



Fachhochschule Trier
- Hochschule für Technik, Wirtschaft und Gestaltung -

Fachbereich BLV
Fachrichtung Bauingenieurwesen

Fachgebiet: Wasserwesen und Umweltschutz

Diplomarbeit

**Planung der Oberflächenentwässerung
für das Neubaugebiet „In der Acht“
in 54343 Föhren**

Bearbeiter:

cand.-Ing. Stephanie Mergen

mit Unterstützung durch:

Ingenieurbüro Bambach und Gatzen

Betreuer:

Inhaltsverzeichnis

EINLEITUNG	5
Beschreibung der örtlichen Situation	5
Planungsgrundlagen	5
Aufgabenstellung	6
1. VERGLEICH DER UNTERSCHIEDLICHEN ENTWÄSSERUNGSSYSTEME - KONVENTIONELL UND NATURNAH	7
1.1 Die konventionellen Entwässerungssysteme	7
1.2 Die naturnahe Entwässerung	9
1.3 Zusammenstellung der wesentlichen Vorschriften	14
2. PLANUNG UND BEMESSUNG DER SCHMUTZWASSERKANALISATION	16
2.1 Vorüberlegungen und Datenerhebungen	16
2.2 Ermittlung der Bezugshöhen für den Schmutzwasserkanal	16
2.3 Erstellen des Regelquerschnitts des Straßenkörpers	16
2.4 Wahl des Rohrwerkstoffs	18
2.5 Trassierung des Schmutzwasserkanals im Lageplan	19
2.6 Leitungen zur Grundstücksentwässerung	20
2.7 Schachtbauwerke	21
2.8 Längsschnitt des Schmutzwasserkanals	21
2.9 Dimensionierung des Schmutzwasserkanals nach DWA-A 118 „Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen“	22
2.9.1 Gesamtabfluss bei Trockenwetter	22
2.9.2 Bemessung mit dem Zeitbeiwertverfahren	24
3. NATURNAHE ENTWÄSSERUNG ENTSPRECHEND DEM ARBEITSBLATT DWA-A 138	25
3.1 Klassifizierung der Flächen im Erschließungsgebiet „In der Acht“	25
3.2 Ermittlung der einzelnen Flächenanteile des Baugebiets	26
3.3 Beurteilung des anstehenden Bodens	27



3.4 Variante 1: dezentrale Grundstücksentwässerung, semizentrale Entwässerung der restlichen Flächen	28
3.4.1 Funktionsprinzip von Versickerungsmulden	28
3.4.2 dezentrale Grundstücksentwässerung - Versickerungsmulden	29
3.4.3 Funktionsprinzip von Versickerungsbecken	32
3.4.4 semizentrale Entwässerung der übrigen Flächen – Versickerungsbecken	32
3.5 Variante 1a: dezentrale Grundstücksentwässerung, semizentrale Entwässerung der restlichen Flächen	36
3.5.1 Funktionsprinzip eines Mulden- Rigolen- Elements	36
3.5.2 dezentrale Grundstücksentwässerung – Mulden- Rigolen- Elemente	37
3.5.3 semizentrale Entwässerung der übrigen Flächen – Versickerungsbecken in Verbindung mit Sickerrohren	40
4. VARIANTE 2: DEZENTRALE GRUNDSTÜCKSENTWÄSSERUNG, SEMIZENTRALE ENTWÄSSERUNG DER RESTLICHEN FLÄCHEN - LANGZEITSIMULATION	44
4.1 Beschreibung der Programme R-WIN (ifs) und MURISIM	44
(Prof. Dr. Sieker mbH)	44
4.1.1 Das Programm R-WIN	45
4.1.2 Das Programm MURISIM	46
4.2 Bemessung des Systems	47
4.2.1 Bemessung des Systems mittels R-WIN	47
4.2.1.1 Dateneingabe im Programm R-WIN	47
4.2.1.2 Simulationsergebnis des Programms R-WIN	51
5. VARIANTE 3: ZENTRALE VERSICKERUNGSANLAGE - VERSICKERUNGSBECKEN - LANGZEITSIMULATION	53
5.1 Bemessung mit dem Programm R-WIN	53
5.1.1 Dateneingabe im Programm R-WIN	53
5.1.2 Simulationsergebnis des Programms R-WIN	54
5.2 Bemessung mit dem Programm MURISIM	55
5.2.1 Dateneingabe im Programm MURISIM	55
5.2.2 Simulationsergebnis des Programms MURISIM	58
5.3 Vergleich der beiden Programme R-WIN und MURISIM	59
6. VARIANTE 4: ZENTRALE VERSICKERUNGSANLAGE – VERSICKERUNGSBECKEN MIT DRAINAGEROHREN - LANGZEITSIMULATION	61
6.1 Bemessung mit dem Programm R-WIN	61
6.1.1 Dateneingabe	61
6.1.2 Simulationsergebnis	64

7. VARIANTE 5: ZENTRALE NIEDERSCHLAGSWASSERBEHANDLUNG – REGENRÜCKHALTEBECKEN – BEMESSUNG NACH DWA-A 117 UND NACHWEIS MITTELS LANGZEITSIMULATION	67
7.1 Bemessung nach dem einfachen Verfahren laut DWA-A 117	67
7.2 Nachweis der Abmessungen Langzeitsimulation mit dem Programm R-WIN	- 69
8. VERGLEICH DER EINZELNEN ENTWÄSSERUNGSVARIANTEN	71
8.1 Zusammenstellung der wichtigsten Ergebnisse	71
8.2 Dezentrale oder zentrale Entwässerung? Varianten 1, 1a und 2	- Vergleich der 73
8.3 Vergleich der zentralen Entwässerungsvarianten 3, 4 und 5	74
8.3.1 Kostenschätzung	74
8.3.2 Ermittlung der wirtschaftlichsten zentralen Entwässerungsvariante	76
9. OBERFLÄCHENENTWÄSSERUNG	78
9.1 Ermittlung des wirtschaftlichsten Entwässerungskonzeptes	78
9.1.1 Entwässerungsmöglichkeiten	78
9.1.2 Kostenvergleich der Möglichkeiten	81
9.2 Entwicklung des Entwässerungssystems	84
9.3 Dimensionierung des Regenwasserkanals	86
9.3.1 Trassierung im Lageplan und im Längsschnitt	86
9.3.2 Einteilung der Einzugsgebiete und Zuordnung zu den jeweiligen Haltungen des Regenwasserkanals bzw. zu den Entwässerungsrinnen	86
9.3.3 Ermittlung der Spitzenabflussbeiwerte	87
9.3.4 Bemessung des Regenwasserkanals mit Hilfe des Zeitbeiwertverfahrens	87
9.4 Dimensionierung der Entwässerungsrinnen	88
9.4.1 Dimensionierung der Hauptrinnen	88
9.4.2 Grundstücksentwässerung	89
9.4.3 Kellerentwässerung	90
10. ENDGÜLTIGES ENTWÄSSERUNGSKONZEPT	92
10.1 Oberflächenentwässerung und Schmutzwasserentsorgung	92
10.2 zentrale Anlage zur Niederschlagsbehandlung	92
10.2.1 Variante 6: RRB mit Berücksichtigung der Versickerung in den Untergrund	92
10.2.2 Konstruktion der zentralen Anlage	96
10.3 abschließende Gesamtkostenschätzung der Erschließungsmaßnahme	98
QUELLENVERZEICHNIS	100



Einleitung

Beschreibung der örtlichen Situation

Die Ortsgemeinde Föhren der Verbandsgemeinde Schweich plant die Erschließung des Baugebiets „In der Acht“.

Das etwa 8,5 ha große Baugebiet befindet sich am südlichen Rand der Ortslage.

Es beginnt im Norden unmittelbar hinter der Wohnbebauung der Bekonder Straße und reicht bis zu einem befestigten Weg und zwei bereits erschlossenen Grundstücken im Süden. Im Westen und Osten wird das Baugebiet jeweils durch Fahrwege begrenzt. Der Weg im Westen grenzt an durch Gartenanlagen genutzte Parzellen und einen unbefestigten Parkplatz. Der befestigte Fahrweg im Osten mündet in die Bekonder Straße bzw. L 48 und dient der landwirtschaftlichen Nutzung.

Außerdem befindet sich das Baugebiet „in der Acht“ in einer Hanglage, welche von Nordosten nach Südwesten mit einem mittleren Gefälle von 10 % abfällt.

Das weitere Umfeld des Baugebiets ist durch eine Bahntrasse im Westen und landwirtschaftliche Nutzung durch Feldwirtschaft im Osten und Süden geprägt. Im Süden befindet sich außerdem ein Entwässerungsgraben, welcher unmittelbar in den Föhrenbach mündet, der westlich hinter der Bahntrasse verläuft.

Derzeit weist das zu erschließende Gebiet keine besondere Nutzung auf. Es ist lediglich mit Wiese und vereinzelt Bäumen bewachsen.

Bereits vorhandene Kanalisationsleitungen verlaufen jeweils im westlichen und südlichen Fahrweg.

Aus Anlage 1.1 „Verschiedene Ansichten des Baugebiets „In der Acht““ kann ein optischer Eindruck des Erschließungsgebiets gewonnen werden. [*nicht im Anhang*]

Planungsgrundlagen

Die Planung der Oberflächenentwässerung des Neubaugebiets „In der Acht“ erfolgt in Zusammenarbeit mit dem Ingenieurbüro Bambach und Gatzen.

Als Planungsgrundlagen dienen ein Bebauungsplanvorentwurf (Variante 1) für das Baugebiet, welcher durch das Ingenieurbüro Stolz und Kintzinger erstellt wurde und ein geotechnisches Baugrundgutachten der ICP, Ingenieurgesellschaft Prof. Czurda und Partner mbH (siehe Anlage 1.2 [*nicht im Anhang*]).

Der Bebauungsplanvorentwurf sieht auf dem Gebiet 68 Baugrundstücke, einen P+R Parkplatz im Südwesten und Freiflächen zur Bepflanzung vor.

Der Verlauf der Straßen ist wie folgt geplant: Vom Fahrweg im Nordosten ausgehend verläuft eine Haupttrasse nach Süden, wo sie in den dort vorhandenen Weg mündet. Die mit „A“ bezeichnete Trasse, schließt an die Straße im Nordwesten an und mündet etwa in der Mitte des Neubaugebiets in die Haupttrasse. Eine weitere kurze Trasse (im Folgenden mit „B“ bezeichnet), an die lediglich zwei Grundstücke grenzen, mündet im Süden in die Trasse A. Die im Folgenden mit „C“ bezeichnete Trasse, verläuft von Süd nach Nordost, wo sie an die Haupttrasse anschließt. Nach Süden erhält sie keine Verbindung zu bestehenden



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Straßen. Stattdessen ist dort ein Wendekreis vorgesehen. (Zur detaillierteren Übersicht, siehe Anlage 2.1 „Höhenpunkte der Straßenachse – Übersichtsplan“ [*nicht im Anhang*] .)

Als Bebauung ist normale Wohnbebauung mit Einfamilienhäusern vorgesehen, wobei kein Bebauungsgrad angegeben ist.

Neben dem Verlauf der Straßenachsen und Höhenlinien enthält der Bebauungsplanvorentwurf keine weiteren Angaben.

Das geotechnische Baugrundgutachten gibt Aufschluss über die Beschaffenheit des Baugrundes.

Im Rahmen des Gutachtens wurden neun Kleinrammbohrungen bis in Tiefen zwischen 1,6 m und 4,0 m unter Geländeoberkante (GOK), neun schwere Rammsondierungen mit Endteufen zwischen 3,5 m und 6,3 m unter GOK und eine Messreihe mittels Doppelring- Infiltrimeter zur Bestimmung der Durchlässigkeit des anstehenden Untergrundes, durchgeführt.

Aufgabenstellung

Im Rahmen dieser Diplomarbeit soll ein Entwässerungskonzept für das Neubaugebiet „In der Acht“, der Ortsgemeinde Föhren, entwickelt werden.

Als Entwässerungsvariante wird eine Form des modifizierten Trennsystems gewählt. Demnach ist das anfallende Schmutzwasser durch einen Schmutzwasserkanal zu entsorgen, wobei die Ableitung des Regenwassers auf naturnahe Weise zu erfolgen hat. Der anfallende Oberflächenabfluss wird zunächst in offenen Rinnen gesammelt und soweit möglich in Versickerungsmulden geleitet, wo es an Ort und Stelle versickert. Überschüssiges Regenwasser wird durch Leitungen, Rinnen und Mulden abgeleitet und in einer entsprechend großen semizentralen oder zentralen Versickerungsanlage im Süden des Erschließungsgebiets versickert bzw. in ein Gewässer weitergeleitet.

Im Folgenden werden daher neben der Planung der Schmutzwasserkanalisation verschiedene Varianten der dezentralen, semizentralen und zentralen Versickerung untersucht und anschließend hinsichtlich ihrer Vor- und Nachteile, sowie unter Kostengesichtspunkten miteinander verglichen.



1. Vergleich der unterschiedlichen Entwässerungssysteme - konventionell und naturnah

1.1 Die konventionellen Entwässerungssysteme

Bereits in den Anfängen der menschlichen Zivilisation und in den ersten Siedlungen und Städten stellte die Entwässerung, vor allem die Ableitung von Schmutzwasser, eine entscheidende Aufgabe dar.

Ging es zunächst lediglich darum das häusliche Schmutzwasser abzuleiten, so wuchs mit dem immer größer werdenden Anteil an versiegelten Flächen auch die Menge an abzuleitendem Niederschlagswasser.

Laut dem **DWA-Arbeitsblatt 118** soll ein Entwässerungssystem durch vollständige Sammlung und Ableitung des anfallenden Schmutzwassers zur Kläranlage dazu dienen, die hygienischen Verhältnisse in Siedlungen sicherzustellen, Schäden durch Überflutungen infolge starker Niederschlagsabflüsse zu vermeiden und die Nutzbarkeit der Siedlungsflächen, unabhängig von den Witterungsverhältnissen, zu gewährleisten.

Mit der Zeit entwickelten sich zwei grundsätzliche Entwässerungssysteme: **das Misch- und das Trennsystem**, welche auch als konventionelle Entwässerungsverfahren bezeichnet werden.

Beim Mischsystem werden Schmutz- und Regenwasser gemeinsam in einem so genannten Mischwasserkanal zur Kläranlage geleitet. Beim Trennsystem erfolgt die Ableitung des Schmutzwassers im Schmutzwasserkanal und die Ableitung des nicht behandlungsbedürftigen Regenwassers im Regenwasserkanal, welcher das Wasser direkt in den Vorfluter einleitet.

Die Wahl des Entwässerungssystems wird wesentlich durch die örtlichen Gegebenheiten beeinflusst. Das Mischsystem bietet sich vor allem bei weit entfernten Gewässern, bei gutem Gefälle, beengten Bauverhältnissen und einem hohen Anteil an behandlungsbedürftigen Niederschlagswasser an. Dementsprechend sollte das Trennsystem bei nahen Gewässern, geringem Gefälle, hohem Grundwasserstand und einem hohen Anteil an nichtbehandlungsbedürftigem Niederschlagswasser angewandt werden.

Aufgrund der Tatsache, dass für das **Mischsystem** nur ein Kanal erforderlich ist, ist es deutlich kostengünstiger und benötigt weniger Platz im Straßenkörper als das Trennsystem. Außerdem wird bei kleineren Regen der Schmutz der Straße vom Vorfluter ferngehalten, die Spülwirkung bei Regenwasserabflüssen verringert die Unterhaltungskosten und für Hausanschlüsse ist ein Anschlusskanal ausreichend, was die Gefahr von Fehlanschlüssen vermindert.

Die Vorteile des **Trennsystems** liegen vor allem darin, dass der Vorfluter bei starken Regen nicht durch die Entlastung von Regenüberlaufbecken belastet wird. Außerdem sind beim Trennsystem kleinere Kläranlagen und Pumpstationen ausreichend, was wiederum eine Kostenersparnis bedeutet.



Wichtigste Planungsgrundsätze der konventionellen Entwässerungssysteme

Im Folgenden sind die wichtigsten Planungsgrundsätze der konventionellen Entwässerungssysteme aufgelistet.

- In einem abgegrenzten Entwässerungsgebiet sollte nach Möglichkeit nur ein Entwässerungssystem Anwendung finden.
- Der Prognosezeitraum für Neuplanungen liegt bei mindestens 50 Jahren.
- Die Wahl des Entwässerungssystems sollte auch im Hinblick auf die Auswirkungen im Gewässer und der Kläranlage geschehen.
- Die **Mindestnennweiten** der Kanäle sind einzuhalten:
 - Mischwasserkanal: DN 250 (besser DN 300)
 - Schmutzwasserkanal: DN 200 (besser DN 250)
 - Regenwasserkanal: DN 250 (besser DN 300)
- Das Mindestgefälle der Leitungen bzw. die **Mindestfließgeschwindigkeit** von $v > 0,5$ m/s ist zu beachten, damit keine Sand- und Schlammablagerungen entstehen.
- Zur Be- und Entlüftung, Reinigung und Kontrolle sollen Schächte im Abstand von maximal 100 m angeordnet werden. Beim Trennsystem dürfen die Schächte des Schmutz- und des Regenwasserkanals keine Verbindung untereinander aufweisen.
- Im Straßenkörper verläuft eine Vielzahl von Leitungen, deren Unterbringung geregelt sein muss, damit sich die einzelnen Nutzungen nicht behindern. In der Regel werden Versorgungsleitungen im Gehweg und Abwasserleitungen in der Fahrbahn verlegt. Die Beeinträchtigung des Verkehrs sollte dabei so gering wie möglich sein und dem Verkehr bei Kanalarbeiten nach Möglichkeit nur ein Fahrstreifen entzogen werden. Daher sollte die Abwasserleitung möglichst nah am Bordstein verlaufen, jedoch wegen der Straßeneinläufe mit mindestens 1,20 m Abstand zwischen Randstein und Außenkante Kanal.
- Der Abstand der Leitungen zu Bäumen sollte 2,50 m nicht unterschreiten.
- Als **Mindestüberdeckung** für Leitungen gilt 1,50 m (Frostschutz). Da Abwasserkanäle tiefer als alle Versorgungsleitungen für Wasser, Gas, Strom etc. liegen müssen und oft eine Kellerentwässerung der angeschlossenen Häuser angestrebt wird, hat sich eine Verlegtiefe von 2,50 bis 3,00 m als bewährt gezeigt. Generell gilt, dass mit der Tiefe die Baukosten steigen.

Beim Mischverfahren:

- Damit die Belastung für die Kläranlage nicht zu groß wird und um den Kanalquerschnitt aus technischen und wirtschaftlichen Gründen zu begrenzen, sind Regenentlastungs- und Rückhalteräume erforderlich.
- Unverschmutztes Wasser (Drän- und Quellwasser, Wasser aus Brunnen, usw.) darf nicht in den Mischwasserkanal eingeleitet werden.



