boopathy, 1998] Boopathy, R. (1998). *Biological Treatment of swine waste using anaerobic baffled reactors*. Bioresource Technology.
- [BORDA, 2009] BORDA (2009). *Decentralised Wastewater Treatment Systems (DEWATS) and Sanitation in Developing Countries: A Practical Guide*. WEDC.
- [BORDA, 2013] BORDA (2013). *Applicability of DEWATS in Urban Neighborhoods of the Port-au-Prince Metropolitan Area*. WEDC.
- [CIAT, 2012] CIAT (2012). *DRAFT summary of legislation and regulatory text for urban development in Haiti*. Ministerial Committee for Territorial Planning.
- [Denne, 1984] Denne, W. Czysz, H. R. (1984). *Abwassertechnologie: Entstehung, Ableitung, Behandlung, Analytik der Abwässer*.
- [Detlef Schwager, 2013] Detlef Schwager, Björn Pietruschka, R. W. S. L. (2013). *Anaerobe Tauchwand-Reaktoren*. Universität Leipzig - Institut für Infrastruktur und Ressourcenmanagement.
- [DINEPA, 2011] DINEPA (2011). *Réforme du Secteur de l'Eau Potable et de l'Assainissement en Haïti: Les Services Publics d'Alimentation en Eau Potable et d'Assainissement*. Direction Nationale de l'Eau Potable et de l'Assainissement.
- [DINEPA, 2012] DINEPA (2012). *Haitian National Sanitation Strategy Document*. Direction Nationale de l'Eau Potable et de l'Assainissement.
- [DWA, 2013] DWA (2013). *Arbeitsblatt DWA-A 272 Grundsätze für die Planung und Implementierung Neuartiger Sanitärsysteme (NASS)*. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.
- [Fehr, 2003] Fehr, Günther Geller, D. G. (2003). *Bewachsene Bodenfilter als Verfahren der Biotechnologie*. Umweltbundesamt.

- [Foxon, 2004] Foxon, B. (2004). *The anaerobic baffled reactor (ABR): An appropriate technology for on-site sanitation*. University of Kwazulu Natal.
- [Foxon, 2007] Foxon, C. B. (2007). *Guidelines for the implementation of anaerobic baffled reactors for on-site or decentralised sanitation*. University of Kwazulu Natal.
- [Hassib, 2015] Hassib (2015). *EXPOVAL Statutsseminar: Besondere Umsetzungspotentiale in Entwicklungsländern*. GIZ.
- [Hesse, 2001] Hesse, T. (2001). *Bau und Erprobung eines mit Weiden bewachsenen Beetes zur Nährstoffnutzung und Verdunstung von vorgereinigten Abwässern*.
- [Hiemesch, 2016] Hiemesch, H. (2016). *Merkblatt Durchlässigkeitsbeiwert*
 URL: <http://www.igewa.de/merkblaetter/durchlaessigkeitsbeiwert/durchlaessigkeitsbeiwert.pdf>
 abgerufen am: 20.05.2016. Ingenieurbüro für Geotechnik und Wasser.
- [König, 2000] König (2000). *Biologisch aktivierte Abscheideranlage für Bäckereiabwasser*. Abwasser König.
- [Koch, 2016] Koch, M. (2016). *Skript Ingenieurhydrologie* URL: http://www.uni-kassel.de/fb14/geohydraulik/Lehre/Hydrologie_I/skript/IngHydro5.pdf abgerufen am: 18.06.2016. Uni Kassel.
- [Konrad Zilch, 2014] Konrad Zilch, C. J. D. (2014). *Wasserbau, Siedlungswasserwirtschaft, Abfalltechnik*. Springer Berlin Heidelberg.
- [Koottatep, 2004] Koottatep, T. M. (2004). *Potential of the anaerobic baffled reactor as decentralized wastewater treatment system in the tropics*. EAWAG.
- [Lack, 2006] Lack, W. (2006). *Abwasserreinigung mit Pflanzen - Bauanleitung für 4 bis 4000 Einwohner*. ökobuch.
- [Lange, 2010] Lange, R. (2010). *Exportorientierte Forschung und Entwicklung auf dem Gebiet der Wasserver- und -entsorgung: Abwasserbehandlung und Wasserwiederverwendung. Leitfaden zur Abwassertechnologie in anderen Ländern*. Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft und Umwelttechnik.
- [Lesikar, 1999] Lesikar, B. (1999). *Evapotranspiration Bed*. Texas Agricultural Extension Service.
- [Mara, 2001] Mara, Andrew Sleigh, K. T. (2001). *PC-based Simplified Sewer Design*. Leeds University.
- [Martin Oldenburg, 2008] Martin Oldenburg, F. M. (2008). *Begrifflichkeiten und Kennzahlen zur Zusammensetzung von Teilströmen neuartiger Sanitärssysteme*. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.

- [Merkel, 2016] Merkel, A. (2016). *Klima: Cap Haitien* URL: [http : //de.climate – data.org/location/3631/](http://de.climate-data.org/location/3631/), abgerufen am: 15.06.2016. Climate-Data.org.
- [NAB, 2013] NAB (2013). *Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden – Teil 1: Benennung und Beschreibung*. DIN - Normenausschuss Bauwesen.
- [Nasr, 2008] Nasr, Fayza A. Doma, H. S. N. H. F. (2008). *Treatment of domestic wastewater using an anaerobic baffled reactor followed by a duckweed pond for agricultural purposes*, volume 29. Springerlink.com.
- [NAW, 1999] NAW (1999). *DIN EN 12255-5 Kläranlagen - Teil 5: Abwasserbehandlung in Teichen*. DIN - Normenausschuss Wasserwesen.
- [NAW, 2002] NAW (2002). *DIN 4261 Kleinkläranlagen*. DIN - Normenausschuss Wasserwesen.
- [NAW, 2014] NAW (2014). *DIN 16323 - Wörterbuch für Begriffe der Abwassertechnik*; DIN Normenausschuss Wasserwesen.
- [Orozco, 1997] Orozco (1997). *Pilot and full-scale anaerobic treatment of low-strength wastewater at sub-optimal temperature (158C) with a hybrid plug flow reactor*.
- [PNNL, 2008] PNNL (2008). *Potential Evapotranspiration* URL: [http : //mepas.pnnl.gov/mepas/formulations/source_term/50/513/513.html](http://mepas.pnnl.gov/mepas/formulations/source_term/50/513/513.html) abgerufen am: 18.06.2016. Pacific Northwest National Laboratory, US. Department of Energy.
- [Préptit, 2015] Préptit, C. (2015). *Construction à Mapou/Cap-Haïtien de bâtiments scolaires pour l'Institution Notre Dame de la médaille miraculeuse Etude de micro zonage sismique*.
- [Reynaud, 2015] Reynaud, N. (2015). *Operation of Decentralised Wastewater Treatment Systems (DEWATS) under tropical field conditions*. TU Dresden.
- [Schwarz, 2003] Schwarz, M. (2003). *Vergleichende seuchenhygienisch-mikrobiologische Untersuchungen an horizontal und vertikal beschickten, bewachsenen Bodenfiltern mit vorgeschalteter Mehrkammerausfaulgrube bzw. einem als Grobstoff - Fang dienenden Rottebehälter (Rottefilter)*. FU Berlin.
- [Sennert, 2000] Sennert, H. (2000). *Entwicklung eines Verfahrens zur gemeinsamen Behandlung von häuslichen und gewerblichen Abwässern aus einer Bäckerei in einer Kleinkläranlage*. Deutschen Bundesstiftung Umwelt.
- [Tilley, 2008] Tilley, S. P. (2008). *Sanitation Systems & Technologies*. Sandeg.
- [von Sperling, 2005] von Sperling, C. (2005). *Biological wastewater treatment in warm climate regions*. IWA, London [etc.].

[WHO, 2006] WHO (2006). *Guidelines for the safe use of wastewater, excreta and grey-water - VOLUME II Wastewater use in agriculture*. World Health Organisation.

[WHO, 2015] WHO (2015). *Progress on Sanitation and Drinking Water: 2015 Update and Mdg Assessment*. World Health Organisation.