Beim Trennverfahren:

- Fehlanlüsse zwischen Schmutz- und Regenwasserleitung sind unbedingt zu vermeiden.
- Die Belastung des Gewässers durch das eingeleitete Regenwasser darf nicht höher sein als beim Mischverfahren.

1.2 Die naturnahe Entwässerung

In den letzten Jahren hat ein entscheidender Umdenkungsprozess stattgefunden. Wasser wird immer mehr als wichtiger Rohstoff angesehen, den es zu schützen gilt. Den bereits bestehenden Anforderungen an konventionelle Entwässerungssysteme wurden einige neue Vorgaben hinzugefügt. Grundsätzliches Ziel ist die naturnahe Regenwasserbewirtschaftung unter Berücksichtigung des Boden- und Gewässerschutzes. Nicht behandlungsbedürftiges Niederschlagswasser ist daher am Anfallort zu versickern oder direkt einem oberirdischen Gewässer zuzuführen. Durch die Versickerung des Regenwassers werden die Direktabflüsse verringert. Können Abflüsse nicht sofort versickert werden, sind sie vor Ort zu speichern, langsam zu versickern oder verzögert in ein Gewässer abzuleiten. Gegebenenfalls kann Regenwasser auch genutzt werden, zum Beispiel zur Gartenbewässerung, Toilettenpflügel, etc.

Es sind alle Möglichkeiten zu nutzen, um nicht schädlich verschmutztes Regenwasser von der Kanalisation fernzuhalten und den Niederschlagsabfluss zu reduzieren. Lediglich unvermeidbar verschmutztes Regenwasser ist zu sammeln und zu behandeln!

Neben diesen Grundsätzen wurden auch rechtliche Vorgaben geschaffen. **Paragraph 2 Abs. 2 des LWG Rheinland-Pfalz** besagt, dass jeder verpflichtet ist mit Wasser sparsam umzugehen und den Anfall von Abwasser nach Möglichkeit vermeiden soll. Nur sofern es nicht mit vertretbarem Aufwand möglich ist, das Wasser an Ort und Stelle zu versickern oder direkt einem Gewässer zuzuführen, soll das Niederschlagswasser in dafür zugelassene Anlagen eingeleitet werden. Im **Rundschreiben des Ministeriums für Umwelt „Abwasserbeseitigung in Rheinland-Pfalz“** heißt es sinngemäß, dass keine Anlage zur Ableitung von Niederschlagswasser seitens der öffentlichen Hand zur Verfügung gestellt werden muss, wenn das Regenwasser versickert werden kann. Generell steht die Abflussvermeidung im Vordergrund.

Auf diesen Grundsätzen basierend haben sich aus den konventionellen Entwässerungsverfahren modifizierte Varianten entwickelt.

Das **modifizierte Trennverfahren** stellt in der Regel die kostengünstigste Lösung dar.

Die Ableitung des Schmutzwassers erfolgt dabei wie beim konventionellen System im Schmutzwasserkanal. Für den Umgang mit dem nichtbehandlungsbedürftigen Niederschlagswasser existieren mehrere Möglichkeiten der Modifizierung.



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Zunächst die **getrennte Ableitung** von Niederschlagswasser, bei der das Regenwasser in Rinnen, Mulden, Rohren und offenen Gräben, oft mit Zwischenschaltung von Retentionsräumen, in den Vorfluter geleitet wird.

Eine zweite Möglichkeit stellen die **dezentrale und semizentrale** Versickerung dar. Bei der dezentralen Versickerung befinden sich die Versickerungsanlagen unmittelbar am Niederschlagsanfallort. Semizentral bedeutet, dass mehrere benachbarte Grundstückseigentümer gemeinsam eine Versickerungsanlage betreiben. In beiden Fällen obliegen Bau, Betrieb und Unterhalt der Anlagen den Grundstückseigentümern.

Schließlich besteht zudem die Möglichkeit der **zentralen Versickerung**, wobei das Niederschlagswasser eines größeren Einzugsgebietes versickert wird. Bau, Betrieb und Unterhalt obliegen in der Regel der Gemeinde.

In jedem Fall können Versickerungsanlagen, gleich welcher Art, vor allem bei der Grün- und Freiraumplanung von Neubaugebieten als gestaltendes Element dienen. Große Versickerungs- oder Retentionsbecken lassen sich sogar zu Freizeit- und Erholungszwecken nutzen.

Versickerungsanlagen werden aber nicht nur nach dezentral bzw. zentral unterschieden, sondern auch hinsichtlich Speicherfähigkeit, Flächenbedarf und hydraulischer Beschickung.

Es stehen mehrere **prinzipielle technische Lösungen zur Versickerung** von Regenwasser zur Verfügung:

- Flächenversickerung
- Muldenversickerung
- Mulden-Rigolen-Element
- Rigolen- und Rohrversickerung
- Schachtversickerung
- Beckenversickerung
- Mulden- Rigolen-System

Die Wahl der Versickerungsmethode ist vor allem abhängig von der Durchlässigkeit und Beschaffenheit des Untergrundes, dem Grundwasserflurabstand, der Grundwasserfließrichtung, der Hangneigung, der Bodenbelastung und der Gebietsnutzung (z. B. Wasserschutzgebiete im Einzugsgebiet). Diese Kriterien sind in einer Ersteinschätzung im Rahmen der Planungsphase zu prüfen.

Einen weiteren Faktor, der die Wahl beeinflusst, stellt der in der Anlage zu versickernde Niederschlag dar. Neben der Niederschlagsintensität und -dynamik ist vor allem die **qualitative Belastung des Niederschlags** zu beachten.

Bevor der Niederschlag auf die Erde trifft, reichert er sich durch Ausfilterung von Feinstpartikeln und Aerosolen aus der Atmosphäre mit Stoffen an, die durch Sedimentation und Akkumulation auf der Erdoberfläche angereichert werden. Durch Niederschlagsereignisse werden sie wiederum abgetragen und mit dem Wasser weitertransportiert. Niederschlagswasser kann neben Chlorid, Sulfat, Nitrat, Natrium, Kalium, Ammonium, Calcium und Magnesium (Konzentration < 10 mg/l) auch org. Substanzen und Schwermetalle (Konzentration < 1mg/l) enthalten. Der pH-Wert des



Niederschlags, der in Deutschland in der Regel im sauren Bereich liegt, hat Einfluss auf die Löslichkeit und das Verhalten von Schwermetallen.

Aufgrund ihrer möglichen Belastung werden Niederschlagsabflüsse daher in drei Kategorien eingeteilt.

1) Unbedenkliche Niederschlagsabflüsse:

Die Stoffkonzentrationen sind so gering, dass schädliche Verunreinigungen, zum Beispiel des Grundwassers, auszuschließen sind. Daher ist eine Vorbehandlung nicht erforderlich, sondern allein die Reinigungsleistung der ungesättigten Bodenzone ist ausreichend.

2) Tolerierbare Niederschlagsabflüsse:

Sie können nach einer Vorbehandlung oder unter Ausnutzung der Reinigungsprozesse in der Versickerungsanlage versickert werden. Je nach Aufenthaltszeit im Sickerraum und Beschaffenheit der abflussliefernden Flächen, kann die oberirdische Versickerung durch den bewachsenen Boden ausreichend sein.

3) nicht tolerierbare Niederschlagsabflüsse:

Diese können entweder in das Kanalnetz geleitet oder nach einer geeigneten Reinigung versickert werden.

Die **Einstufung der Niederschlagsabflüsse** erfolgt anhand der Beurteilung der abflussliefernden Flächen nach Tabelle 1 des DWA-A 138 „Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser“.

Gründächer, die nicht mit Dünge- und Pflanzenschutzmitteln bewirtschaftet werden, und Dachflächen ohne Verwendung von unbeschichteten Metallen, werden als unbedenklich eingestuft. Abflüsse von Dächern mit unbeschichteten Metallen, wie Blei, Kupfer und Zink, gelten als tolerierbar.

Für Straßen ist die durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke (DTV), für Parkplätze die tägliche Nutzungsfrequenz, ausschlaggebend.

Weitere Richtlinien existieren für Flughäfen und landwirtschaftliche Hofflächen.

Die Abflüsse von Sonderflächen, wie Park- und Abstellflächen, Flugzeugpositionsflächen, Flächen im Umgang mit wassergefährdenden Stoffen (Tankstellen), müssen in das Kanalnetz geleitet werden.

Weiterhin ist die großräumige Belastungssituation der Luft, zum Beispiel durch Industrie- und Gewerbegebiete zu beachten. Zufällige Verschmutzungen hingegen lassen sich nur schwierig berücksichtigen.

Nach Möglichkeit ist eine Methode zu wählen, bei der das Niederschlagswasser durch die **belebte Bodenzone** geleitet wird, damit es eine Reinigung erfährt. Dabei ist der Boden- und Grundwasserschutz zu beachten. Die natürlichen Funktionen des Bodens, vor allem seine Leistungsfähigkeit als Filter, Puffer und Transformator sollen



erhalten bleiben. Das Grundwasser ist ebenfalls von menschlichen Einflüssen freizuhalten.

Die Versickerung ohne Oberbodenpassage in Rigolen, Rohrrigolen und Schächten ist nur für unbedenkliche Flächen oder in Ausnahmefällen auch für Rad- und Gehwege in Wohngebieten und verkehrsberuhigten Bereichen zulässig. Die Niederschlagsabflüsse aller anderen Fläche sollten durch den bewachsenen Boden versickert werden.

Weitere Hinweise zur Behandlung von belasteten Niederschlagsabflüssen enthält das **DWA-DVWK-Merkblatt 153**.

Neben der Klassifizierung der abflussliefernden Flächen und damit der Beurteilung des Verschmutzungsgrades des Niederschlags, ist sicherzustellen, dass sich im hydraulischen Einzugsbereich der Versickerungsanlage keine Verunreinigungen, wie zum Beispiel Altlasten, befinden.

Für den Grundwasserschutz von besonderer Bedeutung sind vor allem die Durchlässigkeit, Mächtigkeit und die physikalische, chemische und biologische **Leistungsfähigkeit des Sickerraums**.

Der entwässerungstechnisch relevante Versickerungsbereich liegt bei k_f - Werten zwischen $1 \cdot 10^{-3}$ bis $1 \cdot 10^{-6}$ m/s. Ausschlaggebend für die Bemessung der Anlagen ist jedoch der geringere $k_{f,u}$ - Wert in der ungesättigten Bodenzone.

es gilt: $k_{f,u} = k_f / 2$

Bei größerer Durchlässigkeit als $1 \cdot 10^{-3}$ m/s sickert das Wasser zu schnell durch die Bodenzone und erfährt eine zu geringe Reinigungsleistung. Bei k_f - Werten $< 1 \cdot 10^{-6}$ hingegen, staut das Wasser zu lange in der Versickerungsanlage ein, sodass es zu anaeroben Verhältnissen in der ungesättigten Bodenzone kommen kann.

Die Mächtigkeit, d.h. der Abstand zwischen höchstem Grundwasserstand und der Sohle der Versickerungsanlage, sollte mindestens 1,0 m betragen, da mit zunehmender Aufenthaltszeit im Untergrund die Reinigung des Niederschlagswassers steigt.

Physikalische, chemische und biologische Prozesse beeinflussen die Leistungsfähigkeit des Sickerraums. Körnung, Humus- und Tongehalt sowie der pH-Wert haben Einfluss auf die Filtrations- und Sorptionsprozesse und den Stoffabbau im Boden. Folgende Mindestanforderungen werden an die **Bodenbeschaffenheit** gestellt:

- pH-Wert > 6
- Tongehalt $> 5\%$
- Humusgehalt $> 2\%$

Durch Zugabe von geeignetem Bodenmaterial kann das Stoffbindungsvermögen des anstehenden Bodens gegebenenfalls verbessert werden. Vor allem die Oberbodenschicht der Flächen-, Mulden- und Beckenversickerung muss mindestens 10 cm stark sein. Bei geringerer Reinigungsleistung des Unterbodens kann sogar eine 20 cm starke Schicht erforderlich sein.



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Außerdem dürfen die Versickerungsflächen nicht mit Tausalz, Rasendünger, etc. behandelt werden.

Im Folgenden sind weitere wichtige Planungsgrundsätze der naturnahen Entwässerungssysteme aufgelistet.

1) Allgemeine Grundsätze und Bemessungshinweise

- In der Nähe der Versickerungsanlage muss sich ein Gewässer befinden.
- Für Mulden, Rinnen, Retentionsanlagen etc. besteht zusätzlicher Flächenbedarf, der bei der Planung berücksichtigt werden muss. Die Flächen für Versickerungsanlagen sind bei der Bauleitplanung auszuweisen.
- Die Bemessung von Versickerungsanlagen erfolgt auf der Grundlage des **DWA - A 117 „Bemessung von Regenrückhalteräumen“**, entweder nach dem einfachen Verfahren oder anhand einer Niederschlags- Abfluss- Langzeitsimulation.
- Die maßgebende Dauer des Bemessungsregens wird in der Regel schrittweise bestimmt.
- Oberflächennahe offene Rinnen und Mulden erfordern für den Bemessungsregen kleinere Häufigkeiten als unterirdische geschlossene Leitungen.
- Empfohlene hydrologische Grundlagen zur Bemessung von Versickerungsanlagen finden sich in Tabelle 3 des DWA- A 138.

2) hydrologische Gegebenheiten beachten

- ausreichende Durchlässigkeit des anstehenden Bodens prüfen: Künstlich aufgebracht Oberboden kann eine geringere Durchlässigkeit haben, als der darunter liegende Sickerraum. Sein k_f - Wert wird daher maßgebend.
- Bei k_f - Werten $< 1 \cdot 10^{-6}$ m/s müssen zusätzliche Ableitungsmöglichkeiten vorgesehen werden.
- Schichtenwasser aus angrenzenden Hanglagen kann in den Sickerraum zurückstauen und dessen Leistungsfähigkeit in Regenzeiten beschränken.
- örtliches Stauwasser über Tonlagen berücksichtigen
- Erosionsgefährdung des Bodens ausschließen
- Bei Hangbebauung ist zu prüfen, welche Auswirkungen die Versickerung auf Unterlieger hat. Durch die Versickerung erhöht sich die Durchnässung des Untergrundes und damit auch die Gefahr von Hangrutschungen.

3) Abstand zu Gebäuden und Grenzen einhalten

- Durch Versickerungsanlagen dürfen an Gebäuden und sonstigen Anlagen keinerlei Schäden entstehen.
- Der Mindestabstand der Anlagen zu Gebäuden beträgt 6,0 m, zu Grundstücksgrenzen 3,0 m.
- Generell wird der Abstand durch Art und Tiefe der Unterkellerung, Lage der Grundwasseroberfläche und wasserstauender Schichten beeinflusst. Vor allem



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

bei der zentralen Versickerung wird der Grundwasserspiegel stark beeinflusst. Der Abstand des Beckenrandes von der Bebauung muss daher größer als die mittlere Beckenbreite sein.

1.3 Zusammenstellung der wesentlichen Vorschriften

Die wesentlichen entwässerungstechnischen Vorgaben, vor allem im Bereich der naturnahen Entwässerung werden von der Europäischen Union formuliert. Neben der **Richtlinie 2006/118/EG**, der **Grundwasserrichtlinie**, ist besonders die **EG-Wasserrahmenrichtlinie, WRRL**, die am 22.12.2000 in Kraft getreten ist, zu nennen.

Die Vorgaben auf Bundes- und Landesebene, das **Wasserhaushaltsgesetz WHG** (2002), die **Landeswassergesetze** und verschiedene untergesetzliche Regelungen der Bundesländer wurden den Anforderungen der WRRL entsprechend angepasst.

Dennoch existieren für den Bereich der Siedlungsentwässerung keine umfassenden rechtlichen Grundlagen, weshalb den technischen Regelwerken besondere Bedeutung zukommt.

Das Arbeitsblatt **DWA-A 100** „Leitlinien der integralen Siedlungsentwässerung“ (ISiE) (Okt. 2005), dient dabei als Handlungsrahmen der Detailregelungen für die Siedlungsentwässerung. Es soll auf eine Gesamtbetrachtung der bestehenden Gegebenheiten sowie der zukünftigen Entwicklungen und Erfordernisse im Sinne der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie hinwirken.

Das Arbeitsblatt DWA-A 100 ist wie folgt in einzelne Ebenen unterteilt:

→ Ebene A „Konzeption“

A 105 „Wahl des Entwässerungssystems“

M 153 „Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser“

A 200 „Grundsätze für die Abwasserentsorgung in ländlich strukturierten Gebieten“, ...

→ Ebene B „Bemessung“

A110 „Hydraulische Dimensionierung und Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und -leitungen“

A 111 „Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Regenwasser- Entlastungsanlagen in Abwasserkanälen und -leitungen“

A 112 „Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Sonderbauwerken in Abwasserkanälen und -leitungen“

A 117 „Bemessung von Regenrückhalteräumen“

A 118 „Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen“

A 121 „Niederschlags- Starkregenauswertung nach Wiederkehrzeit und Dauer; Niederschlagsmessungen; Auswertung“

A 128 „Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasser-Kanälen“



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

A 138 „Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser“, ...

→ Ebene C „Konstruktive Gestaltung“

A 157 „Bauwerke der Kanalisation“

A 166 mit M 176 „Bauwerke der zentralen Regenwasserbehandlung und -rückhaltung“

M 159 „Kriterien zur Materialauswahl für Abwasserleitungen und -kanäle“, ...

→ Ebene D „Betrieb“

A 140 „Regeln für den Kanalbetrieb“

A 147 „Betriebsaufwand für die Kanalisation“, ...

Sonstige Richtlinien:

- BWK-Merkblatt 3 „Ableitung von immissionsorientierten Anforderungen an Misch- und Niederschlagswasserleitungen unter Berücksichtigung örtlicher Verhältnisse“
- DIN EN 752 „Entwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden“ (Teile 1 bis 3)

für die naturnahen Verfahren gelten insbesondere:

- DWA-A 138 „Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser“

weiterhin sind zu berücksichtigen:

- Bundes-Bodenschutzgesetz (BBodSchG)
- Bundes-Boden- und Altlastenverordnung (BBodSchV)
- DVGW-A W 101 und W 102 (Trinkwasserschutzgebiete)
- LAWA- Richtlinien (z.B. für „Heilquellenschutzgebiete“)



2. Planung und Bemessung der Schmutzwasserkanalisation

2.1 Vorüberlegungen und Datenerhebungen

Wie bereits erwähnt, wurde für die Entwässerung des Neubaugebiets „In der Acht“ eine **Variante des modifizierten Trennsystems** gewählt.

Zur Ableitung des häuslichen und betrieblichen Schmutzwassers erfolgt daher zunächst die Planung und Bemessung einer Schmutzwasserkanalisation.

Die Ableitung des Regenwassers soll nach Möglichkeit auf naturnahe Weise erfolgen und wird später behandelt.

2.2 Ermittlung der Bezugshöhen für den Schmutzwasserkanal

Für den Bebauungsplanvorentwurf des Ingenieurbüros Stolz und Kintzinger liegt noch keine endgültige Straßenplanung vor. Dementsprechend existiert neben der Aufteilung der Straßenfläche in Gehweg und Fahrstreifen auch noch keine Gradienten mit genauen Höhenangaben, welche im Normalfall als Bezugsebene für die Deckel- und Sohlhöhen des Schmutzwasserkanals dient.

Um die Höhen des Schmutzwasserkanals im Längsschnitt dennoch festlegen zu können, wird eine **Straßengradient mit Höhenangaben** konstruiert.

Zunächst wird die Trasse in vier Teile, Haupttrasse, Trasse A, Trasse B und Trasse C, eingeteilt. Durch Interpolation anhand der im Bebauungsplanvorentwurf eingetragenen Höhenlinien wird in 20 m- Intervallen die Höhe der im Plan eingezeichneten Straßenachse bestimmt und im Anschluss ein Längsschnitt dieser Achse erstellt. (siehe Anlage 2.1 „Höhenpunkte der Straßenachse - Übersichtsplan“ [*nicht im Anhang*] und Anlage 2.2 „Ermittlung der Gradientenhöhen“ [*nicht im Anhang*])

Unter Einhaltung eines Maximalgefälles der Straße von 12 % und angemessenem Erdab- und -auftrag erfolgen die Konstruktion und Höhermittlung der Straßengradienten. (siehe Anlage 2.2 „Ermittlung der Gradientenhöhen“ [*nicht im Anhang*] und Anlage 2.3 „Straßengradienten – Längsschnitt“ [*nicht im Anhang*])

Die Höhenbestimmung erfolgt lediglich auf eine Nachkomastelle genau, um der begrenzten Genauigkeit Rechnung zu tragen. Dennoch kann der Längsschnitt als Planungsgrundlage der Schmutzwasserkanalisation dienen. Bei der späteren Bauausführung sind die tatsächlichen Höhen jedoch zu prüfen und der Planung anzupassen.

2.3 Erstellen des Regelquerschnitts des Straßenkörpers

Zur Bestimmung der Lage des Schmutzwasserkanals dient ein Regelquerschnitt der Straße, der aber aufgrund der fehlenden Straßenplanung, ebenfalls nicht vorhanden ist.

Der Regelquerschnitt des vergleichbaren Neubaugebiets „Am Sägewerk“, welches sich im Norden der Ortsgemeinde Föhren befindet, dient daher als Anhaltspunkt. Dort teilt sich die 6,0 m breite Straßenfläche in einen 1,25 m breiten Gehweg, eine



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

0,5 m breite Entwässerungsrinne und eine 4,25 m breite Fahrbahn.

Beim Neubaugebiet „In der Acht“ stehen für den Straßenquerschnitt 6,5 m zur Verfügung, wobei eine endgültige Aufteilung des Querschnitts erst im Anschluss an die Untersuchungen zur Ableitung des anfallenden Oberflächenwassers vorgenommen werden kann. Zum derzeitigen Planungszeitpunkt ist unklar, ob die Entwässerung in offenen, straßenbegleitenden Entwässerungsmulden oder in einem Regenwasserkanal erfolgt. Bei den folgenden Planungen wird davon ausgegangen, dass ein Regenwasserkanal erforderlich ist, da die Bemessung eines solchen Kanals aufwendiger und dessen Lage von mehr Randbedingungen abhängig ist, als die Position der Mulden am Straßenrand.

Der 6,5 m breite Straßenraum teilt sich daher wie folgt auf: 1,50 m Gehweg, 0,50 m Entwässerungsrinne und 4,50 m Fahrbahn. Gehweg und Fahrbahn erhalten ein Quergefälle von 3 % zur Entwässerungsrinne hin.

Aus der Lage der Versorgungsleitungen in 1,50 m Tiefe (frostsicher) hat sich, aufgrund der seitlich abgehenden Hausanschlussleitungen, für die Lage des Schmutzwasserkanals eine sinnvolle Verlegetiefe von 2,70 m und für den Regenwasserkanal von 2,20 m bewährt. Die Tiefe des Schmutzwasserkanals ist in der Regel auch ausreichend um eine Kellerentwässerung der angeschlossenen Bebauung zu ermöglichen. Eine detailliertere Untersuchung hinsichtlich der Kellerentwässerung, erfolgt unter 9.4.3.

Weiterhin gilt, dass Versorgungsleitungen im Bereich des Gehwegs und Abwasserleitungen unter der Fahrbahn verlegt werden. Die Kanäle sollen möglichst nah an der Bordsteinkante verlaufen, wobei ein Mindestabstand von 1,20 m zwischen Außenkante Entwässerungsrinne und Außenkante Kanal einzuhalten ist. Weiterhin ergibt sich der erforderliche Abstand aus der Mindestgrabenbreite und der Breite für den Schutzstreifen, der nach DIN 4124 „Böschungen, Verbau, Arbeitsraumbreiten von Baugruben und Gräben“, 0,60 m auf beiden Seiten betragen sollte.

Nach **DIN EN 1610** „Verlegung und Prüfung von Abwasserleitungen und -kanälen“ (1997), gilt für die **lichte Mindestgrabenbreite verbauter Gräben**:

1) in Abhängigkeit von der Nennweite DN:

DN ≤ 225: OD + 0,40

DN > 225 bis DN ≤ 350: OD + 0,50

DN > 350 bis DN ≤ 700: OD + 0,70

(OD: Außendurchmesser der Leitung)

2) in Abhängigkeit von der Grabentiefe:

>1,75 m bis ≤ 4,00 m: 0,90 m

> 4,00 m: 1,00 m

Aus beiden Bedingungen wird der größere Wert maßgebend.
(hier Bedingung 2: Grabentiefe)



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Schmutz- und Regenwasserkanal werden in einem gemeinsamen Graben mit abgetreppter Sohle (Stufengraben) verlegt. Bei solchen Gräben ist der **Arbeitsraum zwischen den Rohren** zu berücksichtigen:

bis DN 700: 0,35 m
> DN 700: 0,50 m

Tatsächlich wird der **Abstand zwischen den Kanälen** aber meist durch die Abmessungen der Schächte bestimmt. Der Außendurchmesser eines kreisförmigen Schachtes beträgt mindestens 1,30 m. Unter Berücksichtigung eines Mindestabstands von 10 cm zwischen Kanal und Schacht, ergibt sich für den Abstand der Kanalachsen des Regen- und Schmutzwasserkanals, **0,75 m**.

Demnach ergibt sich unter Berücksichtigung der Mindestnennweite DN 250 für Schmutzwasserkanäle und DN 300 für Regenwasserkanäle eine lichte Mindestgrabenbreite von:
 $2 * 0,90 \text{ m} / 2 + 0,75 \text{ m} = 1,65 \text{ m}$

Der **Mindestabstand zwischen Entwässerungsrinne und Außenkante Regenwasserkanal** muss mindestens:

$0,60 \text{ m} + 0,90 \text{ m} / 2 - \text{DN} / 2 = 0,90 \text{ m}$ (bei DN 300), betragen.

Demnach wird der **Abstand von 1,20 m maßgebend**.

Der Schmutzwasserkanal wird wie oben beschrieben in 0,75 m Abstand zum Regenwasserkanal verlegt.

(zur Übersicht siehe Anlage 2.4 „Regelquerschnitt der Straße“ [*nicht im Anhang*])

2.4 Wahl des Rohrwerkstoffs

Der Kanalwerkstoff wird neben statischen Belastungen durch Verkehr, Erd- und Wasserdruck, auch mechanisch durch Abrieb und chemisch, vor allem durch Schwefelwasserstoffkorrosion, beansprucht.

Die Wahl des Rohrwerkstoffs ist folglich entsprechend den örtlichen Gegebenheiten zu treffen.

Nach wie vor werden vor allem bei großen Nennweiten hauptsächlich Beton- und Stahlbetonrohre eingebaut. Die seit einigen Jahren auf dem Markt erschienenen Kunststoffrohre, zum Beispiel aus PE, finden aus Mangel an Erfahrungswerten, noch kaum Anwendung. Zwar sind PE-Rohre teurer, ermöglichen aber durch längere Abschreibungszeiten aufgrund längerer Haltbarkeit, dennoch ein Einsparpotential bei den Gesamtkosten.

Betonrohre sind kostengünstiger, beim Transport unempfindlicher, haben bei sorgfältiger Herstellung eine hohe Druckfestigkeit, sind abriebfest und zeichnen sich durch Wasserundurchlässigkeit aus. Allerdings weisen



sie eine geringe Widerstandsfähigkeit gegen aggressives Grundwasser und einen niedrigen pH-Wert im Abwasser auf.

PE-Rohre haben ebenfalls eine hohe Abriebfestigkeit, Dichtigkeit, sind gut zu verlegen, besitzen zudem eine längere Lebensdauer (PE ca. 100 Jahre) und sind beständiger gegen Chemikalien. Nachteilig sind Temperaturempfindlichkeit und die höheren Kosten.

Aufgrund der kleinen Nennweite des Schmutzwasserkanals und im Hinblick auf zukünftige Entwicklungen, wird beim Baugebiet „In der Acht“ ein Kunststoffrohr aus **PVC-U** verlegt. Das Kürzel „U“ steht für „unplasticized“ und verweist darauf, dass Weichmacher bei der Herstellung grundsätzlich nicht verwendet werden.

Als Rohrsystem kann zum Beispiel das CONNEX- Kanalrohr der Funke Kunststoff GmbH verwendet werden. Die Kanalrohre werden in Baulängen von 1,5 m, 3,0 m und 6,0 m hergestellt. Bögen gibt es mit 11°, 22°, 33°, 45° und 87°. Die neuen Abmessungen der Winkel ermöglichen ein leichteres, flexibleres Verlegen und Anschließen der Rohre. Ein so genannter Kugelgelenk- Anschluss, der von 0° bis 11° schwenkbar ist, ermöglicht ebenfalls ein problemloses Anschließen. Abzweige gibt es mit 45° und 90° Abwinklung. Das CONNEX- Kanalrohr kann von 0,8 bis 6,0 m Tiefe eingebaut werden. Des Weiteren ist das Rohrsystem mit einem 2-Komponenten-CI-Dichtsystem ausgestattet, welches auch bei einer Abwinklung der Rohre von bis zu 3° optimale Dichtigkeit gewährleistet.

2.5 Trassierung des Schmutzwasserkanals im Lageplan

Grundsätzlich erfolgt der Einbau eines Kanals in öffentlichen Erschließungsflächen, wobei die Leitungstrasse von Bäumen und Bauwerken freizuhalten ist. Außerdem ist die Trasse nach Möglichkeit so zu wählen dass die Schachtdeckel so wenig wie möglich durch den Straßenverkehr belastet werden und dem Straßenverkehr bei Kanalarbeiten nur ein Fahrstreifen entzogen wird.

Zwischen zwei Schächten sollte der Kanal geradlinig verlaufen, wobei Bögen mit den entsprechenden Formstücken herzustellen sind.

Aufgrund der fehlenden Straßenplanung wird beim Baugebiet „In der Acht“ zunächst grob die Lage des Gehwegs und der Entwässerungsmulde festgelegt. In Anlehnung an den Regelquerschnitt ergibt sich schließlich die Lage des Schmutzwasserkanals.

Im Detail ist die Verlegung des Schmutzwasserkanals wie folgt geplant:

Hauptkanal (Haltung 1 bis Haltung 20):

Der Hauptkanal beginnt bei Parzelle 044 im Nordosten und verläuft zunächst bis zum Tiefpunkt der Trasse C, der sich in Höhe des Grundstücks 065 befindet. Von dort wird der Kanal als Transportleitung, zwischen den Parzellen 031, 032, 056 und 057, bei Schacht 3c in die Schmutzwasserleitung c geleitet.

Im Bereich der Transportleitung ist ein 3,0 m breiter Schutzstreifen für spätere Wartungsarbeiten auszuweisen, der von Bebauung freizuhalten ist.



Kanal a (Haltungen 31 und 32), Kanal b (Haltung 33 bis Haltung 39):

Die Trasse A weist am Knickpunkt im Norden einen Hochpunkt auf, der nur mit Hilfe von Pumpen überwunden werden kann. Daher erhalten die Baugrundstücke 010 bis 012 den Kanal a der an den vorhandenen Kanal im westlichen Weg angeschlossen wird.

Die übrigen Parzellen der Trassen A und B, 001 bis 009 und 013 bis 019, werden über den Kanal b entwässert, der weiter südlich ebenfalls an den vorhandenen Schmutzwasserkanal im westlichen Weg angeschlossen wird.

Kanal c (Haltung 24 bis Haltung 30):

Der Kanal c beginnt bei Parzelle 027 und schließt an den vorhandenen Schmutzwasserkanal im südlichen Weg an.

Kanal d (Haltung 21 bis Haltung 23):

Der Kanal d verläuft in der Trasse C von Südost in nördliche Richtung und mündet bei Schacht 18 in den Hauptkanal.

Alle Verbindungen an vorhandene bzw. geplante Kanäle werden mit 45°-Anschlüssen ausgeführt.

(zur Übersicht siehe [Anlage 10.1](#) „Erschließung des Baugebiets „In der Acht“ – Lageplan“)

2.6 Leitungen zur Grundstücksentwässerung

Die Leitungen zur Grundstücksentwässerung werden rechtwinklig an den vorhandenen Straßenkanal, in der Regel aber nicht an einen seiner Schächte, angeschlossen und verlaufen von dort ohne horizontale Richtungsänderung, mit einem Gefälle zwischen 10 und 20 ‰ und einer Mindestnennweite DN 150 bis zum Kontrollschacht hinter der Grundstücksgrenze. Der Abstand zwischen Kanal und Kontrollschacht darf höchstens 15 m betragen.

Generell werden die Leitungen von der öffentlichen Hand bis zur Grundstücksgrenze verlegt; beim Baugebiet „In der Acht“ bis 1,0 m dahinter. Allerdings ist heute aus wirtschaftlichen Gründen lediglich die frostfreie Verlegung der Schmutz- und Mischwasserkanäle vorgeschrieben. Eine Kellerentwässerung der angrenzenden Häuser ist daher oft nicht, oder nur mit Hilfe einer Hebeanlage, möglich.

Des Weiteren sind Hausanschlussleitungen so zu verlegen, dass sie jederzeit kontrolliert und saniert werden können. Pro Grundstück ist nur ein, bzw. beim Trennsystem zwei streng voneinander getrennte, Anschlusskanäle vorzusehen. Der Anschlusskanal für das Schmutzwasser verläuft mit 3,0 m Abstand, der für das Regenwasser mit 3,70 m Abstand zur Grundstücksgrenze.

Im Hinblick auf die naturnahe Ableitung des Regenwassers in straßenbegleitenden Entwässerungsmulden, sollte jedes Grundstück nur eine Zufahrt, unter der sämtliche Hausanschlussleitungen gebündelt werden, besitzen. Weiterhin sind die Zufahrten benachbarter Grundstücke möglichst nebeneinander zu legen, damit die

Versickerungsmulden im Straßenseitenraum seltener durch Überquerungsbauwerke unterbrochen werden.

2.7 Schachtbauwerke

Im Anschluss an die Trassierung des Schmutzwasserkanals im Lageplan erfolgt die Planung der Schachtbauwerke.

Straßenschächte sind wichtige Betriebseinrichtungen des Kanalnetzes und dienen zum Be- und Entlüften, Reinigen, Spülen und zur baulichen Unterhaltung der Entwässerungsleitungen.

Sie werden bei horizontalen Richtungsänderungen, Kanalzusammenführungen, Gefällewechsel, Querschnittsänderungen, Abstürzen, an Leitungsendpunkten und bei geraden Leitungsstücken in Abständen kleiner 100 m angeordnet.

Das Kanalstück zwischen zwei Schächten bezeichnet man als Haltung.

Schachtbauwerke werden entweder rechteckig oder kreisförmig mit einem lichten Durchmesser von $\geq 1,0$ m ausgeführt.

2.8 Längsschnitt des Schmutzwasserkanals

Anhand der Höhen der Straßengradiente werden die **Höhen der Schachtdeckel** des Schmutzwasserkanals bestimmt, die den geplanten Straßenhöhen im Endausbau entsprechen.

Unter Berücksichtigung der Verlegetiefe des Kanals in **2,70 m unter GOK** und des Mindest- und Maximallängsgefälles, werden Sohlhöhen, Haltungslängen und Gefälle der Haltungen der Schmutzwasserleitung ermittelt. (siehe Anlage 2.5 „Deckel- und Sohlhöhen des Schmutzwasserkanals“)

Bei den Anschlüssen an die vorhandenen Kanäle, ist die **Verlegetiefe** entsprechend anzupassen:

- Kanal im südlichen Weg: 2,0 m unter GOK
- Kanal im westlichen Weg: Verlegetiefe unbekannt, da keine Planunterlagen vorhanden; Annahme: 2,5 m unter GOK (Mischwasserkanal)

Längsgefälle: optimal 5 bis 20 ‰; maximal 66,67 bis 100 ‰ bei DN 200 bis DN 300

Weiterhin sollten Grabentiefen über 6,0 m aus Gründen der Wirtschaftlichkeit vermieden werden.

Diese Randbedingungen und das relativ hohe Gefälle im Erschließungsgebiet machen die Anordnung von Absturzbauwerken sinnvoll.



Folgende Schächte werden als **Absturzbauwerke**, zum Beispiel mit innenliegendem Untersturz, ausgeführt:

Schachtnummer	Absturzhöhe [m]
18	3,0
19	3,0

Schacht Nummer 18 dient nicht nur als Fallschacht, sondern auch als Anschlusschacht des Kanals d.

(Zur Übersicht siehe Anlage 10.2 „Erschließung des Baugebiets „In der Acht“ – Längsschnitt des Schmutz- und Regenwasserkanals“ [*nicht im Anhang*].)

2.9 Dimensionierung des Schmutzwasserkanals nach DWA-A 118 „Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen“

2.9.1 Gesamtabfluss bei Trockenwetter

Der Gesamtabfluss im Schmutzwasserkanal setzt sich nach Gl.1, DWA-A 118, aus dem max. stündlichen Trockenwetterabfluss und dem max. unvermeidbaren Regenabfluss im Schmutzwasserkanal zusammen.

$$Q_{\text{ges}} = Q_{T,h,\text{max}} + Q_{R,TR,\text{max}} \text{ [l/s]}$$

$$\text{bzw. } Q_{\text{ges}} = Q_T = Q_H + Q_G + Q_F \text{ [l/s]}$$

Q_T : Gesamtabfluss bei Trockenwetter

Q_H : häusliches Schmutzwasser

Q_G : betriebliches Schmutzwasser

Q_F : Fremdwasser

häusliches Schmutzwasser

Der häusliche Schmutzwasserabfluss wird wesentlich vom Wasserverbrauch der Bevölkerung bestimmt, welcher wiederum durch Siedlungsdichte und –struktur beeinflusst wird.

Der mittlere tägliche Wasserverbrauch der Bevölkerung inklusive Kleingewerbe liegt zwischen 80 und 200 l/(E*d). Die Siedlungsdichte schwankt von 20 E/ha (ländliche Gebiete, lockere Bebauung) bis 300 E/ha (Stadtzentren).