A. Klimadaten

Tabelle 27: Klimadaten Cap Haitien[Merkel, 2016][Koch, 2016]

Cap Haitien (19° 46' N, 72° 12' W)			
Monat	Niederschlag [mm]	Monatsmittel [°C]	Sonnenscheindauer theo. [h]
Januar	164	22,9	11
Februar	117	23,5	11,5
März	99	24	12
April	130	25,3	12,6
Mai	135	25,9	13,1
Juni	108	26,6	13,3
Juli	46	26,7	13,2
August	73	26,9	12,8
September	115	26,9	12,3
Oktober	150	26,6	11,7
November	253	25,1	11,2
Dezember	205	23,8	10,9
	Σ 1535	\emptyset 25,3	

B. Preislisten

Preisliste der Firma Alliance Distribution vom 01.04.2016			
PVC SCH40 4"	Tuyau PVC SCH40 4" x 20'	stk	\$ 48,75
DWV Elbow 4" x 45°	ERA DWV Elbow 4" x 45°	stk	\$ 2,70
DWV Elbow 4" x 90°	ERA DWV Elbow 4" x 90°	stk	\$ 3,70
DWV Tee 4"	ERA DWV Tee 4"	stk	\$ 4,95
DWV Y Tee 4"	ERA DWV Y Tee 4"	stk	\$ 6,60
PVC SCH40 1-1/4"	Tuyau PVC SCH40 1- 1/4" x 20'	stk	\$ 10,60
PVC DWV 4"	Tuyau PVC DWV 4" x 10'	stk	\$ 6,05
DWV Raccord 4"	ERA DWV Raccord 4"	stk	\$ 1,55
PVC SCH40 3"	PVC SCH40 3" x 20'	stk	\$ 33,75
DWV Elbow 3" x 45°	ERA DWV Elbow 3" x 45°	stk	\$ 1,55
DWV Elbow 3" x 90°	ERA DWV Elbow 3" x 90°	stk	\$ 1,90
PVC SCH40 2"	PVC SCH40 2" x 20'	stk	\$ 17,60
DWV Elbow 2" x 45°	ERA DWV Elbow 2" x 45°	stk	\$ 0,45
DWV Elbow 2" x 90°	ERA DWV Elbow 2" x 90°	stk	\$ 0,70
DWV Y Tee 2"	ERA DWV Y Tee 2"	stk	\$ 1,00
SCH40 Cap 4"	ERA SCH40 End Plug (cap)4"	stk	\$ 2,20
PVC-Primer	1/4 Gallons bucket	stk	\$ 6,40
PVC-Glue	1/4 Gallons bucket	stk	\$ 6,40

Baustoffe und Arbeitslohn Angebot vom 13.04.2016			
Zement	1 Sack Zement	42,5kg	\$ 7,50
Grobkies	d=20mm	5m ³	\$ 57,00
Feinkies	d=4mm	5m ³	\$ 81,00
Sand		5m ³	\$ 49,00
Bewehrung 1/2"	1/2" x 30 inches	stk	\$ 5,92
Bewehrung 3/8"	3/8" x 30 inches	stk	\$ 3,60
Backstein	20cm x 20cm x 40cm	stk	\$ 1,00
Bagger inkl. Fahrer		pro Tag	\$ 500,00
Arbeiter Tageslohn		pro Tag	\$ 6,00

Abbildung 10: Preislisten

Tabelle 28: Materialkosten Abschnitt A

Anlagenteil	Bezeichnung	Menge	Einheit	Kosten
MKG A	Zement	10	42,5kg	75
	Sand	0,1	5m ³	4,9
	Feinkies	0,2	5m ³	16,2
	Bewehrung 3/8"	100	stk	360
	Backstein	200	stk	200
HBF A	Grobkies	2	5m ³	114
	Feinkies	4	5m ³	324
	PVC SCH40 4"	2	stk	97,5
	Zement	1	42,5kg	7,5
	Backstein	20	stk	20
	DWV Tee 4"	2	stk	9,9
	DWV Elbow 4" x 90°	2	stk	7,4
Versickerung A	Grobkies	0,5	5m ³	28,5
	PVC SCH40 4"	2	lfdm	97,5
	DWV Tee 4"	1	stk	4,95
	DWV Elbow 4" x 90°	7	stk	25,9
	Kanalnetz A	PVC SCH40 4"	8	stk
DWV Elbow 4" x 45°		11	stk	29,7
DWV Elbow 4" x 90°		4	stk	14,8
DWV Tee 4"		3	stk	14,85
DWV Y Tee 4"		5	stk	33
DWV Raccord 4"		6	stk	9,3
PVC SCH40 2"		3	stk	52,8
DWV Elbow 2" x 90°		7	stk	3,15
DWV Elbow 2" x 90°		6	stk	4,2
DWV Y Tee 2"		3	stk	3
SCH40 Cap 4"		4	stk	8,8
Sand		1	5m ³	49
Gesamtsumme				2005,85\$

Tabelle 29: Materialkosten Abschnitt B

Anlagenteil	Bezeichnung	Menge	Einheit	Kosten
ABR B	Zement	45	42,5kg	337,5
	Sand	0,5	5m ³	24,5
	Mittelsand	1	5m ³	81,0
	Bewehrung 3/8"	463	stk	1666,8
	Backstein	1000	stk	1000,0
HBF B	Mittelkies	8	5m ³	456,0
	Mittelsand	20	5m ³	1620,0
	Zement	1	42,5kg	7,5
	Backstein	20	stk	20,0
	DWV Tee 4"	2	stk	9,9
	DWV Elbow 4" x 90°	5	stk	18,5
	PVC SCH40 4"	3	stk	146,3
Versickerung B	Mittelkies	4	5m ³	228,0
	PVC SCH40 4"	7	stk	341,3
	DWV Tee 4"	5	stk	24,8
	DWV Elbow 4" x 90°	7	stk	25,9
	Kanalnetz B	PVC SCH40 4"	7	stk
DWV Elbow 4" x 45°		4	stk	10,8
DWV Elbow 4" x 90°		4	stk	14,8
DWV Tee 4"		5	stk	24,8
DWV Y Tee 4"		2	stk	13,2
DWV Raccord 4"		5	stk	7,8
SCH40 Cap 4"		1	stk	2,2
Sand		1	5m ³	49,0
Gesamtsumme				6471,6

Tabelle 30: Materialkosten Abschnitt C

Anlagenteil	Bezeichnung	Menge	Einheit	Kosten
ABR C	Zement	50	42,5kg	375
	Sand	1,3	5m ³	63,7
	Mittelsand	1	5m ³	81
	Bewehrung 3/8"	576	stk	2073,6
	Backstein	1200	stk	1200
HBF C	Mittelkies	10	5m ³	570
	Mittelsand	20	5m ³	1620
	PVC SCH40 4"	3	stk	146,25
	Zement	1	42,5kg	7,5
	Backstein	20	stk	20
	DWV Tee 4"	2	stk	9,9
	DWV Elbow 4" x 90°	5	stk	18,5
Versickerung C	Mittelkies	4	5m ³	228
	PVC SCH40 4"	7	stk	341,25
	DWV Tee 4"	5	stk	24,75
	DWV Elbow 4" x 90°	7	stk	25,9
	Kanalnetz C	PVC SCH40 4"	53	stk
DWV Elbow 4" x 45°		55	stk	148,5
DWV Elbow 4" x 90°		8	stk	29,6
DWV Tee 4"		6	stk	29,7
DWV Y Tee 4"		21	stk	138,6
DWV Raccord 4"		40	stk	62
PVC SCH40 2"		2	stk	35,2
DWV Elbow 4" x 45°		8	stk	3,6
DWV Elbow 4" x 90°		8	stk	5,6
SCH40 Cap 4"		16	stk	35,2
DWV Y Tee 2"		4	stk	4
Sand		6	5m ³	294
PVC-Primer		26	stk	166,4
PVC-Glue		26	stk	166,4
Gesamtsumme				10507,9