Beim Erschließungsgebiet „In der Acht“ soll der **mittlere tägliche Wasserverbrauch 120 l/(E*d)** betragen. Weiterhin wird die Annahme 3 Einwohner pro Grundstück getroffen.

Damit ergibt sich eine Gesamteinwohnerzahl von:

$$68 \text{ Grundstücke} * 3 \text{ E} = 204 \approx \mathbf{210 \text{ Einwohner}}$$



Als Einzugsgebiet dient das **kanalisierte Einzugsgebiet** $A_{E,k}$. Dies ist die Fläche des kanalisiertes bzw. des durch ein Entwässerungssystem erfassten Einzugsgebiets. Für Baugebiete werden die Grenzen des kanalisiertes Einzugsgebiets in der Regel entsprechend der Grundstücksgrenzen der durch die Kanalisation erschlossenen Baugrundstücke festgelegt.

$$A_{E,k} = 44.605 \text{ m}^2 = \mathbf{4,46 \text{ ha}}$$

(Zur Ermittlung von $A_{E,k}$, siehe Anlage 2.6 „Größe und Zuordnung der Grundstücke zu den Haltungen des SW-Kanals“ [*nicht im Anhang*].)

$$\rightarrow Q_H = 210 \text{ E} * 120 \text{ l}/(\text{E} * \text{d}) = 25.200 \text{ l}/\text{d} = 25,2 \text{ m}^3/\text{d} = \mathbf{0,29 \text{ l/s}}$$

der Tagesabfluss des häuslichen Schmutzwassers beträgt demnach:

$$Q_d = \mathbf{25,2 \text{ m}^3/\text{d}}$$

Der Schmutzwasseranfall einer Siedlung oder Stadt ist nicht konstant, sondern über den Tag verteilten Schwankungen unterworfen. Bei Großstädten ist der Verlauf der Abflusskurve relativ ausgeglichen, bei ländlichen Gebieten treten dagegen drei ausgeprägte Abflussspitzen auf.

Für die Bemessung wird daher der stündliche Tagesspitzenabfluss maßgebend, der sich mit Hilfe des **Schwankungsbeiwert X** (siehe Tab. III-1, Skript Abwassertechnik I) berechnet.

$$< 5000 \text{ Einwohner:} \quad X = 8$$

→ stündlicher Tagesspitzenabfluss:

$$Q_{H,h,max} = Q_d/X = \mathbf{0,88 \text{ l/s}}$$

Betriebliches Schmutzwasser

Betriebliches Schmutzwasser ist nicht vorhanden, da größere Betriebe im Erschließungsgebiet „In der Acht“ nicht vorgesehen sind. Kleingewerbe ist bereits im mittleren täglichen Wasserverbrauch der Bevölkerung berücksichtigt.

Fremdwasser

Als Fremdwasser bezeichnet man durch Undichtigkeiten eindringendes Grundwasser und zufließendes Drän- und Quellwasser und über Schachtabdeckungen zufließendes Regenwasser. Selbst bei neuen Netzen kann der Fremdwasseranteil 20 bis 100 % betragen.

es gilt:

$$Q_F = m * (Q_H + Q_G), \text{ wobei } m \text{ laut ATV-A 118 zwischen } 0,1 \text{ und } 1,0 \text{ schwankt}$$

- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Aufgrund der Tatsache, dass der Schmutzwasserkanal neu verlegt wird und davon ausgegangen wird, dass alle Anschlüsse sauber ausgeführt und Fehlanschlüsse vermieden werden, wird $m = 0,2$ angenommen.

$$Q_F = 0,2 * (0 + 0,29) = 0,06 \text{ l/s}$$

der **Gesamtabfluss bei Trockenwetter** ergibt sich damit zu:

$$\rightarrow Q_T = 0,29 + 0 + 0,06 = 0,35 \text{ l/s}$$

2.9.2 Bemessung mit dem Zeitbeiwertverfahren

Für die Bemessung des Schmutzwasserkanals mit dem Zeitbeiwertverfahren wird die Schmutzwasserspende q_s benötigt:

$$\text{es gilt: } q_s = (Q_{H,h,max} + Q_G + Q_F) / A_{E,k} = 0,21 \text{ l/(s*ha)}$$

Die Mindestnennweite des Schmutzwasserkanals beträgt DN 250.

Das rechnerische Abflussvermögen Q_v sollte auch im Hinblick auf zukünftige Entwicklungen nur zu 90 % ausgenutzt werden.

Es ist eine **Mindestfließgeschwindigkeit von $v > 0,5 \text{ m/s}$** einzuhalten, damit bei Trockenwetter keine Ablagerungen im Kanal zurückbleiben.

Die Bemessung erfolgt unter Verwendung des **Pauschalkonzepts**. Dabei wird die Rauheit k durch die betriebliche Rauheit k_b ersetzt, welche die Einzelverluste an Schächten und Hausanschlüssen pauschal berücksichtigt.

Für Sammelkanäle \leq DN 1000 und bei Verwendung von Regelschächten, gilt laut TabVI.4, Skript Abwassertechnik I, $k_b = 0,75 \text{ mm}$.

Die Berechnung zeigt, dass aufgrund der geringen Schmutzwassermenge für alle Haltungen die **Mindestnennweite DN 250** maßgebend wird.

(siehe Anlage 2.7 „Dimensionierung des Schmutzwasserkanals“ [*nicht im Anhang*])



3. Naturnahe Entwässerung entsprechend dem Arbeitsblatt DWA-A 138

Im Anschluss an die Planung und Bemessung der Schmutzwasserkanalisation werden im nächsten Schritt verschiedene Möglichkeiten zur Ableitung des Niederschlagswassers untersucht.

Zunächst sind jedoch die örtlichen Gegebenheiten wie Bodendurchlässigkeit und Grundwasserstand zu prüfen und die Flächen des Einzugsgebiets bezüglich der Belastung des zu versickernden Niederschlagswassers zu klassifizieren.

3.1 Klassifizierung der Flächen im Erschließungsgebiet „In der Acht“

In Anlehnung an die unter Punkt 1 aufgelisteten Planungsgrundsätze, erfolgt zunächst die **Einstufung der einzelnen Flächen** des Baugebiets.

Es ist zu prüfen, ob das anfallende Niederschlagswasser ohne Vorbehandlung versickert werden darf. Somit wird sichergestellt, dass eine Gefährdung für den Boden- und Grundwasserschutz auszuschließen ist.

Die Klassifizierung erfolgt anhand Tabelle 1 des DWA-A 138 „Versickerung der Niederschlagsabflüsse unter Berücksichtigung der abflussliefernden Flächen außerhalb von Wasserschutzgebieten“

Es wird angenommen, dass nach Erschließung des Neubaugebiets folgende Flächen vorliegen:

Art der Fläche	Beurteilung der Niederschlagsabflüsse
Wiesen, Grün- bzw. Parkflächen	unbedenklich
Dachflächen ohne Verwendung von unbeschichteten Metallen wie Kupfer, Blei und Zink	unbedenklich
Gehwege (im Wohngebiet)	tolerierbar
Hoffflächen und PKW- Parkplätze ohne häufigen Fahrzeugwechsel sowie wenig befahrene Verkehrsflächen (bis DTV 300 Kfz) in Wohn- und vergleichbaren Gewerbegebieten (berücksichtigt auch den Park- & Ride- Platz)	tolerierbar

Tabelle 3-1

Da alle Niederschlagsabflüsse als unbedenklich bzw. tolerierbar eingestuft werden, darf das Regenwasser ohne besondere Vorbehandlung oberirdisch durch Flächen- und Muldenversickerung oder in Mulden- Rigolen- Elementen versickert werden.



3.2 Ermittlung der einzelnen Flächenanteile des Baugebiets

Die Ermittlung der Gesamt- und Einzelflächen erfolgt mit Hilfe des CAD- Programms AutoCad.

Zur Ermittlung der undurchlässigen Fläche A_u werden die mittlere Abflussbeiwerte ψ_m aus Tabelle 2 „Empfohlene mittlere Abflussbeiwerte ψ_m nach DWA-A117 und ATV-DVWK-M 153“ des DWA-A 138, verwendet.

Die Gesamtfläche des Erschließungsgebiets „In der Acht“ beträgt etwa 8,52 ha und teilt sich in die folgenden Teilflächen auf:

Fläche	Größe [m ²]	ψ_m	ψ_m (gewählt)
Grünfläche der Grundstücke A_G	32360	0,1-0,3 (Gärten, Wiesen und Kulturland mit möglichem Regenabfluss in das Entwässerungssystem; steiles Gelände)	0,2
Dachflächen A_D	10200	0,8-1,0 (Ziegel, Dachpappe)	0,9
Flächen für Grundstückszufahrten A_Z	2040	0,15 (Rasengittersteine) 0,25 (Verbundsteine mit Fugen, Sickersteine) 0,3 (lockerer Kiesbelag, Schotterrasen)	0,25 (Mittelwert)
Fahrbahn A_F	5040	0,9 (Asphalt)	0,9
Gehweg A_{GW}	1570	0,5 (Pflaster mit offenen Fugen)	0,5
Rinne A_R	520	0,75 (Pflaster mit dichten Fugen)	0,75
P & R- Platz A_{PR}	1700	0,6 (fester Kiesbelag)	0,6
restliche Grün- und Freiflächen A_{Gr}	31770	0,1-0,3 (Gärten, Wiesen und Kulturland mit möglichem Regenabfluss in das Entwässerungssystem; steiles Gelände)	0,2
Gesamt A_{ges}	85200		

Tabelle 3-II

Es wird angenommen, dass die **Dachfläche pro Grundstück in etwa 150 m²** beträgt.

Die mittlere **Zufahrtsfläche** für die Grundstücke wird mit **30 m²** (3 m breit, 10 m lang) angesetzt.

Insgesamt sind **68 Baugrundstücke** für das Neubaugebiet „In der Acht“ geplant, wobei das kleinste eine Fläche von 481 m² und das größte von 1022 m² aufweist.

Die durchschnittliche Grundstücksgröße beträgt somit etwa 660 m².



3.3 Beurteilung des anstehenden Bodens

Anhand des geotechnischen Baugrundgutachtens der ICP, Ingenieurgesellschaft Prof. Czurda und Partner mbH (siehe Anlage 1.2 „Kopie des Bodengutachtens“ [*nicht im Anhang*]), lässt sich der anstehende Boden hinsichtlich Durchlässigkeit, Grundwasserstand und Bodenarten beurteilen. Die Angaben des Gutachtens sind ausschlaggebend für die anschließende Planung und Bemessung der Versickerungsanlagen.

Proben- stelle	oberste Bodenschicht	zweite Bodenschicht	Endteufe	K _f -Wert [m/s]
RB1/SRS1	Schluff 0,10 m (schwach sandig & kiesig, organisch)	Schluff 0,80 m (tonig, feinsandig)	1,60 m, kein Grundwasser (GW)	
RB2/SRS2	Schluff 0,20 m (tonig, feinsandig, organisch)	Feinsand 0,40 m (kiesig, schluffig)	4,00 m kein GW	
RB3	Schluff 0,15 m (sandig, kiesig, organisch)	Feinsand 0,70 m (stark schluffig, schwach tonig, schwach feinkiesig)	2,50 m kein GW	
SRS3				
RB4/SRS4	Schluff 0,15 m (sandig, kiesig, organisch)	Sand 1,45 m (schluffig, tonig, schwach kiesig)	3,70 m kein GW	1,9*10 ⁻⁸ (nach Mallet/ Paquant)
RB5/SRS5	Schluff 0,10 m (sandig, kiesig, organisch)	Feinsand 0,60 m (stark schluffig, schwach tonig & kiesig)	1,90 m kein GW	
RB 6	Schluff 0,10 m (sandig, kiesig, organisch)	Schluff 0,80 m (tonig, feinsandig, schwach kiesig)	2,10 m kein GW	2,1*10 ⁻⁷ (K _{f,u} ; Doppelring- Infiltrrometer)
SRS 6				
RB7/SRS7	Schluff 0,10 m (stark sandig, schwach kiesig, organisch)	Sand 0,40 m (schluffig, kiesig)	3,00 m kein GW	
RB8/SRS8	Schluff 0,10 m (stark sandig, kiesig, organisch)	Sand 0,80 m (schluffig, kiesig)	3,00 m kein GW	1*10 ⁻⁶ (nach Mallet/ Paquant)
RB9/SRS9	Schluff 0,15 m (tonig, feinsandig, organisch)	Sand 0,75 m (schluffig, schwach tonig)	4,00 m kein GW	3,6*10 ⁻⁸ (nach Mallet/ Paquant)

Tabelle 3-III

Um die K_{f,u}-Werte in der ungesättigten Bodenzone zu erhalten, sind die k_f-Werte nach Mallet/ Paquant zu halbieren.

Weiterhin weist das Bodengutachten darauf hin, das im untersuchten Baugebiet TL- und SU- Böden dominieren, für welche basierend auf den Körnungslinien eine mittlere Durchlässigkeit von K_f ≈ 2,75 * 10⁻⁸ m/s anzusetzen ist. Sie sind somit gemäß DIN 18130 als gering durchlässig einzustufen und nach DWA-A 138 als nicht geeignet für Versickerungszwecke zu beurteilen.



Die im Baugebiet „In der Acht“ vorherrschenden Böden, mit einem **mittleren k_f -Wert von $3,68 \cdot 10^{-7}$ m/s**, können folglich nicht zur vollständigen Versickerung des anfallenden Regenwassers herangezogen werden. Es sind weitere Retentionsräume erforderlich bzw. ist der nicht versickernde Anteil des Regenwassers schadensfrei abzuführen.

Als positiv ist zu werten, dass im gesamten Untersuchungsgebiet selbst in den Endteufen der Bohrungen kein Grundwasser angetroffen wurde. Eine ausreichende Mächtigkeit des Sickerraums ist somit in jedem Fall gegeben.

3.4 Variante 1: dezentrale Grundstücksentwässerung, semizentrale Entwässerung der restlichen Flächen

Jedes Baugrundstück erhält eine eigene Versickerungsmulde, um das auf den Dach- und Zufahrtsflächen anfallende Niederschlagswasser zu versickern.

Das auf den Straßen-, Gehweg- und Grünflächen anfallende Niederschlagswasser wird in eine semizentrale Versickerungsanlage im Süden des Erschließungsgebietes geleitet. Die Anlage wird als Versickerungsbecken geplant.

Wie die Ableitung des Niederschlagswassers erfolgt, ob in offenen Rinnen oder einem Regenwasserkanal, wird erst im Anschluss an die Untersuchung der unterschiedlichen Entwässerungsvarianten entschieden.

3.4.1 Funktionsprinzip von Versickerungsmulden

Versickerungsmulden funktionieren nach dem Prinzip der flächenförmigen Versickerung über eine **20 bis 30 cm starke belebte Bodenschicht**, welche die Funktion eines Filters erfüllt, der auch ungelöste Stoffe zurückhält. Die biologische Reinigungsleistung von Mulden ist daher sehr gut.

Um eine Verschlickung und Verdichtung der Muldenoberfläche zu vermeiden, dürfen Mulden nur kurzzeitig unter Einstau stehen. Aus diesem Grund sollte die **Bodendurchlässigkeit mindestens $1 \cdot 10^{-6}$ m/s** betragen, die **Einstauhöhe** der Mulde wird auf **30 cm** begrenzt und die Entleerungszeit der Mulde unter 24 h ist nachzuweisen. Andernfalls stände die Mulde unter Dauereinstau und es stellten sich anaerobe Verhältnisse in der Mulde ein. Dies gilt es in jedem Fall zu verhindern.

Der **Größe** einer Mulde richtet sich nach dem Ansatz 50 l Muldenvolumen pro m² angeschlossene, versiegelte Fläche.

Sohlebenen und Sohllinien der Mulden sollen horizontal verlaufen; gegebenenfalls sind bei großen, langen Mulden oder großem Geländegefälle Bodenschwellen anzuordnen.

Die **Beschickung** sollte möglichst gleichmäßig über oberirdische, offene Zuleitungsrinnen erfolgen.

Die **Böschungsneigung** darf höchstens 1:2 betragen, damit regelmäßige Wartung, Reinigung und Mahd nicht unnötig erschwert werden.

Neben der guten Retentionswirkung, den guten Wartungsmöglichkeiten und dem geringen technischen Bauaufwand, lassen sich Mulden optimal als gestalterisches Element in die Grünbereiche von Grundstücken und Straßen- Seitenräumen eingliedern. Durch artenreiche Bepflanzung mit wechselfeuchten Gräsern werden sie



selbst auf kleinen Grundstücken zu Gestaltungselementen. In Trockenzeiten können die Grünflächen als Spiel- und Erholungsräume dienen.

Nachteilig ist lediglich der recht große Flächenbedarf und dass Mulden oft als Ablade- und Entsorgungsfäche für Unrat und Gartenabfälle missbraucht werden.

3.4.2 dezentrale Grundstücksentwässerung - Versickerungsmulden

Um eine rasche Versickerung des Regenwassers in oberirdischen Mulden sicherzustellen, muss die Bodendurchlässigkeit mindestens $1 \cdot 10^{-6}$ m/s betragen.

Obwohl der anstehende Untergrund dieses Kriterium nicht erfüllt, soll überprüft werden, ob das auf den Grundstücken anfallende Niederschlagswasser in Mulden versickert werden kann.

Die Mulden werden für ein Ereignis mit der Häufigkeit $n=0,2/a$ bemessen.

Weiterhin erhalten sie einen Notüberlauf in Form einer die Mulde umgebenden Rinne, die das überlaufende Wasser in die semizentrale Versickerungsanlage im Süden des Baugebiets leitet.

I) Bestimmung der abflusswirksamen Fläche A_u

an jede Mulde angeschlossene Flächen:

Dachfläche $A_D = 150,0 \text{ m}^2$ $\psi_m = 0,9$ (Ziegel, Dachpappe)
Zufahrtsfläche $A_Z = 30,0 \text{ m}^2$ $\psi_m = 0,25$ (Verbundsteine mit Fugen, Sickersteine)
(ψ_m nach Tabelle 3-II)

$A_u = 0,9 \cdot 150,0 + 0,25 \cdot 30,0 = 142,5 \text{ m}^2 \rightarrow$ gewählt: $A_u = 145,0 \text{ m}^2$

II) Bodendurchlässigkeit – maßgebender k_{f-} Wert

In Tabelle 3-III sind die im Erschließungsgebiet vorliegenden Durchlässigkeitsbeiwerte bereits aufgelistet.

Die einzelnen k_{f-} Werte lassen sich in etwa folgenden Baugrundstücken zuordnen:

- 027, 038-055, 061, 063: $k_{f,4}$ (RB 4)
- 030-033, 056-060, 064-068: $k_{f,6}$ (RB 6)
- 024-026, 034-037: $k_{f,8}$ (RB 8)
- 001-023, 028-029: $k_{f,9}$ (RB 9)

Der mittlere k_{f-} Wert liegt demnach bei $k_{f,m} = 3,69 \cdot 10^{-7}$ m/s. Bis auf $k_{f,8}$ liegen die Durchlässigkeitsbeiwerte unter dem Mindestwert für die Muldenversickerung ($1 \cdot 10^{-6}$ m/s).

Entscheidend für die Versickerung in der Mulde ist der geringere $k_{f,u-}$ Wert in der ungesättigten Bodenzone. Dieser entspricht dem halben k_{f-} Wert und liegt bei $1,84 \cdot 10^{-7}$ m/s.



III) Bemessung der Versickerungsmulden

Ein wesentliches Kriterium bei der Bemessung von Versickerungsmulden ist die Berücksichtigung der Zwischenspeicherung des Abflusses.
 Dies wird durch die Kontinuitätsbedingung beschrieben:

Zuflussvolumen – Abflussvolumen (Versickerung) = Speicheränderung

Es wird eine konstante Versickerungsrate angenommen.

1. Ansatz: erforderliches Muldenvolumen V_M :

nach Gl.A4 des DWA-A 138 gilt:

$$V_M = \left[(A_u + A_s) * 10^{-7} * r_{D,n} - A_s * \frac{k_f}{2} \right] * D * 60 * f_z \quad [m^3]$$

- A_u : undurchlässige Fläche [m²]
- A_s : Versickerungsfläche [m²]
- $r_{D,n}$: maßgebende Regenspende in [l/(s*ha)]
- D : Dauer des Bemessungsregens [min]
- f_z : Zuschlagsfaktor gemäß DWA-A 117
- k_f : Bodendurchlässigkeitsbeiwert [m/s]

Die einzelnen Regenspenden sind dem Programm KOSTRA- digital für n=0,2 (5-jährliches Regenereignis) und die Station Trier- Petrisberg entnommen.

Die maßgebende Regendauer D wird schrittweise bestimmt.

Der Zuschlagsfaktor f_z beträgt **1,2**, das heißt es besteht geringes Risiko für eine mögliche Unterbemessung.

Für die erforderliche Versickerungsfläche gilt:

erf. $A_s = 0,20 * A_u = 0,2 * 145,0 = 29,0 \text{ m}^2$ (schluffiger Sand, sandiger Schluff, Sand)

→ gewählt: **erf. $A_s = 30,0 \text{ m}^2$**

(Zur schrittweisen Berechnung von V_M , siehe Anlage 3.1 „Erforderliches Muldenvolumen und Versickerungsfläche der Mulden auf den Grundstücken“ [nicht im Anhang].)

2. Ansatz: erforderliche Versickerungsfläche A_s :

nach Gl.A7 des DWA-A 138 gilt:

$$A_s = \frac{A_u * 10^{-7} * r_{D,n}}{\frac{z_m}{D * 60 * f_z} - 10^{-7} * r_{D,n} + \frac{k_f}{2}} \quad [m^2]$$



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

A_s : Versickerungsfläche [m²]
 A_u : undurchlässige Fläche [m²]
 $r_{D,n}$: maßgebende Regenspende in [l/(s*ha)]
 D : Dauer des Bemessungsregens [min]
 f_z : Zuschlagsfaktor gemäß DWA-A 117
 k_f : Bodendurchlässigkeitsbeiwert [m/s]
 z_m : Einstauhöhe in der Mulde [m]

Die Einstauhöhe ist abhängig vom k_f -Wert des Bodens und der Entleerungszeit der Mulde, t_E , und darf maximal 0,30 m betragen.

für die Entleerungszeit gilt:
vorh. $t_E = 2 \cdot z_m / k_f < 24$ h

Zur schrittweisen Berechnung von A_s , siehe Anlage 3.1 „Erforderliches Muldenvolumen und Versickerungsfläche der Mulden auf den Grundstücken“. [*nicht im Anhang*]

IV) Bemessungsergebnisse:

• Ansatz 1:

Die Muldenvolumina reichen von 10,37 m³ ($k_{f,8}$) bis 14,13 m³ ($k_{f,4}$).
Die maßgebende Regendauer liegt bei 48 Stunden ($k_{f,8}$) und 72 Stunden (alle übrigen k_f -Werte).

Kontrolle der Einstauhöhe für $V_{M,m} = 12,5$ m³:

$$z_m = V_{M,m} / \text{erf. } A_s = 0,42 \text{ m} > 0,30$$

→ Die Versickerungsfläche muss mindestens 42,0 m² betragen, damit die maximale Einstauhöhe nicht überschritten wird.

Kontrolle der Entleerungszeit:

$$t_E = 2 \cdot z_m / k_{f,m} \approx 452 \text{ h} \gg 24 \text{ Stunden}$$

• Ansatz 2:

Unter Berücksichtigung der Entleerungszeit von 24 h und des jeweiligen k_f -Werts ergeben sich maximale Einstauhöhen von 0,001 m ($k_{f,4}$) bis 0,04 m ($k_{f,8}$).
In Gleichung GL.A7 eingesetzt, führen diese Einstauhöhen allerdings zu unwirtschaftlich großen Versickerungsflächen. Selbst für den größten Bodendurchlässigkeitsbeiwert $k_{f,8}$, beträgt die maximale Versickerungsfläche bei einer maßgebenden Regendauer von 360 min, **1033 m²**.

für die endgültige Versickerungsfläche gilt: $A_s = (A_{s,max} + A_{s,erf.}) / 2 = 531,5$ m²



Die Ergebnisse bestätigen die schlechten Versickerungseigenschaften des im Erschließungsgebiet anstehenden Bodens. Entweder lässt sich die Entleerungszeit der Mulde nicht eingehalten oder es ergeben sich für den Grundstückseigentümer unzumutbare Versickerungsflächen.

Die Grundstücksentwässerung ist demnach durch alleinige Muldenversickerung unmöglich.

3.4.3 Funktionsprinzip von Versickerungsbecken

Das Prinzip von Versickerungsbecken bedeutet die flächenförmige Versickerung über die belebte Bodenschicht in einem humusierten Becken. Die Infiltration erfolgt dabei entweder über feinkörnige Deckschichten (zusätzliche Filterwirkung) oder direkt in die sickerfähige Schicht.

Versickerungsbecken finden Anwendung bei Einzugsgebieten ab der Größe von 1ha. Sollen sich die Becken rasch entleeren, ist ein **k_f - Wert von mindestens $1 \cdot 10^{-5}$ m/s** erforderlich. Die Becken können aber auch als Naßbecken mit Dauereinstau ausgeführt werden.

Versickerungsbecken besitzen aufgrund der belebten Bodenschicht eine gute biologische Reinigungsleistung, haben ein großes Retentionsvermögen, lassen sich leicht warten und können als Biotop in die Landschaft integriert werden. Weiterhin stellen sie geringe Anforderungen an die Wasserqualität. Qualitätsschwankungen können abgepuffert werden.

Zu beachten gilt lediglich, dass Versickerungsbecken eventuell eine Gefahr für spielende Kinder bedeuten können (gegebenenfalls Einfriedung erforderlich) und sich die Sohle bei unsachgemäßer Wartung verdichten kann.

3.4.4 semizentrale Entwässerung der übrigen Flächen – Versickerungsbecken

Damit der k_f - Wert der Beckensohle nicht auf ein fünftel reduziert werden muss, sollte dem Versickerungsbecken beim Baugebiet „In der Acht“ ein Absetzbecken vorgeschaltet werden, in dem sich die im Regenwasser vorhandenen, absetzbaren Stoffe ablagern können. Zwar weisen Abflüsse aus reinen Wohngebieten weniger Sedimente auf, sie sind aber dennoch in regelmäßigen Abständen aus dem Absetzbecken zu entfernen.

Außerdem wird für das Becken ein Notüberlauf in Form einer offenen, das Becken umgebenden Rinne, vorgesehen. Falls das Becken versagt, soll diese das überlaufende Wasser sammeln und in den nahe gelegenen Entwässerungsgraben ableiten.

Das Becken wird für eine Häufigkeit $n = 0,1/a$ (10-jährliches Versagen) bemessen.



I) Bestimmung der abflusswirksamen Fläche A_u

an das Versickerungsbecken angeschlossene Flächen:

Grundstücke	$A_G = 32360 \text{ m}^2$	$\psi_m = 0,2$
Fahrbahnfläche	$A_F = 5040 \text{ m}^2$	$\psi_m = 0,9$
Gehwegfläche	$A_{GW} = 1570 \text{ m}^2$	$\psi_m = 0,5$
Rinnenfläche	$A_R = 520 \text{ m}^2$	$\psi_m = 0,75$
P+R- Platz	$A_{PR} = 1700 \text{ m}^2$	$\psi_m = 0,6$
restliche Grünfläche	$A_{Gr} = 31770 \text{ m}^2$	$\psi_m = 0,2$

$$A_u = 0,2 \cdot 32360 + 0,9 \cdot 5040 + 0,5 \cdot 1570 + 0,75 \cdot 520 + 0,6 \cdot 1700 + 0,2 \cdot 31770$$

$$= 19557 \text{ m}^2$$

→ gewählt: $A_u = 19560 \text{ m}^2$

II) Bodendurchlässigkeit – maßgebender k_f - Wert

Im südlichen Teil des Baugebiets, wo die Versickerungsanlage entstehen soll, liegt der Durchlässigkeitsbeiwert bei $k_{f,8} = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$.

III) Bemessung des Versickerungsbeckens

Weil das durch die Kanalisation erfasste Einzugsgebiet $A_{E,k}$ kleiner 200 ha ist und die Bemessungshäufigkeit $n = 0,1/a$ beträgt, ist das **vereinfachte Bemessungsverfahren nach DWA-A 117** „Bemessung von Regenrückhalteräumen“ zulässig.

nach Gl.A.25 des DWA-A 138 gilt:

$$V = (A_u \cdot 10^{-3} \cdot r_{D,n} - Q_s) \cdot D \cdot 60 \cdot f_z \quad [\text{m}^3]$$

- A_u : undurchlässige Fläche [ha]
- $r_{D,n}$: maßgebende Regenspende in [l/(s*ha)]
- D: Dauer des Bemessungsregens [min]
- Q_s : Versickerungsrate = $A_s \cdot k_{f,m}$ [m³/s]
- f_z : Zuschlagsfaktor gemäß DWA-A 117 (=1,2)

Die einzelnen Regenspenden sind KOSTRA- digital 2000 für $n = 0,1$ (10- jährliches Regenereignis) und die Station Trier- Petrisberg entnommen.

Die maßgebende Regendauer D wird schrittweise bestimmt.

Das Überlaufwasser aus den Notüberläufen der Mulden auf den Grundstücken ist bei der Bemessung nicht berücksichtigt. Dies ist erst in den anschließenden Langzeitsimulationen mittels Computerprogrammen der Fall.



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

für die Versickerungsfläche gilt darüber hinaus:

$$A_u / A_s > 15 \quad \rightarrow \quad A_s < 19560 / 15 < 1304 \text{ m}^2$$

→ die Versickerungsfläche A_s sollte maximal 1304 m^2 betragen

IV) Abmessungen

Die Abmessungen des Versickerungsbeckens bieten sich, aufgrund der Platzverhältnisse im südlichen Teil des Erschließungsgebiets und unter Berücksichtigung einer möglichst kurzen Entleerungszeit wie folgt an:

$$l_o = 42,0 \text{ m}$$

$$b_o = 32,0 \text{ m}$$

$$z = 1,4 \text{ m}$$

$$\text{Beckenoberfläche } A_o = 1344 \text{ m}^2$$

die Böschungsneigung soll $n = 1:2$ betragen

→ Abmessungen der Beckensohle:

$$l_s = l_o - 2 \cdot 2 \cdot z_m = 36,4 \text{ m}$$

$$b_s = b_o - 2 \cdot 2 \cdot z_m = 26,4 \text{ m}$$

$$\text{Sohlfläche } A_s = 961 \text{ m}^2$$

$$A_m = 1153 \text{ m}^2 < 1304 \text{ m}^2$$

→ Beckenvolumen (nach der Formel für einen Pyramidenstumpf):

$$V = \frac{1}{3} \cdot z \cdot \left[l_s \cdot b_s + (l_s \cdot b_s + l_o \cdot b_o)^{1/2} + l_o \cdot b_o \right] \quad [m^3]$$

$$V = 1606 \text{ m}^3$$

V) Versickerungsleistung

Die Versickerungsleistung berechnet sich als Mittel aus minimaler und maximaler Versickerungsleistung.

$$Q_{s,\min} = A_s \cdot k_f / 2 = 4,80 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{s,\max} = A_o \cdot k_f / 2 = 6,72 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\rightarrow Q_{s,m} = (Q_{s,\min} + Q_{s,\max}) / 2 = 5,76 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$



VI) Kontrolle des Beckenvolumens V

es gilt:

$$V_{\text{erf}} = (1,956 * 10^{-3} * r_{D,n} - 5,76 * 10^{-4}) * D * 60 * 1,2 \text{ [m}^3\text{]}$$

Zur schrittweisen Berechnung von V, siehe Anlage 3.2 „Erforderliches Volumen des Versickerungsbeckens“. [*nicht im Anhang*]

Für die maximale Regendauer von 72 Stunden wird ein Beckenvolumen von **$V_{\text{erf}} = 1581 \text{ m}^3$** benötigt.

Dies ist kleiner als das vorhandene Beckenvolumen, $V_{\text{vorh}} = 1606 \text{ m}^3$.

VII) Kontrolle der Entleerungszeit

es gilt:

$$t_E \approx V_{\text{voll}} / Q_{s,m} = 774 \text{ h} \approx \mathbf{33 \text{ d}}$$

VIII) Ergebnis

Die Berechnungen zeigen, dass trotz der recht großen Versickerungsfläche, lange Entleerungs- bzw. Einstauzeiten erreicht werden. Eine vollständige Beckenentleerung wird daher selten zu erwarten sein. Das Versickerungsbecken wird sich daher als ein **Naßbecken mit Dauereinstau** einstellen.

Aufgrund dieser Tatsache ist es wirtschaftlicher die Tiefe des Beckens auf $z = 2,0 \text{ m}$ zu erhöhen und damit die benötigte Fläche zu verkleinern.

Die neuen Abmessungen ergeben sich zu:
(Berechnungen analog)

$$\begin{aligned} l_o &= \mathbf{38,0 \text{ m}} \\ b_o &= \mathbf{28,0 \text{ m}} \\ A_o &= \mathbf{1064 \text{ m}^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_s &= \mathbf{30,0 \text{ m}} \\ b_s &= \mathbf{20,0 \text{ m}} \\ A_s &= \mathbf{600,0 \text{ m}^2} \end{aligned}$$

$$Q_{s,m} = 4,16 * 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{\text{vorh}} = \mathbf{1642 \text{ m}^3} < V_{\text{erf}} = 1631 \text{ m}^3$$

Zur schrittweisen Berechnung von V, siehe Anlage 3.2 „Erforderliches Volumen des Versickerungsbeckens“. [*nicht im Anhang*]



$$t_E = 1096 \text{ h} \approx 46 \text{ d}$$

Die Flächeneinsparnis beträgt 280 m².

→ **Fazit:**

Abmessungen mit geringster Entleerungszeit:

$$l_o = 42,0 \text{ m}, b_o = 32,0 \text{ m}, z = 1,4 \text{ m}$$

Abmessungen mit geringstem Flächenbedarf:

$$l_o = 38,0 \text{ m}, b_o = 28,0 \text{ m}, z = 2,0 \text{ m}$$

IX) weitere bauliche Hinweise

- Die Beckensohle ist zum Beckenzulauf hin zu neigen um einer Kolmation im gesamten Beckenbereich vorzusorgen.
- Um einen zusätzlichen Reinigungseffekt zu erreichen, sollte das Niederschlagswasser in offenen Mulden eingeleitet werden.
- Bepflanzung von Beckensohle und Böschung erhöht die Filtrationsrate.
- Eine Bodenverdichtung, zum Beispiel durch Baufahrzeuge, ist zu vermeiden.
- Hydraulische Stöße können durch Findlinge im Einlaufbereich abgefangen werden.
- Regelmäßige Wartungsarbeiten und Kontrolle des Beckens sind notwendig: Vor allem im Herbst, bei Laubfall, sind dichtende Bodenauflagen und Schlammsschichten zu entfernen.

3.5 Variante 1a: dezentrale Grundstücksentwässerung, semizentrale Entwässerung der restlichen Flächen

Das auf den Grundstücken anfallende Niederschlagswasser der Dach- und Zufahrtsflächen soll in **Mulden- Rigolen- Elementen** versickert bzw. gedrosselt abgeleitet werden.

Der Niederschlagsabfluss der Straßen-, Gehweg- und Grünflächen wird in eine semizentrale Versickerungsanlage im Süden des Erschließungsgebietes geleitet. Die Anlage wird als **Versickerungsbecken mit parallelen Dränrohren**, als eine Art System aus parallelen Mulden- Rigolen- Elementen, geplant.

3.5.1 Funktionsprinzip eines Mulden- Rigolen- Elements

Mulden- Rigolen- Elemente finden bei K_f Werten unter $1 \cdot 10^{-6}$ m/s Anwendung, weil die geringe Versickerungsrate dann nicht mehr vollständig durch eine Zwischenspeicherung ausgeglichen werden kann und eine zusätzliche Ableitung erforderlich ist.

Ein Mulden- Rigolen- System besteht aus **zwei Speicherelementen**, der Mulde und der darunter liegenden Rigole. Das Niederschlagswasser wird in die Mulde geleitet



und sickert von dort in die Rigole. Die Entleerung der Rigole erfolgt zum einen durch die geringe Versickerung in den Untergrund und durch gedrosselte Ableitung des Niederschlagswassers in ein Rohrsystem oder einen offenen Graben. In der Regel besitzt jede Rigole einen Schacht zur Abflussdrosselung.

Die **Mulden** müssen eine mindestens **10 cm dicke Oberbodenschicht** aufweisen um eine ausreichende Reinigung des Niederschlagswassers zu gewährleisten. Des Weiteren muss der Boden in der Mulde einen **k_f - Wert von mindesten $1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$** aufweisen um eine schnelle Entleerung der Mulde sicherzustellen. Aus diesem Grund wird auch wie bei einfachen Mulden die **Einstauhöhe auf 30 cm** begrenzt.

Der Häufigkeitsnachweis der Anlage ist für die Rigole zu erbringen. Die Mulden können für eine geringere Häufigkeit bemessen werden, müssen allerdings einen Überlauf in die Rigole erhalten.

Sind die Drosselabflüsse der einzelnen Rigolen vernetzt, entsteht ein Mulden-Rigolen-System. Mulden- Rigolen- Elemente können sowohl aufeinanderfolgend , als auch parallel angeordnet werden.

Mittels Mulden- Rigolen- Elementen lässt sich bei sachgemäßer Wartung und Kontrolle, gegenüber einfachen Mulden, **Versickerungsfläche einsparen** und dennoch die Versickerung bzw. Ableitung des Niederschlagswassers gewährleisten. Nachteilig sind lediglich der höhere Bau- und Wartungsaufwand.