C. Sonstiges

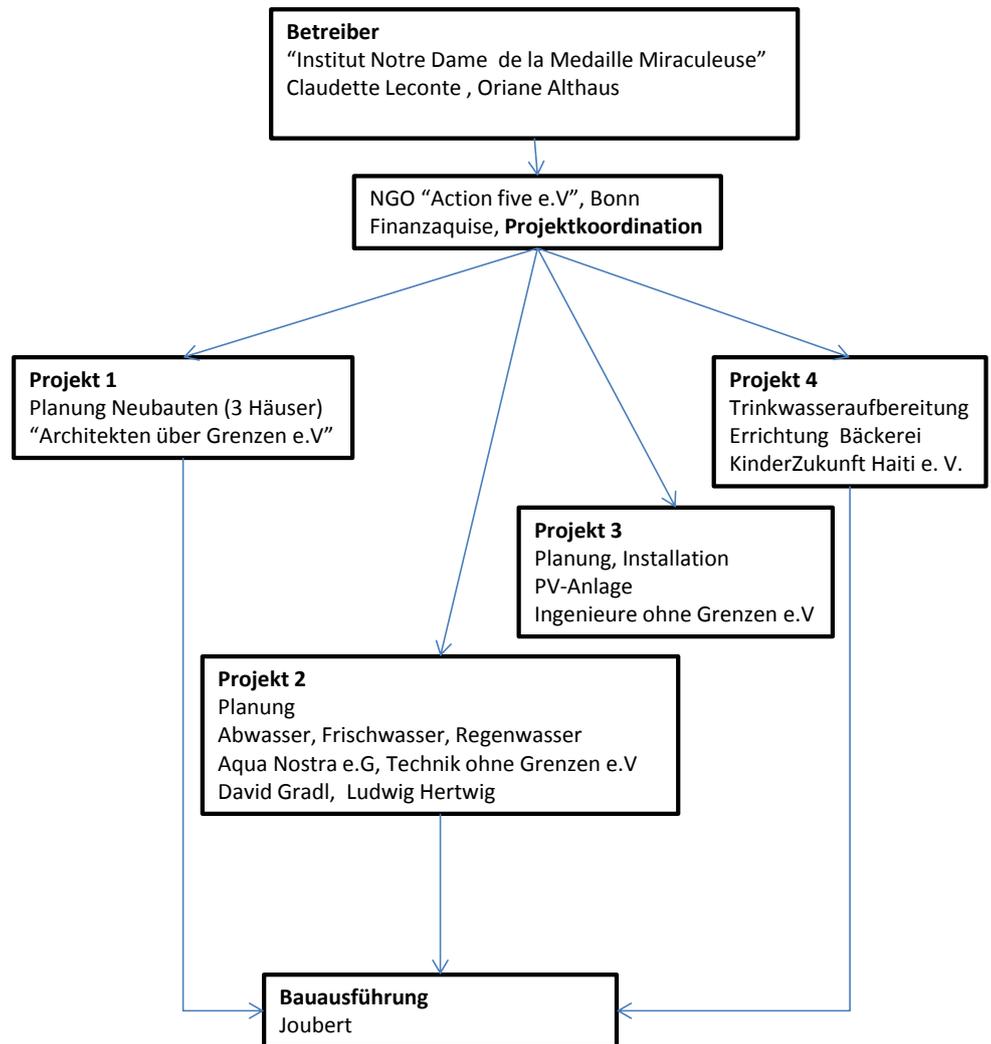


Abbildung 11: Organigramm des Projekts

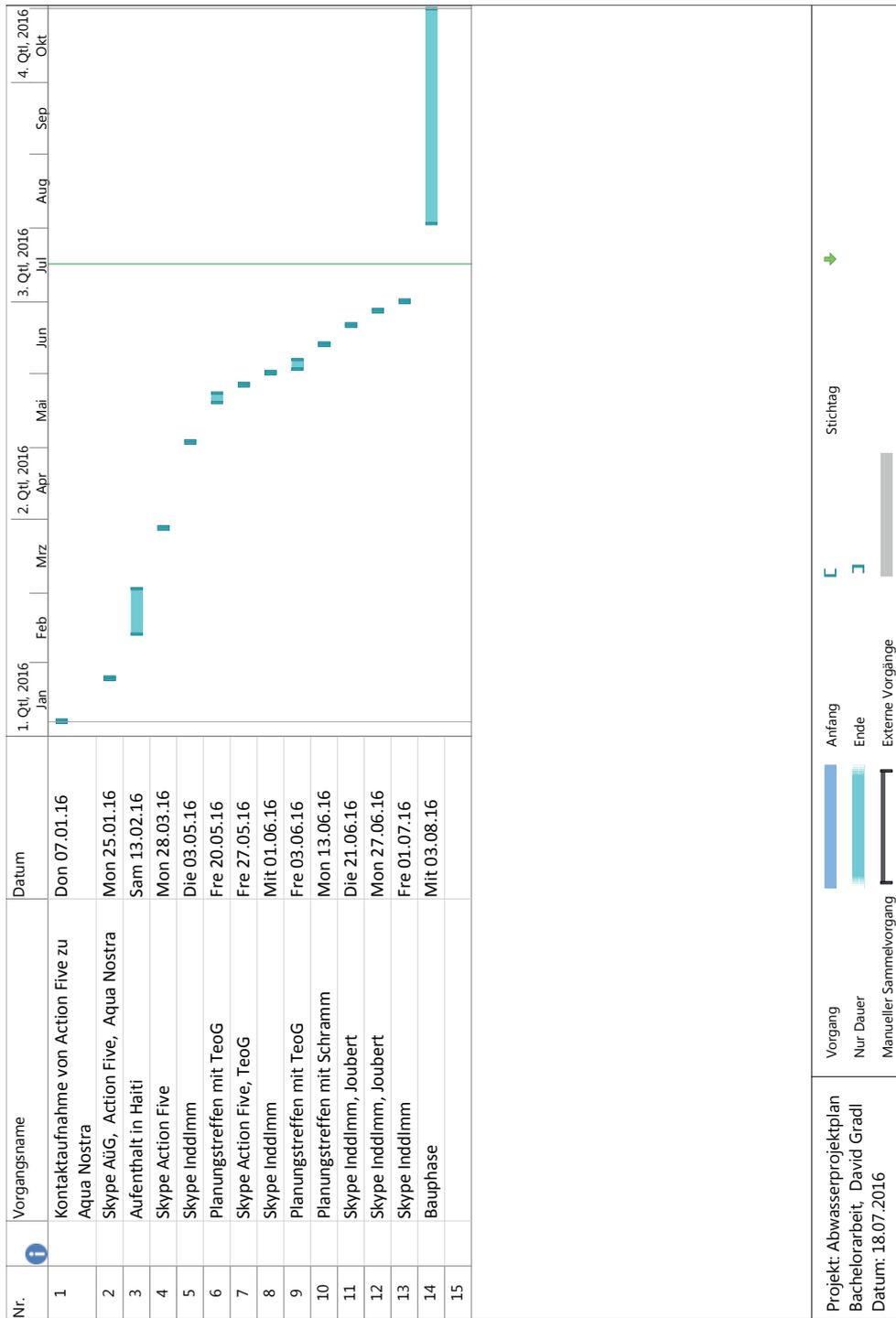


Abbildung 12: Projektplan



Limbach Analytics GmbH · Edwin-Reis-Straße 6-10 · 68229 Mannheim

Wasser ohne Grenzen e. V.
Herr Schöpa

Tollweg 37

04289 Leipzig

Ihr Ansprechpartner:
Sylvia Maronek

Tel.: 0621 496019-26

Fax: 0621 496019-40

s.maronek@labor-mannheim.de

Mannheim, 02.05.2016

Prüfbericht

Kunden-Nummer:	144-DE-500
Auftragsnummer:	1488
Probenummer:	1
Freigabedatum:	02.05.2016
Auftraggeber	Wasser ohne Grenzen e.V. Tollweg 37 04289 Leipzig
Probenbezeichnung:	getrocknete Bananen
Sonstiges:	Trocknung: 3 Tage in Solarofen bis zu 140°C
Herkunftsland:	Madagaskar
Probenahme:	durch Auftraggeber (M. Herrmann)
Entnahmedatum:	-
Probeneingang:	26.04.2016, 9:30 h
Untersuchungszeitraum:	26.04.2016 - 02.05.2016

Durch die Deutsche Akkreditierungsstelle (Dakks) nach DIN EN ISO/IEC 17025:2005 akkreditiertes Prüflaboratorium.

Registrierungsnummer: D-PL-20185-01-00. Die Akkreditierung gilt für die in der Urkunde aufgeführten Prüfverfahren.

Limbach Analytics GmbH Geschäftsführer: Sitz der Gesellschaft: Mannheim

HypoVereinsbank

Labor Mannheim Dr. Gerold Appelt Registergericht:

IBAN: DE77670201900023091771

Edwin-Reis-Straße 6-10

Amtsgericht Mannheim | HRB 720967

BIC: HYVEDEMM489

68229 Mannheim

Ust-IdNr.: DE298564631

Seite 1 von 4

Abbildung 13: Prüfbericht der Bananen aus Madagaskar, Seite 1 [AquaNostra, 2016]



Auftragsnummer: 1488

Probennummer : 1

Prüfergebnis:

Eingangstemperatur: 20,3 °C
 Verpackung: Kunststoffbeutel
 Anzahl: 1
 Probenmenge: 44 g

Mikrobiologische Untersuchungen:

Parameter	Prüfmethode	Einheit	Prüf- ergebnis	Richtwert ¹⁾	Warnwert ¹⁾
Enterobacteriaceae	§ 64 LFGB L 00.00-133/2	KBE/g	< 1 · 10 ¹	1 · 10 ²	1 · 10 ³
E. coli	§ 64 LFGB L 01.00-25	KBE/g	< 1 · 10 ¹	1 · 10 ¹	1 · 10 ²
STEC/VTEC/EHEC	§ 64 LFGB L 00.00-92 Nachweis mittels PCR ²⁾	/25 g	n.n.	-	

n.n. = nicht nachweisbar

¹⁾ analysiert durch MVZ Labor Dr. Limbach und Kollegen im Unterauftrag

²⁾ DGHM, Richt- und Warnwerte für Trockenfrüchte, Stand: Mai 2016

Chemische Untersuchungen:

Untersuchung auf Schwermetalle

Parameter	Prüfmethode	Einheit	Prüf- ergebnis	Höchstgehalt
Blei	DIN EN ISO 17294, ICP-MS	mg/kg	0,17	0,50 mg/kg (VO 1881/2006) ³⁾
Cadmium	DIN EN ISO 17294, ICP-MS	mg/kg	< 0,01	0,25 mg/kg (VO 1881/2006) ³⁾
Arsen	DIN EN ISO 17294, ICP-MS	mg/kg	0,01	
Quecksilber	DIN EN 12846, AAS	mg/kg	< 0,01	⁴⁾

n.n. = nicht nachweisbar; VO = Verordnung

³⁾ Verordnung (EG) Nr. 1881/2006; Früchte, Höchstgehalt umgerechnet mit Trocknungsfaktor gemäß dem Bundesverband Naturkost Naturwaren (BNN): Faktor 5 für Trockenfrüchte ; ⁴⁾ siehe Beurteilung

Höchstgehaltüberschreitung:

ja () nein (X)

Beurteilung:

Enterohämorrhagische Escherichia coli (EHEC) werden synonym als Shigatoxin-produzierende E. coli (STEC) oder als Verotoxin bildende E. coli (VTEC) bezeichnet. Sie gelten als humanpathogen. Gegenwärtig ist noch nicht bekannt, welche Eigenschaften einen STEC/VTEC zum EHEC machen, so dass alle STEC/VTEC aus Gründen der Lebensmittelsicherheit als potentielle EHEC betrachtet werden müssen. Mittels Nukleinsäure-Nachweis (PCR) wurde EHEC-DNA nicht nachgewiesen.