3.5.2 dezentrale Grundstücksentwässerung – Mulden- Rigolen- Elemente

Zur Ableitung des Drosselabfluss sind die einzelnen Rigolen in jedem Fall an einen Regenwasserkanal anzuschließen.

Die Mulden, die lediglich für eine Häufigkeit $n=1/a$ (1- jährliches Ereignis) bemessen werden, erhalten einen Überlauf in die Rigole und einen Notüberlauf in Form einer die Mulde umgebenden Rinne, die das überlaufende Wasser zur semizentralen Versickerungsanlage im Süden des Baugebiets leitet.

Die Rigolen werden für ein $n=0,2/a$ (5- jährliches Ereignis) bemessen.

I) Bestimmung der abflusswirksamen Fläche A_u

Ermittlung der undurchlässigen Fläche: 3.4.2-I

$$A_u = 145,0 \text{ m}^2$$

II) Bodendurchlässigkeit – maßgebender k_f - Wert

Der Bodendurchlässigkeitsbeiwert der Mulde muss durch Bodenaustausch sichergestellt werden.

$$\rightarrow k_{f, \text{Mulde}} = k_{f, M} = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

Der Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens soll dem mittleren k_f - Wert im Erschließungsgebiet entsprechen.



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

$$\rightarrow k_{f,\text{Boden}} = k_{f,B} = 3,69 \cdot 10^{-7} \text{ m/s} \quad (\text{entspricht } k_{f,m})$$

III) Bemessung der Mulden

für das erforderliche Muldenvolumen V_M gilt nach Gl.A.4, DWA-A 138:

$$V_M = \left[(A_u + A_{s,M}) \cdot 10^{-7} \cdot r_{D,n} - A_{s,M} \cdot \frac{k_{f,M}}{2} \right] \cdot D \cdot 60 \cdot f_z \quad [\text{m}^3]$$

- A_u : undurchlässige Fläche [m^2]
- $A_{s,M}$: Versickerungsfläche der Mulde [m^2]
- $r_{D,n}$: maßgebende Regenspende in [$\text{l}/(\text{s} \cdot \text{ha})$]
- D : Dauer des Bemessungsregens [min]
- f_z : Zuschlagsfaktor gemäß DWA-A 117
- $k_{f,M}$: Bodendurchlässigkeitsbeiwert der Mulde [m/s]

Die einzelnen Regenspenden sind KOSTRA- digital 2000 für $n=1/a$ (1- jährliches Regenereignis) und die Station Trier- Petrisberg entnommen.

Die maßgebende Regendauer D wird schrittweise bestimmt.

Der Zuschlagsfaktor f_z beträgt **1,2**, das heißt es besteht geringes Risiko für eine mögliche Unterbemessung.

Die erforderliche Versickerungsfläche der Mulde wird zu **$A_{s,M} = 15,0 \text{ m}^2$** gewählt.

Für die maßgebende Regendauer von 180 Minuten, ergibt sich das erforderliche Muldenvolumen mit:

$$V_{M,\text{erf}} = 3,1 \text{ m}^3 \approx 3,5 \text{ m}^3$$

(Zur schrittweisen Berechnung von V_M , siehe Anlage 3.3 „Erforderliches Muldenvolumen und erforderliche Rigolenlänge der Mulden-Rigolen-Elemente“ [*nicht im Anhang*].)

IV) Ermittlung der Rigolenlänge

nach Gl.A.10, DWA-A 138, gilt:

$$l_R = \frac{(A_u + A_{s,M}) \cdot 10^{-7} \cdot r_{D,n} - Q_{Dr} - \frac{V_M}{D \cdot 60 \cdot f_z}}{\frac{b_R \cdot h_R \cdot s_{RR}}{D \cdot 60 \cdot f_z} + \left(b_R + \frac{h}{2} \right) \cdot \frac{k_f}{2}} \quad [\text{m}]$$



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Q_{Dr} : Drosselabfluss der Rigole [m^3/s]; $Q_{Dr} = q_{Dr} \cdot A$

Als Drosselabflussspende wird $q_{Dr} = 3,0 \text{ l/(s} \cdot \text{ha)}$ gewählt. Dies entspricht etwa der 1-jährlichen Abflussspende eines land- und forstwirtschaftlichen Einzugsgebiets und wird auf das unbebaute, natürliche Gebiet bezogen.

$$\rightarrow Q_{Dr} = q_{Dr} \cdot (A_D + A_Z) = 0,054 \text{ l/s} = 5,4 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

b_R : Breite der Rigole
 \rightarrow gewählt: $b_R = 1,5 \text{ m}$

h_R : Höhe der Rigole
 \rightarrow gewählt: $h_R = 1,0 \text{ m}$

s_{RR} : Gesamtspeicherkoeffizient der Rigole [-]

nach Gl.A.17, DWA-A 138, gilt:

$$s_{RR} = \frac{s_R}{b_R \cdot h_R} \cdot \left[b_R \cdot h_R + \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \left(\frac{1}{s_R} \cdot d_i^2 - d_a^2 \right) \right] \quad [-]$$

s_R : Speicherkoeffizient der Kiesfüllung $\rightarrow s_R = 0,35$

Es wird ein Vollsickerrohr DN 200 aus Kunststoff verwendet.
 Die Wandstärke des Sickerrohres soll vernachlässigt werden.
 daher gilt: $d = d_i \approx d_a = 1$

$$\rightarrow s_{RR} = 0,36$$

Für die maßgebende Regendauer von 360 Minuten, ergibt sich die erforderliche Rigolenlänge mit:

$$I_{R,erf} = 4,6 \text{ m}^3 \approx 5,0 \text{ m}^3$$

Zur schrittweisen Berechnung von I_R , siehe Anlage 3.3 „Erforderliches Muldenvolumen und erforderliche Rigolenlänge der Mulden-Rigolen-Elemente“. [nicht im Anhang]

V) Festlegung der Muldenabmessungen

Die Muldenabmessungen werden wie folgt gewählt:

Länge der Mulde: $I_M = 5,0 \text{ m}$; entspricht I_R Länge der Rigole
 Breite der Mulde: $b_M = 3,0 \text{ m}$



Kontrolle der Versickerungsfläche:

vorh. $A_{s,M} = 15,0 \text{ m}^2$ \leq gewählt $A_{s,M}$

Kontrolle der Einstauhöhe in der Mulde:

$z_m = V_{M,m} / A_{s,M} = 0,23 \text{ m}$ $< 0,30 \text{ m}$

Kontrolle der Entleerungszeit:

vorh. $t_E = 2 \cdot z_m / k_{f,M} \approx 13 \text{ h}$ $< 24 \text{ Stunden}$

VI) Bemessungsergebnis

Entgegen einfachen Versickerungsmulden, wie in Variante 1, lässt sich mit Mulden-Rigolen- Elementen deutlich Versickerungsfläche einsparen und die Entleerung der Mulde unter 24 Stunden ist sichergestellt.

Allerdings werden Mulden- Rigolen- Elemente, aufgrund ihres höheren Bau- und Wartungsaufwandes, für Versickerungszwecke auf Einzelgrundstücken eher selten angewandt.

3.5.3 semizentrale Entwässerung der übrigen Flächen – Versickerungsbecken in Verbindung mit Sickerrohren

Variante 1 hat gezeigt, dass sich für ein konventionelles Versickerungsbecken, aufgrund der schlechten Bodendurchlässigkeit, Dauereinstau einstellt.

Um dies zu vermeiden wird unter der Sohle des Versickerungsbeckens ein System aus parallelen Sickerrohren verlegt. Die Entleerung des Beckens erfolgt dann nicht allein durch Versickerung, sondern auch durch Ableitung eines Drosselabflusses in den Entwässerungsgraben.

Berechnet wird diese Anlage als ein System aus 10 parallelen Mulden-Rigolen-Elementen. Wie bei den Mulden-Rigolen-Elementen auf den Einzelgrundstücken soll die Bemessungshäufigkeit für die Mulde $n=1/a$, für die Rigolen aber $n=0,1/a$, betragen.

Weiterhin erhält die Mulde bzw. das Versickerungsbecken einen Notüberlauf in Form einer das Becken umgebenden Rinne, die das überlaufende Wasser ebenfalls in den Entwässerungsgraben ableitet.

Das Überlaufwasser aus den Versickerungsanlagen der Einzelgrundstücke ist bei der Bemessung noch nicht berücksichtigt.

I) Bestimmung der abflusswirksamen Fläche A_u

Ermittlung der undurchlässigen Fläche: siehe 3.3.4-I

$$A_u = 19560 \text{ m}^2$$

II) Bodendurchlässigkeit – maßgebender k_f - Wert

Der Bodendurchlässigkeitsbeiwert der Mulde muss durch Bodenaustausch sichergestellt werden.

$$\rightarrow k_{f,\text{Mulde}} = k_{f,M} = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

Der Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens soll dem mittleren $k_{f,8}$ - Wert im südlichen Teil des Erschließungsgebietes entsprechen.

$$\rightarrow k_{f,\text{Boden}} = k_{f,B} = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

III) Bemessung der Mulden

Die Bemessung erfolgt nach der Formel unter 3.4.2-III.

folgende Eingangsgrößen werden gewählt:

$$\begin{array}{ll} \text{Versickerungsfläche der Mulde:} & A_{s,M} = 3500 \text{ m}^2 \\ \text{Zuschlagsfaktor gemäß DWA-A 117:} & f_z = 1,2 \end{array}$$

Die einzelnen Regenspenden sind KOSTRA- digital 2000 für $n=1/a$ (1- jährliches Regenereignis) und die Station Trier- Petrisberg entnommen.
Die maßgebende Regendauer D wird schrittweise bestimmt.

Für die maßgebende Regendauer von 90 Minuten, ergibt sich das erforderliche Muldenvolumen bzw. Volumen des Versickerungsbeckens zu:

$$V_{M,\text{erf}} = 387,5 \text{ m}^3 \approx 390,0 \text{ m}^3$$

(Zur schrittweisen Berechnung von V_M , siehe Anlage 3.4 „Erforderliches Muldenvolumen und erforderliche Rigolenlänge der zentralen Versickerungsanlage“ [*nicht im Anhang*].)

IV) Ermittlung der Rigolenlänge

Die Bemessung erfolgt nach den Formeln unter 3.4.2-IV.



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Bei der Formel für I_R muss lediglich berücksichtigt werden, dass **10 Elemente** vorhanden sind, wobei die Seitenversickerung nur bei den beiden äußeren Rigolen berücksichtigt wird.

folgende Eingangsgrößen werden gewählt:

Anzahl der parallelen Sickerrohre bzw. Rigolen: 10

Q_{Dr} : Drosselabfluss der Rigole [m^3/s]

$q_{Dr} = 3,0 \text{ l/(s*ha)}$ (entspricht etwa der 1-jährlichen Abflussspende eines land- und forstwirtschaftlichen Einzugsgebiets; wird auf das unbebaute, natürliche Gebiet bezogen.)

$$\rightarrow \text{Gesamtdrosselabfluss } Q_{Dr} = q_{Dr} \cdot (A_G + A_{Gr} + A_{PR} + A_F + A_{GW} + A_R) \\ = 21,9 \text{ l/s} = 0,0219 \text{ m}^3/\text{s}$$

b_R : Breite der Rigole; gewählt: $b_R = 1,5 \text{ m}$

$$\rightarrow \text{Gesamtrigolenbreite } b_R = 3 \cdot 10 = 30,0 \text{ m}$$

h_R : Höhe der Rigole; gewählt: $h_R = 1,0 \text{ m}$

Speicherkoefizient der Kiesfüllung: $s_R = 0,35$

Es wird ein Vollsickerrohr DN 300 aus Kunststoff verwendet.
Die Wandstärke des Sickerrohres soll vernachlässigt werden.
daher gilt: $d = d_i \approx d_a = 1$

$$\rightarrow \text{Gesamtspeicherkoefizient der Rigole: } s_{RR} = 0,37$$

Für die maßgebende Regendauer von 120 Minuten, ergibt sich die erforderliche Rigolenlänge zu:

$$I_{R,erf} = 35,2 \text{ m} \approx 36,0 \text{ m}^3$$

(Zur schrittweisen Berechnung von I_R , siehe Anlage 3.4 „Erforderliches Muldenvolumen und erforderliche Rigolenlänge der zentralen Versickerungsanlage“. [nicht im Anhang])

V) Festlegung der Mulden- bzw. Beckenabmessungen

Die Abmessungen werden wie folgt gewählt:

Länge der Mulde: $l_M = 36,0 \text{ m}$; entspricht I_R Länge der Rigole

Breite der Mulde: $b_M = 30,0 \text{ m}$

Kontrolle der Einstauhöhe in der Mulde:

$$z_m = V_M / (l_M \cdot b_M) = 0,36 \text{ m} > 0,30 \text{ m}$$



→ Um die maximale Einstauhöhe einzuhalten ist eine **Beckenlänge von 45,0 m** erforderlich.

Kontrolle der Versickerungsfläche:

vorh. $A_{s,M} = 1350 \text{ m}^2$ < gewählt $A_{s,M} = 3500 \text{ m}^2$

Kontrolle der Entleerungszeit:

vorh. $t_E = 2 \cdot z_m / k_{f,M} \approx 16,1 \text{ h}$ < 24 Stunden

VI) Bemessungsergebnis

Im Vergleich zu einem herkömmlichen Versickerungsbecken wie in Variante 1, bringt ein Versickerungsbecken mit Sickerrohren keine Flächensparnis.

Dennoch wird diese Variante dem konventionellen Versickerungsbecken vorzuziehen sein, da eine rasche Entleerung des Beckens sichergestellt und Dauereinstau vermieden werden kann.



4. Variante 2: dezentrale Grundstücksentwässerung, semizentrale Entwässerung der restlichen Flächen - Langzeitsimulation

Wie in Variante 1 soll der Niederschlagsabfluss der Dach- und Zufahrtsfläche eines Baugrundstücks in eine **Versickerungsmulde** geleitet und dort versickert werden.

Im Gegensatz zu Variante 1 wird das Muldenvolumen allerdings schon im Voraus auf ein, für den Grundstückseigentümer zumutbares Maß begrenzt. Das vertretbare Muldenvolumen ergibt sich aus dem Bemessungsansatz, **50 l Muldenvolumen pro m² angeschlossene Fläche**. Bei einer Fläche von 180 m², ergibt sich ein zumutbare Muldenvolumen von 9,0 m³ und eine maximal zumutbare Versickerungsfläche von 30,0 m². Des Weiteren werden die Mulden lediglich für ein 1- jährliches Regenereignis bemessen, was das erforderliche Volumen und die Versickerungsfläche wiederum vermindert. Um das Überlaufwasser der Mulden abzuleiten, erhalten die Mulden einen Notüberlauf in Form einer Rinne, die das Wasser in die semizentrale Anlage im Süden leitet.

Das auf den Straßen-, Gehweg- und Grünflächen anfallende Niederschlagswasser wird in eine semizentrale Versickerungsanlage im Süden des Erschließungsgebietes geleitet, die wie in Variante 1 als **Versickerungsbecken** für eine Häufigkeit $n=0,1/a$ geplant wird. Bei der Bemessung des Beckens ist besonders das Überlaufwasser aus den Einzelmulden der Grundstücke, welches die Anlage zeitlich versetzt erreicht, zu berücksichtigen.

Die Bemessung des kompletten Entwässerungssystems erfolgt mit den Computerprogrammen **R-WIN** (ifs) und **MURISIM** (Prof. Dr. Sieker mbH). Die beiden Programme ermöglichen eine **Langzeitsimulation** des Systems und berücksichtigen neben der Verdunstung auch alle überlaufenden Wassermengen.

Als Regendaten dienen die Aufzeichnungen der Station Trier- Petrisberg von 1965 bis 1996.

4.1 Beschreibung der Programme R-WIN (ifs) und MURISIM (Prof. Dr. Sieker mbH)

Beide Programme ermöglichen das Aufstellen eines **Niederschlags- Abfluss- Modells für Siedlungsgebiete** und dienen damit als Planungsinstrument für konventionelle und naturnahe **Regenwasserbewirtschaftung**.

Von besonderer Bedeutung ist, dass sowohl mit dem Programm R-WIN, als auch mit MURISIM, **komplexe Langzeitsimulationen**, bei denen sich der Abflussprozess im Kanalsystem als Folge von Einzelregen ergibt, durchführen lassen. Bei einfacheren Berechnungsmethoden wie Block- oder Modellregen, muss vor Beginn der Berechnung eine statistische Aufbereitung des Niederschlags erfolgen. Bei einer Langzeitsimulation kann darauf verzichtet werden. Stattdessen gehen die Regenereignisse in ihrem natürlichen, zeitlichen Verlauf in die Berechnungen ein.

Um aussagekräftige Ergebnisse zu erhalten, müssen Regendaten von mindestens 10 Jahren vorliegen. Des Weiteren wird zwischen zwei Formen, der Langzeit-Seriensimulation und der Langzeit- Kontinuumssimulation, unterschieden. Bei einem System aus Mulden- Rigolen- Elementen und vor allem bei untereinander vernetzten



Rigolen, findet die Kontinuumssimulation Anwendung, die die Teilfüllungen, welche die Elemente nach Niederschlagsende noch enthalten, im weiteren Niederschlags-Abfluss- Prozess berücksichtigt.

4.1.1 Das Programm R-WIN

Das Programm **R-WIN** der **ifs** (Ingenieurgesellschaft für Stadthydrologie mbH, Hannover) ist ein Niederschlags- Abfluss- Modell für Siedlungsgebiete, mit welchem sich die Grundstückentwässerung, bis hin zum komplex strukturierten Einzugsgebiet mit Misch- oder Trennsystem, darstellen lässt. Die klassischen Bausteine, wie zum Beispiel Becken, werden durch naturnahe Elemente, wie Mulden-Rigolen-Elemente und Bodenfilter ergänzt.

Neben der Simulation ausgewählter **Einzelereignisse**, bietet das Programm wie bereits erwähnt die Möglichkeit eine **Langzeitsimulation** durchzuführen. Das Programm erstellt Bilanzen für alle Systembausteine, sowie eine Gesamtbilanz und statistische Auswertungen.

Niederschlag

Der Niederschlag stellt die wesentlichste Belastungsgröße eines Systems dar. Es wird zwischen drei Arten unterschieden.

Zum Einen **kontinuierliche Regendaten**, die für Langzeitsimulationen benötigt werden und für mindestens 10 Jahre vorliegen müssen, zum Anderen **natürliche Einzelregen** und schließlich **Modellregen**, wie zum Beispiel den Euler Typ II-Modellregen. Zudem ermöglicht R-WIN eine **ungleichmäßige Überregnung** der Gebiete und jedem Teileinzugsgebiet kann eine andere Regenstation zugeordnet werden.

Abflussbildung

Bei der Abflussbildung wird aus dem auf die Oberfläche fallenden Bruttoniederschlag, der zum Abfluss gelangende **Effektivniederschlag**. Die einzelnen Verluste, die zum Effektivniederschlag führen, werden durch verschiedene Ansätze und die Abflussbeiwerte ψ berechnet.

Auf **undurchlässigen Flächen** setzen sich die Verluste aus Anfangs- und Dauerverlusten zusammen. Die **Anfangsverluste** setzen sich aus dem Benetzungsverlust (V_b), der auf der Oberfläche haftende Niederschlag, und dem Muldenverlust (V_m), der aufgrund von Unebenheiten auf der Oberfläche nicht abfließende Niederschlag, zusammen. **Dauerverluste** entstehen durch Verdunstung und verminderte abflusswirksame Flächen.

Auf **durchlässigen Flächen** setzen sich die Verluste aus **Benetzungs- und Interzeptionsverlust, Infiltrationsverlust** (von der Bodendurchlässigkeit abhängig, Berechnung nach dem Ansatz von Horton/Paulsen), **Muldenverlust** und **Dauerverlusten** zusammen.



Abflusskonzentration und –transport

Die Abflusskonzentration ist der Teilprozess, bei dem der Effektivniederschlag von einer abflusswirksamen Fläche (Kontrollraum) einem zugehörigen Tiefpunkt (Kontrollpunkt) zufließt. Dieser Vorgang wird durch hydraulische Berechnungsmodelle beschrieben.

Zur Bestimmung der Einheitsganglinie verwendet R-WIN die **lineare Speicherkaskade**.

Hydrologische Bausteine

zur Darstellung des Entwässerungssystems bietet R-WIN verschieden hydrologische Bausteine:

- Flächenelemente (Dachflächen, Einzugsgebiete, Gewerbegebiete, (reine) Straßenflächen)
- Transportelemente (Rohr, Gerinne)
- Becken (→ zur Darstellung von RRB, RÜB, RÜ oder Stauraumkanal)
- Versickerungsanlagen (Flächenversickerung, Muldenversickerung, Rohr/-Rigolenversickerung, Schachtversickerung)
- Mulden-Rigolen-Elemente
- Bodenfilter
- Teiche kombiniert mit Verdunstung
- Regenwassernutzung

Die Bemessung der einzelnen Elemente erfolgt nach dem DWA-Arbeitsblatt A-138.

4.1.2 Das Programm MURISIM

Das Programm MURISIM der Prof. Dr. Sieker GmbH, dient wie das Programm R-WIN der **naturnahen Regenwasserbewirtschaftung**.

Durch beliebige Verknüpfung der einzelnen Systemelemente, Mulden, Rigolen, sickerfähige Pflasterbeläge, Zisternen, Dachbegrünungen, zentrale Versickerungsbecken und zentrale Rückhaltebecken, lassen sich Entwässerungssysteme einerseits graphisch, wie beim Programm R-WIN, andererseits aber auch in Form eines Elementbaums darstellen.

MURISIM verfügt zudem über eine **integrierte Vorbemessung** der Systemelemente nach den DWA Arbeitsblättern A-138 und A-117 und der Starkregenniederschlagsstatistik KOSTRA.

Des Weiteren bietet es eine **integrierte Massenermittlung** und ermöglicht die Einbindung von **GIS, CAD- und Rasterdaten**, sodass die Systemelemente koordinatentreu im Plan abgesetzt werden können.

Neben der Berechnung mit Block- oder Modellregen ist auch hier die **Langzeitsimulation** das Herzstück des Programms.



Der Rechenablauf und weitere spezifische Merkmale der beiden Simulationsprogramme werden im Folgenden anhand der Berechnungen der verschiedenen Varianten erläutert.

4.2 Bemessung des Systems

4.2.1 Bemessung des Systems mittels R-WIN

4.2.1.1 Dateneingabe im Programm R-WIN

1) Einzugsgebiete

Das Einzugsgebiet „Straßenentwässerung“ setzt sich aus allen Grünflächen des Erschließungsgebiets inklusive P+R- Platz zusammen.

Die Größe beträgt demnach: $A_{ges} = A_G + A_{Gr} + A_{PR} = 6,583 \text{ ha}$

des Weiteren werden folgende Parameter in die Eingabemaske eingetragen:

- für die undurchlässigen Flächen gilt:

Benetzungsverlust:	$V_b = 0,5 \text{ mm}$
Muldenverlust:	$V_m = 1,5 \text{ bis } 2,3 \text{ mm}$ → gewählt: 1,5 mm; starkes Gefälle
Anfangsabflussbeiwert:	$\psi_0 = 0,25$ (Standardwert)
Endabflussbeiwert :	$\psi_e = 0,2$
Muldenauffüllungsgrad:	0

- für die durchlässigen Flächen gilt:

Anfangsinfiltration:	167 [l/(s*ha)]
Endinfiltration:	17 [l/(s*ha)]
Rückgangskonstante:	0,06 [1/min]
Regenerationskonstante:	0,0005 [1/min]
Benetzungsverlust:	2 bis 8 mm (Rasen bis Laubwald) → gewählt: 2 mm (Rasen)
Muldenverlust:	3-5 mm → gewählt: 3 mm, starkes Gefälle
Anfangsabflussbeiwert:	$\psi_0 = 0,0$
max. Endabflussbeiwert:	$\psi_e = 0,3 \text{ bis } 0,5$ → gewählt: 0,4

- Abflusskonzentration:

Anzahl der Speicherkaskaden: $n = 3$
 $k = 5$ (da Schrittweite der Simulation = 5)



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

- $\Psi_m = 1,0$
- % befestigte Fläche: $= A_{PR} / A_{ges} = 2,16 \%$

II) Straßen

a) Fahrbahn

Größe der Fahrbahnfläche **$A_F = 5040 \text{ m}^2$** ; $\Psi_m = 1,0$

des Weiteren werden folgende Parameter in die Eingabemaske eingetragen:

Benetzungsverlust: $V_b = 0,9 \text{ mm}$ (Asphalt)
Muldenverlust: $V_m = 0,4 \text{ mm}$ (Asphalt)
Anfangsabflussbeiwert: $\psi_0 = 0,85$
Endabflussbeiwert : $\psi_e = 0,9$
Muldenauffüllungsgrad: 0

b) Gehweg und Rinne

Größe der Gehweg- und Rinnenfläche **$A_{GW,R} = 2090 \text{ m}^2$** ; $\Psi_m = 1,0$

Benetzungsverlust: $V_b = 0,5 \text{ mm}$ (Verbundpflaster)
Muldenverlust: $V_m = 0,5 \text{ mm}$ (Verbundpflaster)
Anfangsabflussbeiwert: $\psi_0 = 0,25$
Endabflussbeiwert : $\psi_e = 0,5$
Muldenauffüllungsgrad: 0
(der Abflussbeiwert der Rinne wird vernachlässigt)

c) Zufahrten

Größe der Zufahrtsfläche **$A_z = 30 \text{ m}^2 * 68$** (Anzahl der Grundstücke) = **2040 m^2**
 $\Psi_m = 1,0$

Benetzungsverlust: $V_b = 0,5 \text{ mm}$ (wie Verbundpflaster)
Muldenverlust: $V_m = 0,5 \text{ mm}$ (wie Verbundpflaster)
Anfangsabflussbeiwert: $\psi_0 = 0,25$
Endabflussbeiwert : $\psi_e = 0,25$
Muldenauffüllungsgrad: 0



III) Dachflächen

Größe der Dachfläche $A_D = 150 \text{ m}^2 \cdot 68$ (Anzahl der Grundstücke) = **10200 m²**
 $\Psi_m = 1,0$

Benetzungsverlust: $V_b = 0,3 \text{ mm}$ (Steildächer) bis $0,75$ (Flachdächer)
→ gewählt: $0,5 \text{ mm}$

Regenwassernutzung findet nicht statt.

IV) Mulden

a) Mulden der Einzelgrundstücke

Als Bodendurchlässigkeitsbeiwert dient der mittlere $k_{f,m}$ - Wert mit **$3,69 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$** .
Die Mulden sollen überregnet werden; das überflutete Wasser soll jedoch nicht in die Mulde zurückfließen.

Eine erste Vorbemessung wird mit dem Programm R-WIN für $n=1/a$, den Regendaten der Station Trier- Petrisberg und unter Berücksichtigung einer **maximalen Versickerungsfläche von 30 m² pro Grundstück**, vorgenommen.

Für den kritischen Belastungsfall von 2880 Minuten ergibt sich das erforderliche Muldenvolumen zu **567,53 m³**. Durch die Anzahl der Grundstücke dividiert, ergibt sich **pro Einzelmulde ein Volumen von 8,5 m³**, welches unter dem maximal zumutbaren Wert liegt. Die Einstauhöhe beträgt $0,28 \text{ m}$.
Zum Problem wir, wie zu erwarten, die Entleerungsdauer mit $425,5$ Stunden.

gewählte Form: geböschter Querschnitt, $n = 1:2$
(bei den Abmessungen wird die Anzahl der Mulden (68) berücksichtigt)
 $l = 6,0 \text{ m} \cdot 68 = \mathbf{408,0 \text{ m}}$
 $b = \mathbf{5,0 \text{ m}}$
 $z = \mathbf{0,3 \text{ m}}$

Mit den gewählten Abmessungen ergibt sich das vorhandene Muldenvolumen mit:
 $V_{M,vorh.} = \mathbf{537,8 \text{ m}^3} \approx V_{erf.}$

Wasserstand- Überlauf: h-Q_Ü-Linie

Als Notüberlauf der Mulden wird ein breitflächiges Überlaufen des Niederschlagswassers in eine, die Mulde umgebende Rinne, verstanden. Damit es nicht zur Überflutung kommt, muss die Überlaufwassermenge dem Fassungsvermögen der Rinne angepasst werden.

Bei der Simulation mit dem Programm R-WIN muss dem Überlaufabfluss ein bestimmter Abfluss in Abhängigkeit des Wasserstandes angegeben werden. Aus



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

diesem Grund wird eine **5 cm tiefe Rinne aus fünf Pflastersteinen** als Notüberlauf für jede Mulde angenommen.

Der Abfluss wird für zwei Stützstellen nach Manning/ Strickler berechnet:

- **h = 5 cm** (Vollfüllung der Rinne)
 $k_{St} = 50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (Strickler- Beiwert für Pflasterung nach Tabelle V.13, Skript Abwassertechnik I)
 Gefälle: $I_s = I_E = 4\%$ (ermittelt anhand des Gefälles der Straßengradiente)
 Rinnentiefe: $t = 5,0 \text{ cm}$
 Sohlbreite: $b = 34,0 \text{ cm}$ (3 Pflastersteine + 4 Fugen)
 Böschung: $b_b = 10 \text{ cm}$ (1 Pflasterstein)

obere Breite: $B = b + 2 \cdot (b_b^2 - h^2)^{1/2} = 51,3 \text{ cm}$
 benetzter Umfang: $U_b = b + 2 \cdot b_b = 54,0 \text{ cm}$
 Böschungsneigung: $n = (b_b^2 - h^2)^{1/2} / h = 1,73$
 Fließquerschnitt: $A = (B + b) / 2 \cdot h = 213,3 \text{ cm}^2 = 0,0213 \text{ m}^2$
 hydr. Radius: $r_{hy} = A / U_b = 3,95 \text{ cm} = 0,0395 \text{ m}$

Fließgeschwindigkeit: $v = k_{St} \cdot r_{hy}^{2/3} \cdot I_E^{1/2} = 1,16 \text{ m/s}$

max. Abfluss: $Q_{voll} = v \cdot A = 0,0247 \text{ m}^3/\text{s} = \mathbf{24,7 \text{ l/s}}$

- **h = 2,5 cm**
 (Berechnung analog)
 $\rightarrow Q_{ab} = \mathbf{7,5 \text{ l/s}}$

(Zur Berechnung des Fassungsvermögens der Rinne, siehe Anlage 4.1 „Ermittlung der Überlaufkapazität der Notüberlaufgräben“ [*nicht im Anhang*].)

Um den jeweiligen Gesamtabfluss zu erhalten ist Q_{voll} bzw. Q_{ab} mit der Anzahl der Mulden bzw. Grundstücke zu multiplizieren.

es ergeben sich folgende Wertepaare:

h [m]	Q _ü [l/s]
0,3	0
0,325	510
0,35	1680

b) Versickerungsbecken

Die Simulation eines Versickerungsbeckens erfolgt beim Programm R-WIN ebenfalls mit dem **Baustein „Mulde“**.

Als Bodendurchlässigkeitsbeiwert dient wie bei Variante 1 der **$k_{f,8}$ - Wert mit $1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$** .

Das Becken soll nicht überregnet und das überflutende Wasser nicht in das Versickerungsbecken zurückfließen.



Bemessung und Form:

(als Anhaltspunkt für die Abmessungen des Beckens dienen die Abmessungen mit dem geringstem Flächenbedarf aus Variante 1)

geböschter Querschnitt, $n = 1:2$

$l = 38,0 \text{ m}$

$b = 28,0 \text{ m}$

$t = 2,0 \text{ m}$

Mit den gewählten Abmessungen ergibt sich das vorhandene Beckenvolumen mit:

$V_{\text{vorh.}} = 1643 \text{ m}^3$

Wasserstand- Überlauf: h-Q_ü-Linie

Das Versickerungsbecken erhält eine **10 cm tiefe, das Becken umgebende Rinne aus zwölf Pflastersteinen** als Notüberlauf.

Der Abfluss wird für zwei Stützstellen wie unter a) nach Mannig/ Strickler berechnet.

- **h = 10 cm** (Vollfüllung der Rinne)
 Berechnung wie unter a)
 $Q_{\text{voll}} = 0,143 \text{ m}^3/\text{s} = 143,5 \text{ l/s}$
- **h = 5 cm**
 Berechnung wie unter a)
 $Q_{\text{ab}} = 43,7 \text{ l/s}$

(Zur Berechnung des Fassungsvermögens der Rinne, siehe Anlage 4.1 „Ermittlung der Überlaufkapazität der Notüberlaufrinnen“.)

es ergeben sich folgende Wertepaare:

h [m]	Q _ü [l/s]
2,0	0
2,05	43,7
2,1	143,5

4.2.1.2 Simulationsergebnis des Programms R-WIN

Bevor die Simulation durchgeführt wird, werden die einzelnen Einzugsgebiete und Flächen mit den jeweiligen Versickerungsanlagen vernetzt.

Das Einzugsgebiet „Straßenentwässerung“, die Fahrbahn und das Element Gehweg/Rinne werden jeweils durch eine offene Rinne mit 5 min Fließzeit an die semizentrale Anlage bzw. das Versickerungsbecken angeschlossen.

Die Zufahrts- und Dachflächen werden ebenfalls durch offene Rinnen unmittelbar mit der Mulde der Einzelgrundstücke verbunden, welche eine Verbindung mit 15 min Fließzeit zum Versickerungsbecken erhält, um dem leicht verzögerten Abfluss Rechnung zu tragen.



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Das Versickerungsbecken wird schließlich einen an ein Fließgewässer angeschlossen, das den Entwässerungsgraben simuliert.

Die Ergebnisse der Simulation sind in der folgenden Tabelle aufgelistet:

Simulation 1965-1996	Mulden (Grundstücke)	Versickerungsbecken
ΣQ_{zu} [m ³] (Zulauf)	271.304	149.248
ΣQ_s [m ³] (Versickerung)	251.878	147.376
$\Sigma Q_{ü}$ [m ³] (Überlauf)	19.431	1.848
Anz. der Überläufe [-]	365 → n = 12 >> n = 1	26 → n = 0,8 > n = 0,1
mittl. Einstaudauer [h]	16,3 < 24 h	7,4 h < 24 h
ΣQ_{Flut} [m ³] (Überflutung)	0,0 → n = 0	23
Anz. der Überflutungen [-]	0 → n = 0 ok!	1 → n = 0,03 < n = 0,05 ok!

Tabelle 4-1

(Die kompletten Simulationsergebnisse zeigt Anlage 4.2 „Variante 2 - LZS mit R-WIN“ [*nicht im Anhang*])

Die Simulation zeigt, dass beide Anlagenteile die Überflutungshäufigkeit zwar einhalten, die Überlaufhäufigkeit jedoch nicht.

Vor allem die Mulden auf den Grundstücken laufen mit 12 mal pro Jahr deutlich zu oft über. Um dies zu verhindern wäre laut statischer Auswertung des Programms R-WIN ein Muldenvolumen von etwa **715 m³, bzw. ca. 11 m³ pro Einzelmulde**, nötig. Dieser Wert liegt jedoch deutlich über dem für die Grundstücksbesitzer zumutbaren Wert von 9 m³.

Des Weiteren liegt die Einstaudauer mit 16,3 Stunden zwar unter der maximalen Entleerungsdauer von 24 Stunden. Da dieser Wert jedoch einen Mittelwert darstellt, ist ein zeitweiser Dauerstau in den Mulden dennoch zu erwarten.

Aufgrund dieser Tatsachen wird endgültig von der Variante „Versickerungsmulden auf den Grundstücken“ Abstand genommen.

Die Bemessung des Versickerungsbeckens wird in Variante 3 (Punkt 5) fortgeführt. Der Vergleich der beiden Berechnungsprogramme R-WIN und MURISIM erfolgt ebenfalls anhand Variante 3.



5. Variante 3: zentrale Versickerungsanlage - Versickerungsbecken - Langzeitsimulation

Das gesamte, im Einzugsgebiet anfallende Niederschlagswasser, inklusive dem auf den Dach- und Zufahrtsflächen der Grundstücke anfallenden Niederschlagsabfluss, wird gesammelt und in offenen Rinnen bzw. einem Regenwasserkanal (siehe Punkt 9) in eine **zentrale Versickerungsanlage** im Süden des Erschließungsgebietes geleitet. Diese wird, wie in Variante 1, als Versickerungsbecken für eine Häufigkeit $n = 0,1/a$ geplant.

Die Bemessung des Versickerungsbeckens erfolgt in einer **Langzeitsimulation mit den Bemessungsprogrammen R-WIN und MURISIM**.

Als Regendaten dienen wie in Variante 2 die Aufzeichnungen der Station Trier-Petrisberg von 1965 bis 1996.

5.1 Bemessung mit dem Programm R-WIN

5.1.1 Dateneingabe im Programm R-WIN

I) und III): siehe 4.2.1.1, (Variante 2)

IV) Versickerungsbecken

Die Bemessung des Versickerungsbeckens erfolgt wie bei Variante 2 mit dem Baustein „Mulde“.

Da die Versickerungsmulden auf den Einzelgrundstücken wegfallen, werden die Dach- und Zufahrtsflächen direkt mit offenen Gerinnen an die zentrale Versickerungsanlage angeschlossen.

Die angeschlossene undurchlässige Fläche A_u beträgt somit:

$$A_u = 19560 + 68 \cdot 145 = \mathbf{29420 \text{ m}^2}$$

Bodendurchlässigkeitsbeiwert: $k_{f,8}$ - **Wert mit $1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$**

Das Becken soll nicht überregnet und das überflutende Wasser nicht in das Versickerungsbecken zurückfließen.