Im Rahmen der durchgeführten mikrobiologischen Untersuchungen entspricht die vorliegende Probe den Richt- und Warnwerten der Deutschen Gesellschaft für Hygiene und Mikrobiologie (DGHM) für Trockenfrüchte (Stand: Mai 2016).

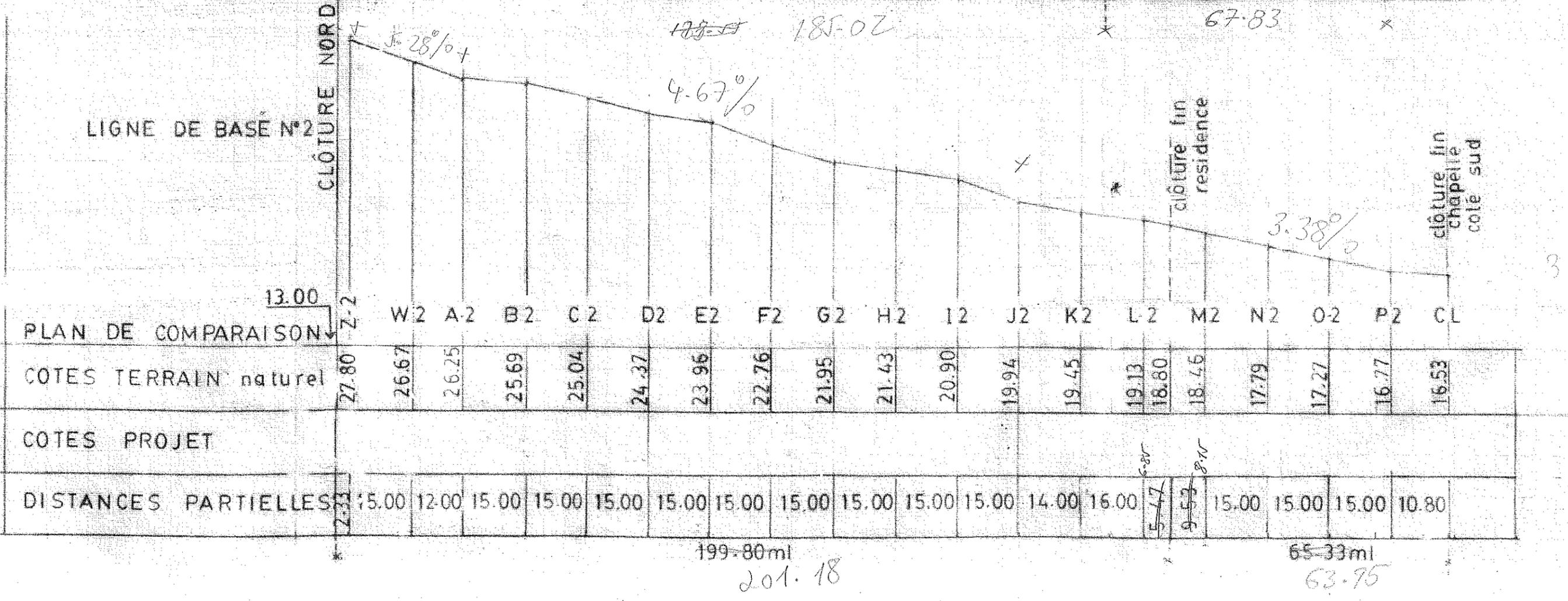
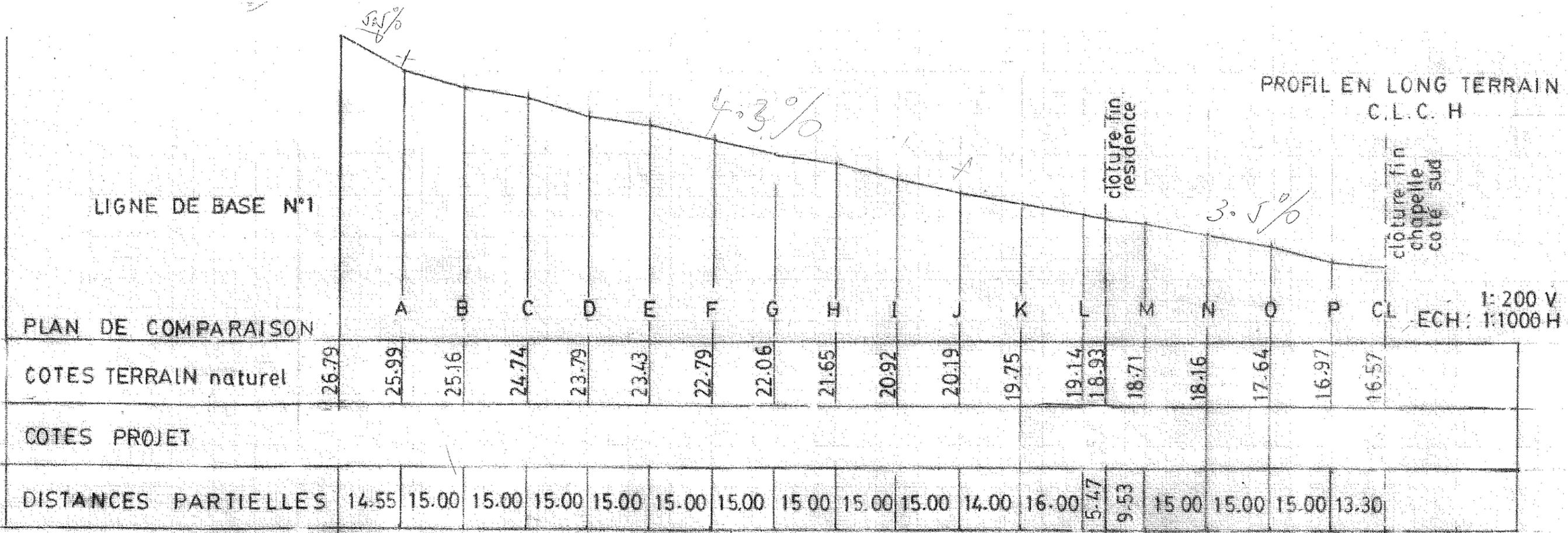
Im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen entspricht die vorliegende Probe hinsichtlich der Gehalte an Blei und Cadmium, unter Berücksichtigung eines Trocknungsfaktors von 5, den Anforderungen der Verordnung (EG) Nr. 1881/2006 zur Festsetzung der Höchstgehalte für bestimmte Kontaminanten in Lebensmitteln in der zurzeit geltenden Fassung.

Jedes Prüfergebnis unterliegt der Messunsicherheit. Informationen erhalten Sie durch das Qualitätsmanagement unseres Labors. Die Prüfergebnisse beziehen sich ausschließlich auf die o.g. Prüfgegenstände. Ohne Genehmigung darf dieser Bericht nicht auszugsweise veröffentlicht oder vervielfältigt werden. Es gelten die Allgemeinen Geschäftsbedingungen (AGB) Stand August 2015, sofern nicht andere Regelungen vereinbart sind. Die aktuellen AGB können Sie jederzeit bei uns anfordern.

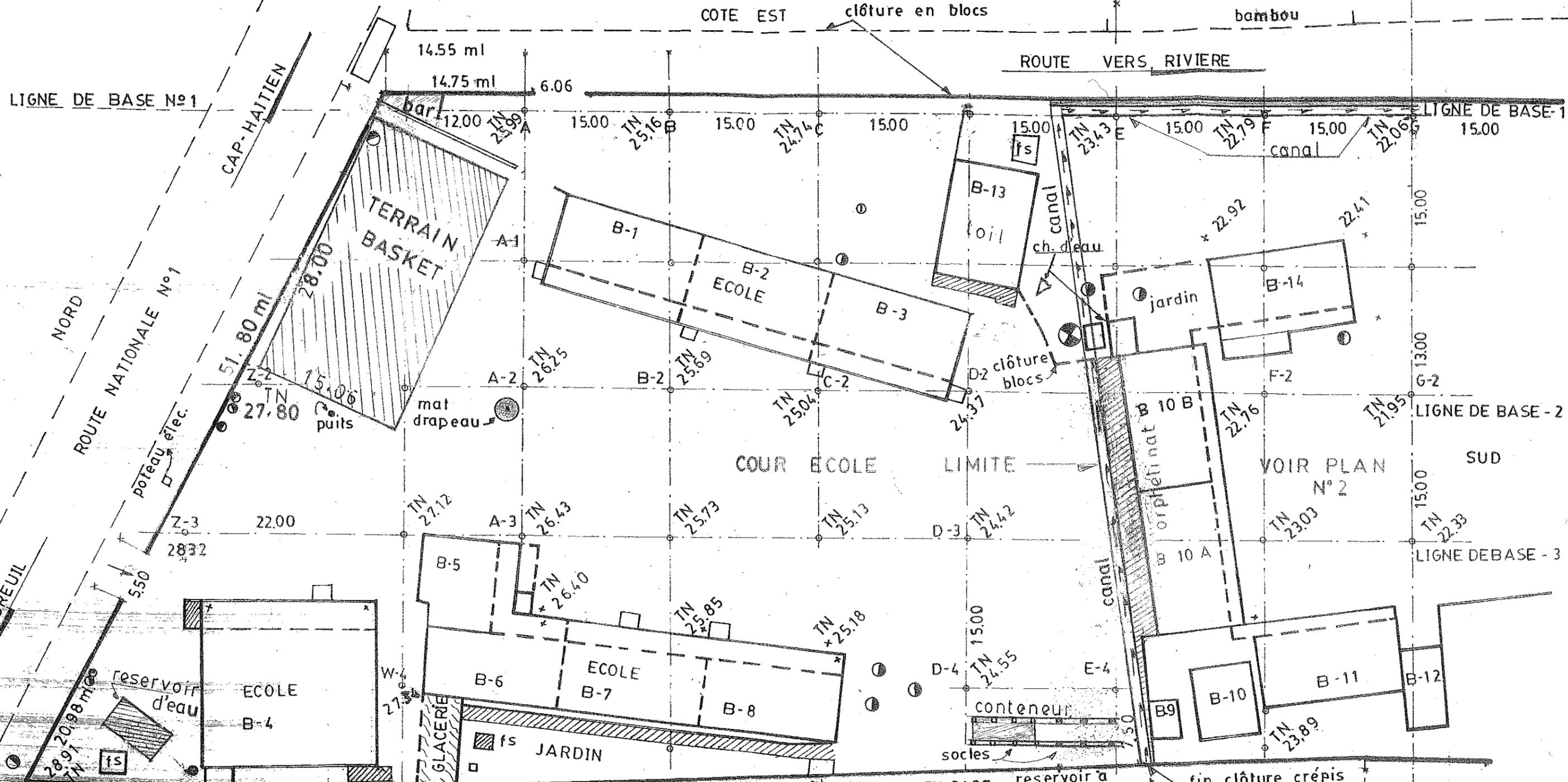
Abbildung 14: Prüfbericht der Bananen aus Madagaskar, Seite 2 [AquaNostra, 2016]

D. Lagepläne

Inhalt	Seite
Höhenprofil des Geländes (gez. A. J. Vineus)	76
Planabschnitt 1 PL-01 (gez. A. J. Vineus)	77
Planabschnitt 2 PL-02 (gez. A. J. Vineus)	78
Planabschnitt 3 PL-03 (gez. A. J. Vineus)	79
Lageplan Abschnitt A (gez. David Gradl)	80
Lageplan Abschnitt B (gez. David Gradl)	81
Lageplan Abschnitt C-Teil 1 (gez. David Gradl)	82
Lageplan Abschnitt C-Teil 2 (gez. David Gradl)	83



VUE EN PLAN TERRAIN CL.C.H.



B-1 à B-3
Long = 42,10 m
larg = 7,35 m + 200 m = 9,35 m
galerie ↗

MAISON B-4
Long = 17,70 m
larg = 13,65 m + 305 = 16,70 m
galerie ↗

MAISON B-5
Long = 7,35 m
larg = 7,35 m + 205 m = 9,40 m
galerie ↗

B-6 à B-8
Long = 42,15 m
larg = 7,20 m + 200 m = 9,20 m
galerie ↗

B-9 =

109,62 ml

B-10
Long = 7,10 m ; larg = 6,20 m

B 10 A - B 10 B
Long = 13,76 m
larg = 7,40 + 135 m = 8,75 m
galerie ↗

B-10 B : Long = 14,17 m
larg = 7,40 m + 135 m = 8,75 m
galerie ↗

109,62 ml

B-11 Long = 13,90 m
larg = 7,30 m + 155 m = 8,88 m
galerie ↗

B-12 Long = 8,00 m
larg = 4,00 m

12-A : Long = 14,20 m
larg = 6,80 m + 1,70 m = 8,50 m
galerie ↗

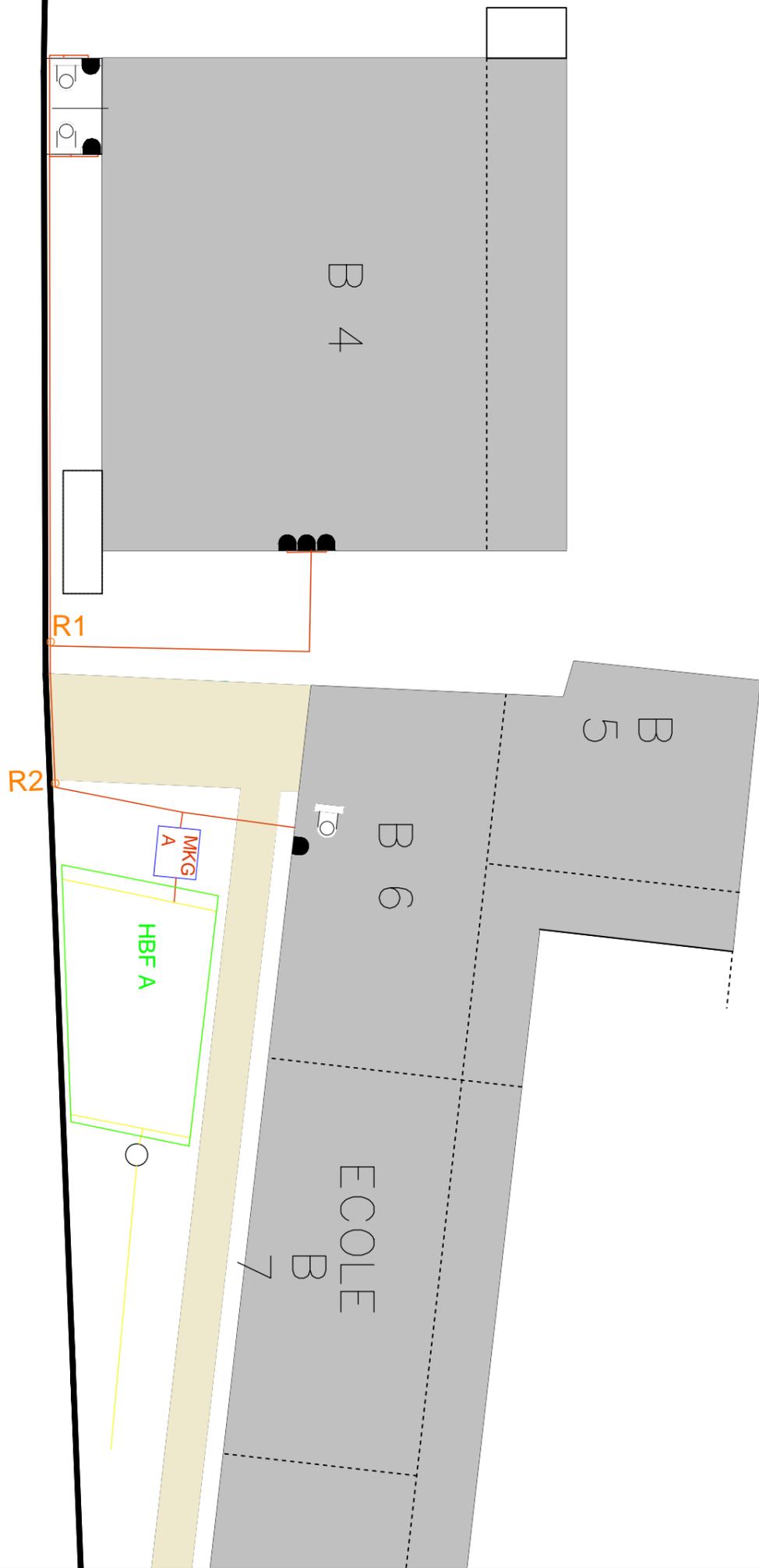
LEGENDE

- ARBRE ORDINAIRE
- ⊕ MANGUIER
- ⊖ CHE NE

DATE: 05 JUIN 2015

ECHELLE: 1 / 400

R-01



Legende:

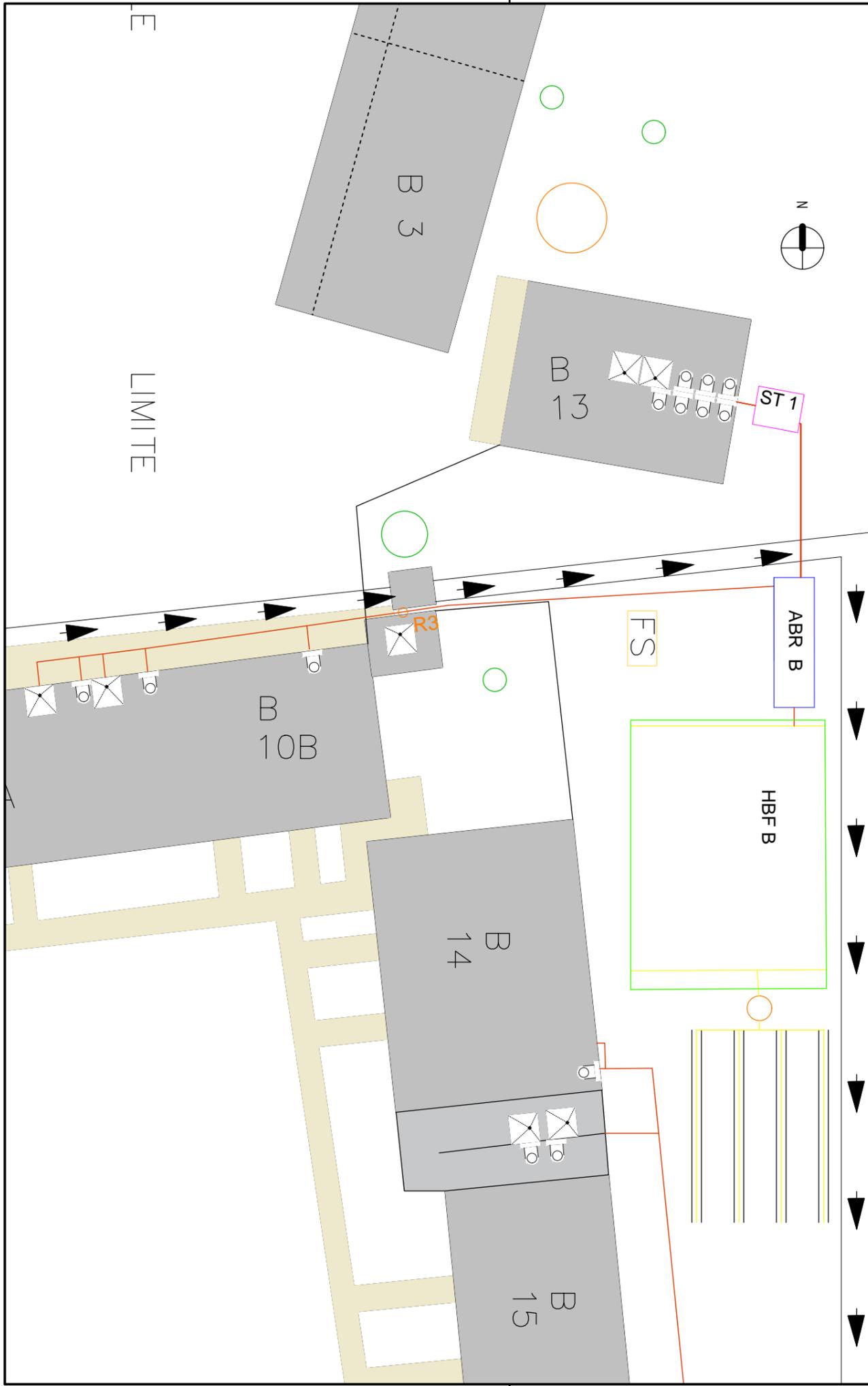
	Abwasserkanal
	Mehrkammerabsetzgrube
	Drainageleitung 4"
	Bodenfilter
	Revisionsöffnung
	Gebäude
	Betonierte Fläche

Lageplan Abschnitt A

Bachelorarbeit David Gradl
18.07.2016

Maßstab:

1 : 200



Legende:

	Abwasserkanal
	ABR
	Drainageleitung
	Bodenfilter
	Revisionsöffnung
	Gebäude
	Betonierte Fläche
	Regenwasserkanal
	Integrierte septic tanks

Lageplan Abschnitt B

Bachelorarbeit David Gradl
18.07.2016

Maßstab:
1 : 250



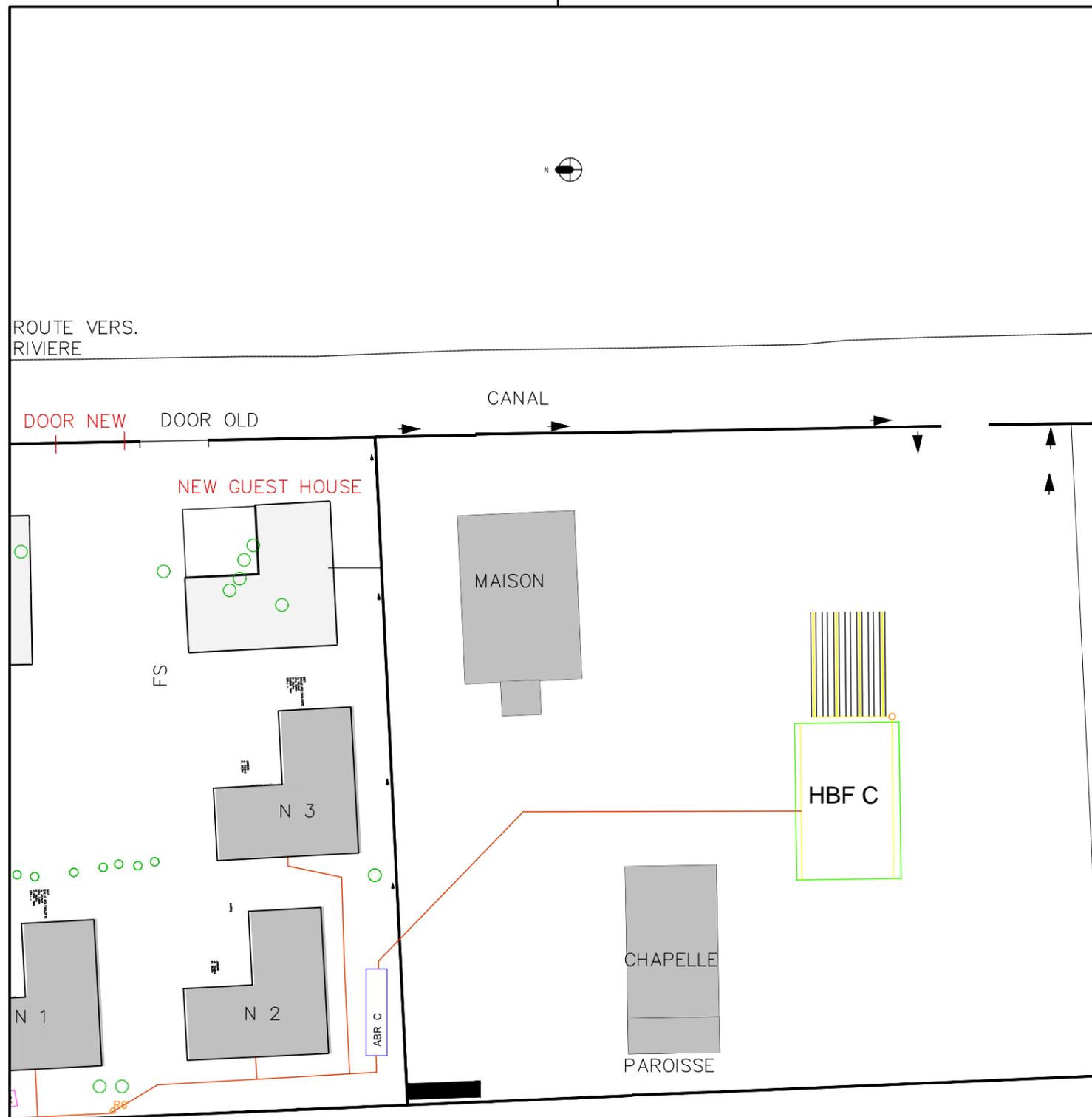
Legende:

	Abwasserkanal
	ABR
	Drainageleitung
	Bodenfilter
	Revisionsöffnung
	Gebäude
	Betonierte Fläche
	Regenwasserkanal
	Integrierte septic tanks

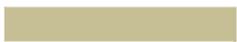
Lageplan Abschnitt C - Teil 1

Bachelorarbeit David Gradl
18.07.2016

Maßstab:
1 : 500



Legende:

	Abwasserkanal
	ABR
	Drainageleitung
	Bodenfilter
	Revisionsöffnung
	Gebäude
	Betonierte Fläche
	Regenwasserkanal
	Septic tanks

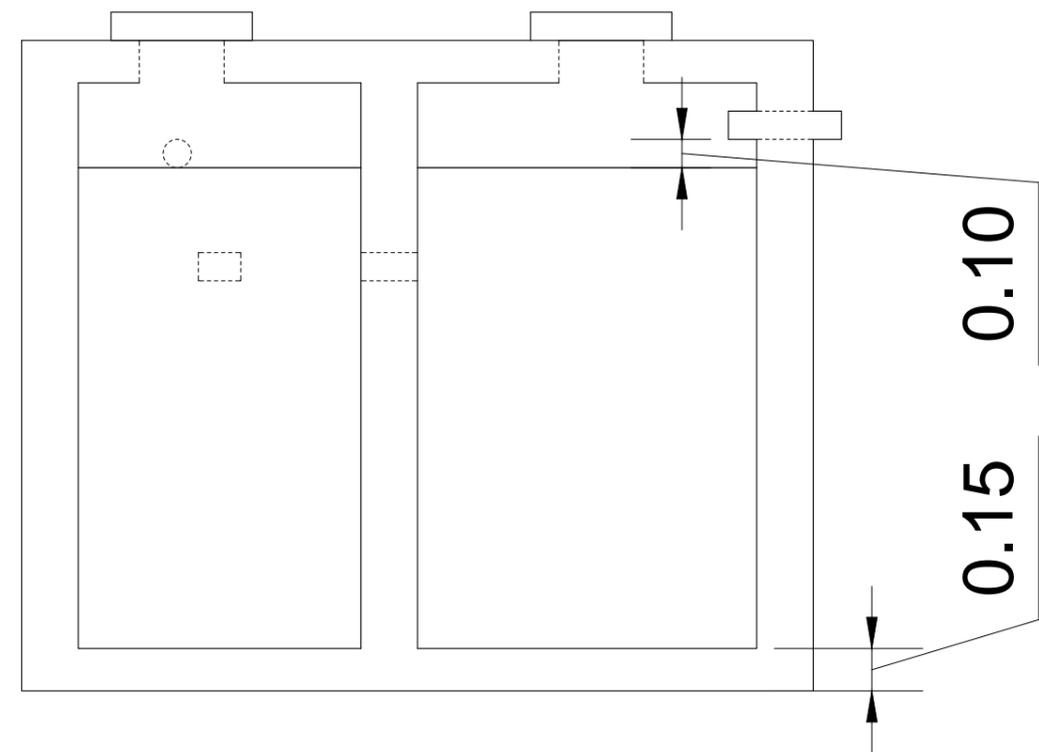
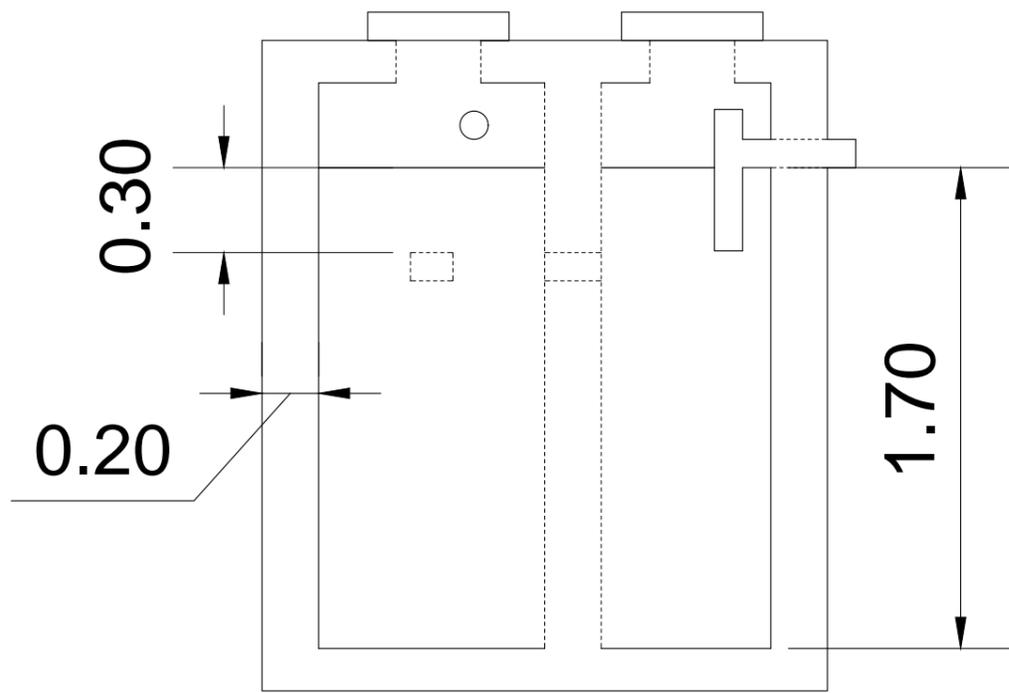
Lageplan Abschnitt C - Teil 2

Bachelorarbeit David Gradl
18.07.2016

Maßstab:
1 : 500

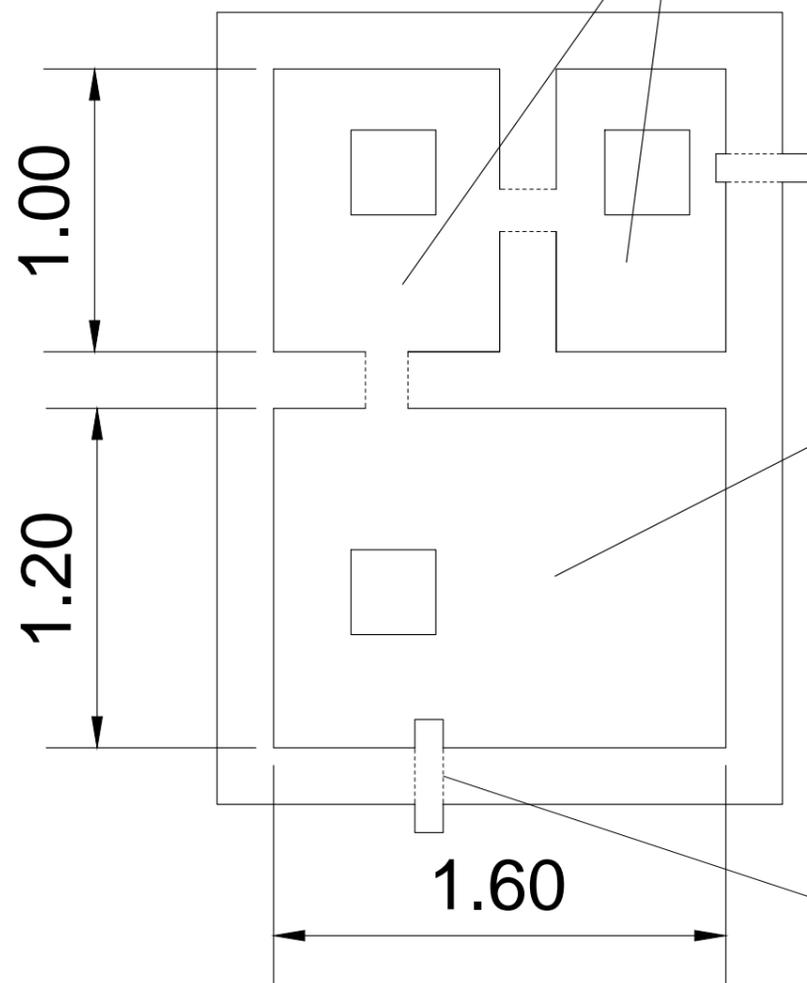
E. Technische Zeichnungen

Inhalt	Seite
Mehrkammerabsetzgrube Abschnitt A	85
Anaerober Tauchwandreaktor Abschnitt B	86
Anaerober Tauchwandreaktor Abschnitt C	87



Existing chambers

Outlet pipe 4"



Added Chamber

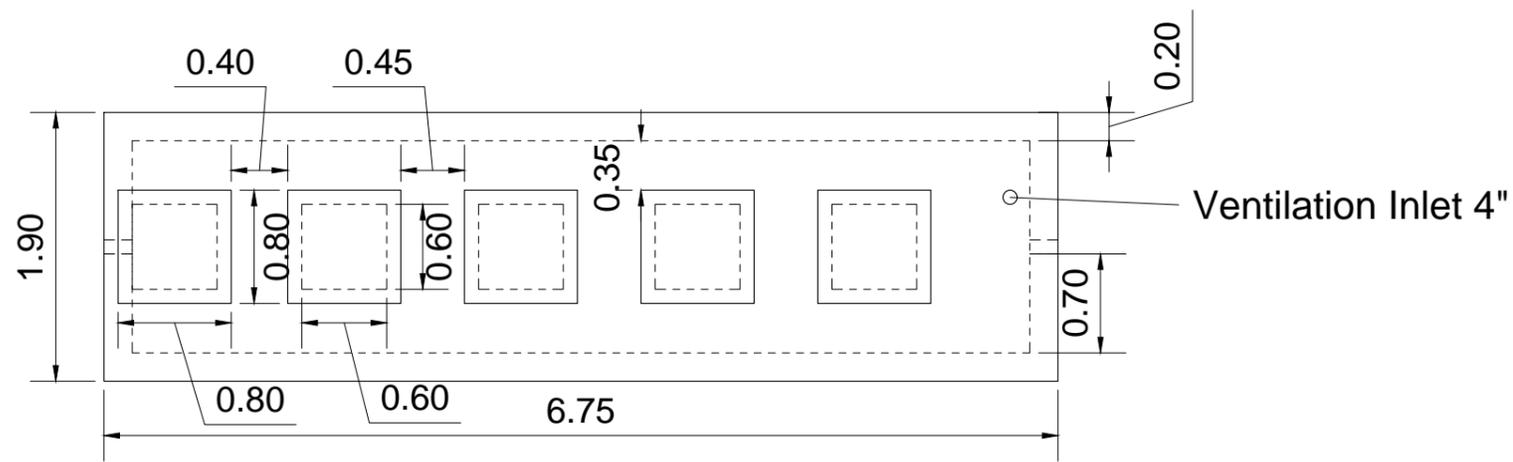
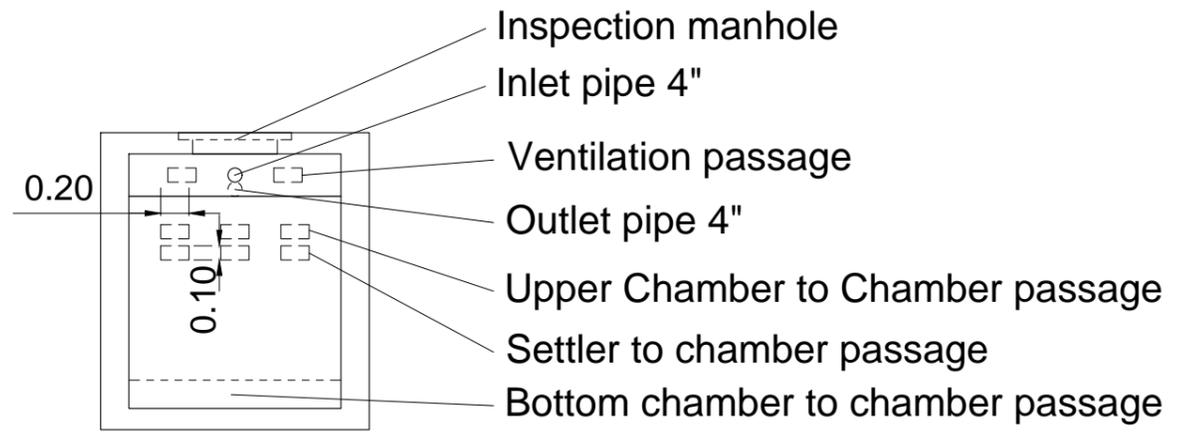
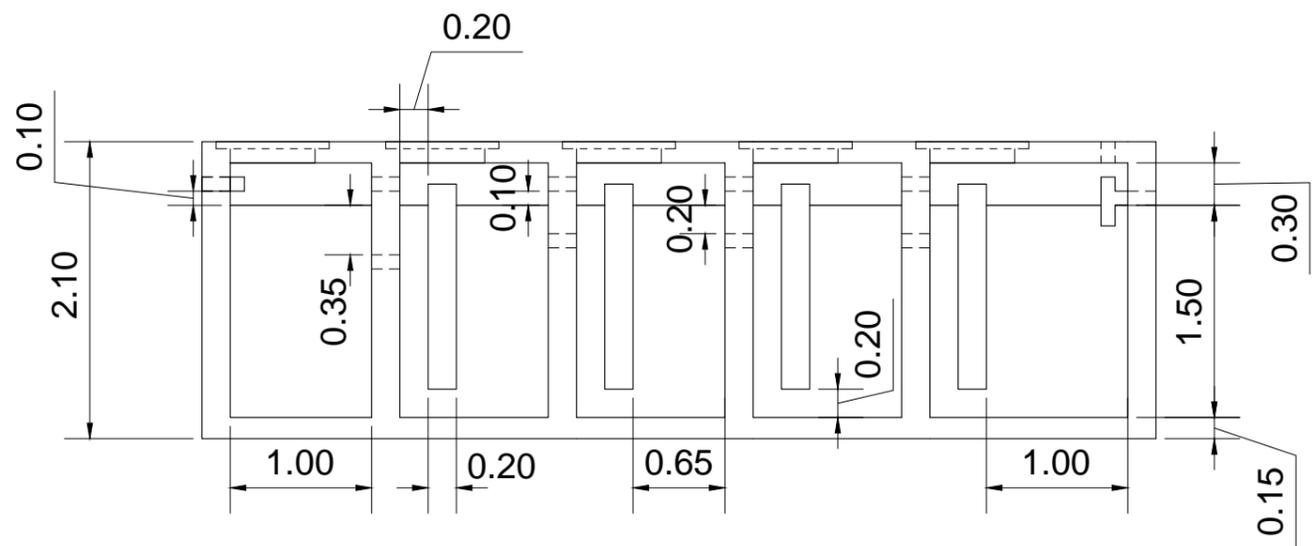
Inlet pipe 4"

Mehrkammerabsetzgrube Abschnitt A

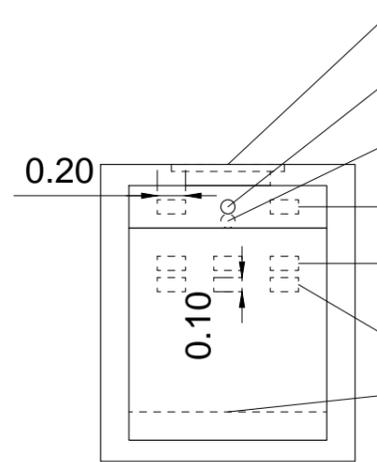
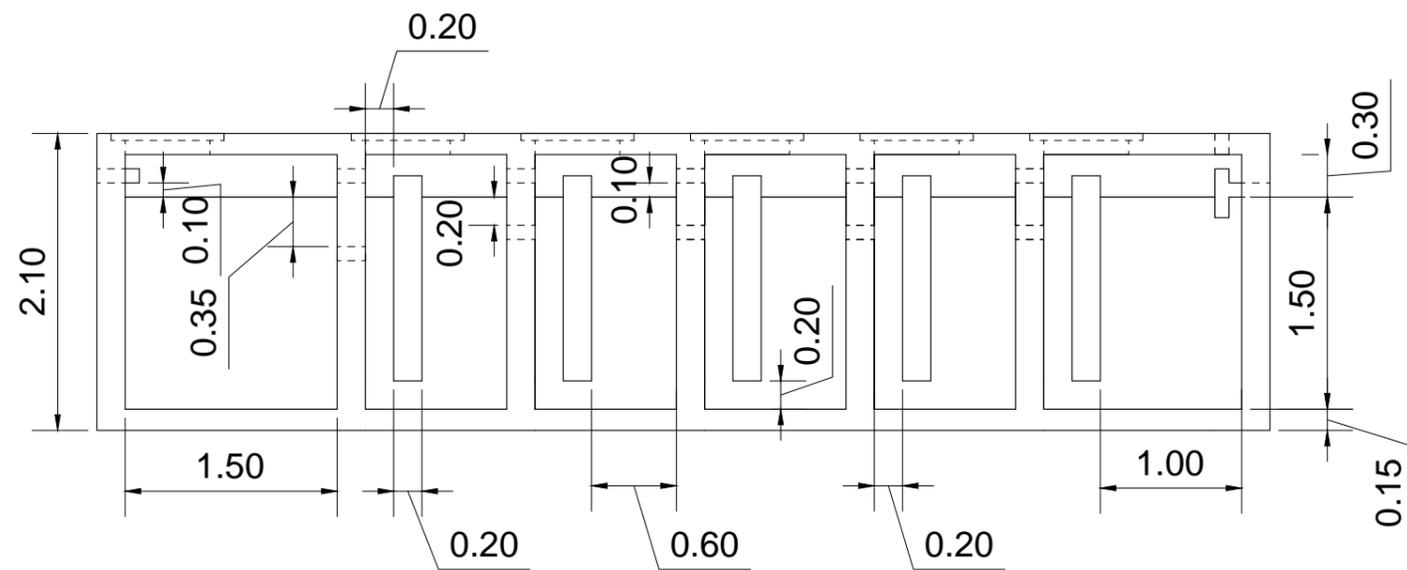
Bachelorarbeit David Gradl
18.07.2016

Maßstab:

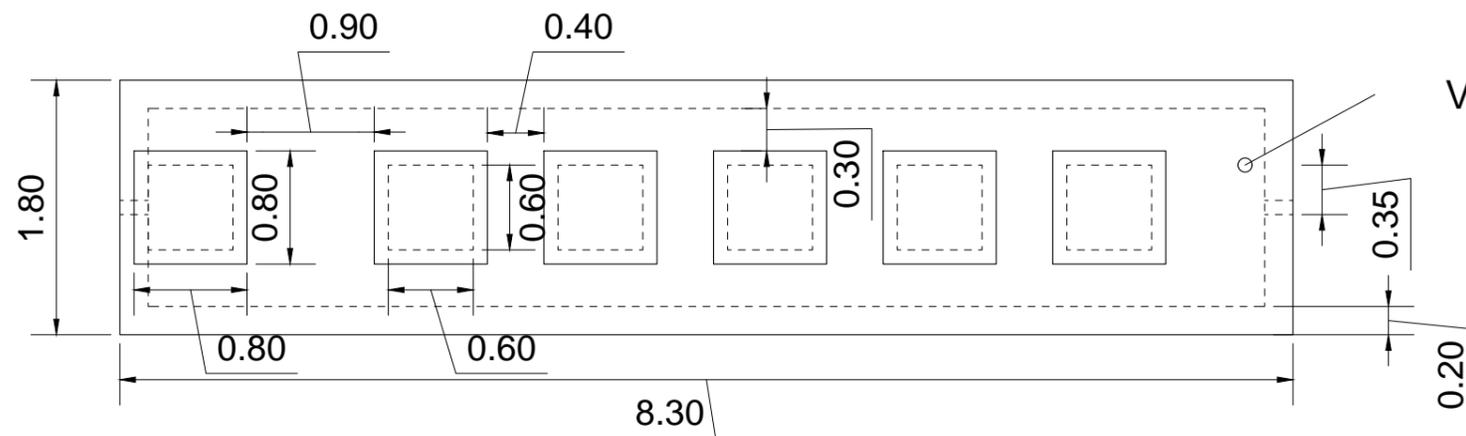
1 : 25



Anaerober Tauchwandreaktor Abschnitt B		
Bachelorarbeit David Gradl 18.07.2016		Maßstab: 1 : 50



- Inspection manhole
- Inlet pipe 4"
- Outlet pipe 4"
- ventilation passage
- Upper Chamber to Chamber passage
- Settler to chamber passage
- Bottom chamber to chamber passage



Ventilation inlet 4"

Anaerober Tauchwandreaktor Abschnitt C

Bachelorarbeit David Gradl
18.07.2016

Maßstab:

1 : 50