Bemessung und Form:

(als Anhaltspunkt für die Abmessungen des Beckens dienen zunächst die Abmessungen aus Variante 1)

- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

geböschter Querschnitt, $n = 1:2$
 $l = 38,0 \text{ m}$
 $b = 28,0 \text{ m}$
 $t = 2,0 \text{ m}$

Mit den gewählten Abmessungen ergibt sich das vorhandene Beckenvolumen zu:
 $V_{\text{vorh.}} = 1643 \text{ m}^3$

Wasserstand- Überlauf: h- $Q_{\text{ü}}$ -Linie

(wie Variante 2)

h [m]	$Q_{\text{ü}}$ [l/s]
2,0	0
2,05	43,7
2,1	143,5

Vorbemessung

In einer Vorbemessung für $n = 0,1/a$, den Regendaten der Station Trier- Petrisberg und unter Berücksichtigung einer maximalen Versickerungsfläche von 1064 m^2 (aus Variante 1), ergibt sich das **erforderliche Beckenvolumen** für den kritischen Belastungsfall von 4320 Minuten mit **1527 m^3** und ist somit kleiner als das vorhandene Beckenvolumen $V_{\text{vorh.}} = 1643 \text{ m}^3$.

→ Die Simulation wird mit den zuvor gewählten Abmessungen durchgeführt

5.1.2 Simulationsergebnis des Programms R-WIN

Die einzelnen Einzugsgebiete und Flächen werden über offene Gerinne mit jeweils 5 Minuten Fließzeit mit der zentralen Versickerungsanlage verbunden. Diese erhält einen Anschluss an ein Fließgewässer, welches den Entwässerungsgraben simuliert.

Simulationszeitraum und – parameter werden wie in Punkt4, Variante 2, gewählt.

Die Ergebnisse der Simulation sind in der folgenden Tabelle aufgelistet:

1. Simulation 1965-1996	Versickerungsbecken
ΣQ_{zu} [m ³] (Zulauf)	347.473
ΣQ_{s} [m ³] (Versickerung)	334.905
$\Sigma Q_{\text{ü}}$ [m ³] (Überlauf)	11.161
Anz. der Überläufe [-]	123 → $n = 4 \gg n = 0,1$
mittl. Einstaudauer [h]	20,1 h < 24 h
ΣQ_{Flut} [m ³] (Überflutung)	1357
Anz. der Überflutungen [-]	11 → $n = 0,35 > n = 0,05$

Tabelle 5-1

(Die kompletten Simulationsergebnisse zeigt Anlage 5.1 „Variante 3 – LZS mit R-WIN, 1. Simulation“. [nicht im Anhang])



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Wie zu erwarten ist das **Becken deutlich zu klein** bemessen. Weder Überflutungs- noch Überlaufhäufigkeit werden eingehalten.

Laut statischer Auswertung des Programms R-WIN ist zur Einhaltung der Überflutungshäufigkeit, die mit $n = 0,05/a$ (1 mal in 20 Jahren) maßgebend wird, ein Beckenvolumen von etwa 2500 m^3 erforderlich.

Die Abmessungen werden daher wie folgt gewählt:

$l_o = 46,0 \text{ m}$; $b_o = 34,0 \text{ m}$, $t = 2,0 \text{ m}$

→ max. Versickerungsfläche **$A_o = 1564 \text{ m}^2$**

→ nutzbares Beckenvolumen: **$V_{\text{vorh.}} = 2531 \text{ m}^3 \approx 2500 \text{ m}^3$**

Die Ergebnisse nach erneuter Simulation zeigt die folgende Tabelle:

2. Simulation 1965-1996	Versickerungsbecken
$\Sigma Q_{zu} [\text{m}^3]$ (Zulauf)	347.473
$\Sigma Q_s [\text{m}^3]$ (Versickerung)	347.050
$\Sigma Q_{\ddot{u}} [\text{m}^3]$ (Überlauf)	422,7
Anz. der Überläufe [-]	4 → $n = 0,1$ ok!
mittl. Einstaudauer [h]	13,3 h < 24 h
$\Sigma Q_{Flut} [\text{m}^3]$ (Überflutung)	0
Anz. der Überflutungen [-]	0 → $n = 0$ ok!

Tabelle 5-II

(Die kompletten Simulationsergebnisse zeigt Anlage 5.2 „Variante 3 – LZS mit R-WIN, 2. Simulation“ *[nicht im Anhang]*.)

Mit den neuen Abmessungen sind alle Kriterien eingehalten.

Zum Problem könnte lediglich die Entleerungszeit des Beckens werden. Da die Einstaudauer mit 13,3 Stunden einen Mittelwert darstellt, ist zeitweise ein Dauerstau im Becken zu erwarten. Das Versickerungsbecken ist daher wie in Variante 1 als **Nassbecken** zu konstruieren.

Die Sohlabmessungen betragen:

$l_s = 38,0 \text{ m}$, $b_s = 26,0 \text{ m}$

5.2 Bemessung mit dem Programm MURISIM

5.2.1 Dateneingabe im Programm MURISIM

1) Simulationsparameter

Der Simulationszeitschritt soll dem Zeitschritt der verwendeten Regendatei entsprechen und beträgt daher in diesem Fall 5 Minuten.



II) Bodenparameter

$K_{f,m} = 3,69 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ (schluffiger Ton)

$K_{f,8} = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ (schluffiger Sand)

III) Regendaten

Wie bei den vorigen Berechnungen dienen die Aufzeichnungen der Station Trier-Irsch von 1965 bis 1996 als Regendatei.

Aus den 31 Regenjahren sollen 20 Ereignisse ausgewählt werden.

IV) Verdunstung

Verdunstungsprozesse sind schwer berechenbar. Sie bewirken bei der Abflussbildung auf undurchlässigen und durchlässigen Flächen zum Beispiel die Entleerung der Benetzungsspeicher.

Anders als beim Programm R-WIN, kann beim Programm MURISIM die Verdunstung manuell eingestellt werden. Generell legt MURISIM eine **jährliche Verdunstung von 657 mm und eine tägliche Verdunstungshöhe von 1,78 mm** zugrunde. Diese Werte werden in die folgenden Berechnungen beibehalten.

Mit Ausnahme des Zeitraums, während dem der Niederschlag fällt, berücksichtigt das Programm R-WIN die Verdunstung ebenfalls.

V) Abflussbildungsparameter

Für die **undurchlässigen Flächen** gilt:

	V_{ben}	V_{muld}	Ψ_{iA}	Ψ_{iE}	
Fahrbahn	0,50	1,80	0,25	0,90	(Straße)
Gehweg	0,70	1,80	0,25	0,50	(Hof/Wegfläche)
Rinne	0,70	1,80	0,25	0,75	(Hof/Wegfläche)
P+R-Platz	0,70	1,80	0,25	0,60	(Hof/Wegfläche)
Dachfläche	0,30	0,00	0,90	0,90	(Schrägdach)
Zufahrt	0,70	1,80	0,25	0,25	(Hof/Wegfläche)

Tabelle 5-II

Für die **durchlässigen Flächen** gilt:

Grünfläche/ Wiese: $k_f = 3,68 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ (schluffiger Ton)



	V_{ben}	V_{muld}	Ψ_{iA}	Ψ_{iE}
Grünfläche/Wiese	5	4	0,00	0,20

Tabelle 5-IV

Die Werte für V_{ben} (Benetzungsverlust), V_{muld} (Muldenverlust), Ψ_{iA} (Anfangsabflussbeiwert) entsprechen den Werten die das Programm für die Flächentypen Straße, Hof/Wegfläche und Schrägdach vorgibt.

Die Werte für Ψ_{iE} (Endabflussbeiwert) entsprechen den Endabflussbeiwerten aus Variante 2 für die undurchlässigen Flächen.

VI) Gebiete

Alle Flächen werden einem Gebiet „Erschließungsgebiet“ zugeordnet. Die Berechnung des Abflusses aus dem Gebiet erfolgt anhand einer Speicherkaskade mit $n = 3$ Speichern und 5 Minuten Fließzeit.

Das Gebiet wird außerdem mit der zentralen Versickerungsanlage verknüpft.

VII) Flächen

Ermittlung der Flächen: siehe 3.2 (Variante 1)

Grundstücke	$A_G = 32360 \text{ m}^2$
Fahrbahnfläche	$A_F = 5040 \text{ m}^2$
Gehwegfläche	$A_{GW} = 1570 \text{ m}^2$
Rinnenfläche	$A_R = 520 \text{ m}^2$
P+R- Platz	$A_{PR} = 1700 \text{ m}^2$
restliche Grünfläche	$A_{Gr} = 31770 \text{ m}^2$
Dachfläche	$A_D = 10200 \text{ m}^2$
Zufahrten	$A_z = 2040 \text{ m}^2$

Allen Flächen wird der jeweilige Abflussbildungsparameter zugewiesen, sie werden dem Ziel „Erschließungsgebiet“ zugeordnet und mit der zentralen Versickerungsanlage verbunden.

VIII) Entwässerungselemente

Die zentrale Versickerungsanlage wird, wie bei R-WIN, durch eine Mulde dargestellt. Das Muldenbett hat eine Tiefe von 30 cm, die nutzbare Feldkapazität des Muldenbodens beträgt 20 %.

Überlaufkennlinie:

Das Überlaufvolumen in Verbindung mit der Überlaufhäufigkeit ist das Bemessungskriterium einer Mulde.



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Den maximalen Überlauf berechnet das Programm über $Q_{ü,m,max} = 0,1 \cdot A_{red} \cdot 1000$ [l/s]
 Die Überlaufkennlinie wird anders als bei R-WIN automatisch erstellt. Die hohe Abflussspende von 0,1 [l/(s*ha)] gewährleistet, dass die Überlaufleistung $Q_{ü,M}$ der Mulde in jedem Fall größer als der zu erwartende Zufluss $Q_{z,M}$ bei Einstau der Mulde ist.

Abmessungen des Beckens:

Die Abmessungen des Beckens werden zunächst wie bei der Bemessung mit R-WIN gewählt:

geböschter Querschnitt, $n = 1:2$
 $l_o = 46,0$ m, $b_o = 34,0$ m, $t = 2,0$ m

Eine Vorbemessung des Programms ergibt, dass ein **Beckenvolumen von etwa 2090 m³** erforderlich ist. Das vorhandene Volumen liegt mit 2531 m³ über dem erforderlichen Wert.

Die Abmessungen werden daher wie folgt gewählt:

geböschter Querschnitt, $n = 1:2$
 $l_o = 42,0$ m, $b_o = 32,0$ m, $t = 2,0$ m

5.2.2 Simulationsergebnis des Programms MURISIM

Die einzelnen Einzugsgebiete und Flächen sind bereits in den Eingabemasken mit der zentralen Versickerungsanlage vernetzt worden.
 Zur Ableitung des Überlaufwassers wird diese, wie im Programm R-WIN, mit einem Fließgewässer verbunden. Zusätzlich erhält die Anlage eine Verbindung zum Grundwasser, welches das Sickerwasser aufnehmen soll.

Die Ergebnisse der Simulation sind in der folgenden Tabelle aufgelistet:

Simulation 1965-1996	Versickerungsbecken
ΣQ_{zu} [m ³] (Zulauf)	347.488
ΣQ_E [m ³] (Verdunstung)	36.474
ΣQ_s [m ³] (Versickerung)	308.772
$\Sigma Q_{ü}$ [m ³] (Überlauf)	2200
Anz. der Überläufe [-]	3 → $n = 0,1$ ok!
ΣQ_{Flut} [m ³] (Überflutung)	0
Anz. der Überflutungen [-]	0 → $n = 0$ ok!

Tabelle 5-V

(Die kompletten Simulationsergebnisse zeigt Anlage 5.3 „Variante 3 – LZS mit MURISIM“ [nicht im Anhang].)



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Wie die Berechnung zeigt, werden Überlauf- sowie Überflutungshäufigkeit eingehalten.

Zur mittleren Einstaudauer macht das Programm keine Angaben. Zu Beginn der Simulation erscheint jedoch die Meldung, dass die vorgeschriebene Einstaudauer von 24 Stunden überschritten wird. Das Versickerungsbecken wird sich demnach auch mit den Berechnungen mit MURISIM als **Nassbecken** einstellen.

5.3 Vergleich der beiden Programme R-WIN und MURISIM

In der folgenden Tabelle 5-VI werden die Berechnungsergebnisse noch einmal vergleichend aufgelistet.

Simulation 1965 bis 1996	R-WIN	MURISIM
Abmessungen d. Beckens		
l_o [m]	46,0	42,0
b_o [m]	34,0	32,0
A_o [m ²]	1564	1344
t [m]	2,0	2,0
$V_{\text{vorh.}}$ [m ³]	2531	2139
max. A_s [m ²]	1632	1344
Zuläufe und Abflüsse		
ΣQ_{zu} [m ³] (Zulauf)	347.473	347.488
ΣQ_E [m ³] (Verdunstung)	Keine Angabe	36.474
ΣQ_s [m ³] (Versickerung)	347.050	308.772
Überlauf und Überflutung		
$\Sigma Q_{\text{ü}}$ [m ³] (Überlauf)	422,7	2200
Anz. der Überläufe [-]	4 → n = 0,1 ok!	3 → n = 0,1 ok!
ΣQ_{Flut} [m ³] (Überflutung)	0	0
Anz. der Überflutungen [-]	0 → n < 0,05 ok!	0 → n < 0,05 ok!
Einstaudauer [h]	Im Mittel 13,3	> 24, keine Angabe

Tabelle 5-VI

Die Tabelle zeigt, dass die wichtigsten Kriterien, Überflutungs- und Überlaufhäufigkeit, eingehalten werden.

Des Weiteren sind die Becken nach beiden Berechnungsvarianten als **Nassbecken** zu konstruieren, da die Einstaudauer bei beiden über 24 Stunden liegt.

Auch der Zufluss zum Becken ist in etwa gleich, beim Programm R-WIN minimal größer.

Bei genauerer Betrachtung der Ergebnisse fällt jedoch auf, dass das Programm **R-WIN das Versickerungsbecken 220 m² größer** bemisst, als das Programm MURISIM.



Zum Einen liegt dies an der unterschiedlichen Berücksichtigung der **Verdunstung**. Zwar wird die Verdunstung auch beim Programm R-WIN berücksichtigt, es werden jedoch keine genauen Angaben gemacht, wie groß die verdunstete Wassermenge tatsächlich ist. In jedem Fall fällt sie geringer als beim Programm MURISIM aus. Folglich muss die Wassermenge, die im Programm MURISIM verdunstet, im Programm R-WIN über Versickerung abgeführt werden. **R-WIN versickert daher 38.278 m³ Wasser mehr** und benötigt eine größere Versickerungsfläche.

Der zweite Grund für die größeren Beckenabmessungen ist der unterschiedliche Ansatz für die **Überlaufkennlinie**, die dem jeweiligen Becken zugrunde gelegt wird. Bei MURISIM wird die Kennlinie automatisch erstellt. Wie bereits erwähnt, wird der maximale Überlaufabfluss so gewählt, dass er in jedem Fall größer als der zu erwartende Zulauf zum Becken bei dessen Einstau ist. Tatsächlich wird der Überlauf aber durch das Fassungsvermögen der Rinne, die das Becken als Notüberlauf umgibt, begrenzt. Läuft mehr Wasser über, als diese Rinne ableiten kann, überflutet die Anlage, was es zu vermeiden gilt.

Beim Programm R-WIN wird diese Tatsache durch die manuelle Eingabe einer Überlaufkennlinie berücksichtigt. Dass das Becken bei R-WIN 4 mal mit $Q_{\bar{u}} = 422,7 \text{ m}^3$ und bei MURISIM 3 mal mit $Q_{\bar{u}} = 2200 \text{ m}^3$ überläuft, zeigt dass der Beckenüberlauf bei R-WIN realistischer berücksichtigt wird.

Kann weniger Überlaufwasser abgeleitet werden, muss das Becken entsprechend größer bemessen werden.

Abschließend ist festzuhalten, dass die **Ergebnisse des Programms R-WIN vorzuziehen** sind.

Neben der Tatsache, dass die Ergebnisse auf der sicheren Seite liegen, bietet das Programm mehr Möglichkeiten zur manuellen Eingabe, berücksichtigt die Zu- und Abflussprozesse realistischer und ist in der Bedienung anschaulicher für den Programmnutzer.



6. Variante 4: zentrale Versickerungsanlage – Versickerungsbecken mit Drainagerohren - Langzeitsimulation

Variante 4 baut auf Variante 1a und 3 auf.

Wie bei Variante 3 wird das gesamte, im Einzugsgebiet anfallende, Niederschlagswasser, inklusive dem, auf den Dach- und Zufahrtsflächen der Grundstücke anfallenden Niederschlagsabfluss, gesammelt und in offenen Rinnen bzw. einem Regenwasserkanal (siehe Punkt 9) in eine zentrale Versickerungsanlage im Süden des Erschließungsgebietes geleitet.

Im Gegensatz zu Variante 3 soll die Versickerungsanlage aber nicht als Nassbecken mit Dauereinstau, sondern wie in Variante 1a als **30 cm tiefes Becken mit darunter liegenden parallelen Drainagerohren**, die das Wasser speichern und langsam in den Untergrund versickern bzw. sich durch einen Drosselabfluss entleeren, konstruiert werden.

Die Bemessung des Versickerungsbeckens erfolgt in einer Langzeitsimulation mit den Bemessungsprogrammen R-WIN für $n = 0,1/a$.

Als Regendaten dienen wie zuvor die Aufzeichnungen der Station Trier- Petrisberg von 1965 bis 1996.

6.1 Bemessung mit dem Programm R-WIN

6.1.1 Dateneingabe

I) und III): siehe 4.2.1.1 (Variante 2)

IV) Mulden- Rigolen-Element

Die Bemessung des Versickerungsbeckens erfolgt mit dem Baustein „Mulden-Rigolen-Element“.

Eine erste Bemessung wird mit den Werten aus Variante 1a durchgeführt. Die Länge der Mulde bzw. des Beckens soll 45,0 m betragen. Außerdem sollen, wie in Variante 1a, **10 parallele Drainagerohre** bzw. Rigolen unter dem Becken verlegt werden.

Da sich eine solche Anordnung nicht direkt im Programm eingeben lässt, werden die parallelen Elemente gedanklich aneinandergereiht. Die Mulde erhält daher die Länge von: **10 Elemente x 45,0 m = 450 m**.

Der Überlauf des Systems soll an der Mulde sein, die Anlage soll jedoch nicht überregnet und das überflutende Wasser nicht in das Versickerungsbecken zurückgeführt werden.

Muldenparameter:

- Abmessungen:

geböschter Querschnitt

$l = 450,0 \text{ m}$ (die endgültige Länge der Anlage ergibt sich mittels Division durch die Anzahl der parallelen Rigolenelemente)



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

b = 3,0 m (die endgültige Breite der Anlage ergibt sich durch Multiplikation mit der Anzahl der parallelen Rigolenelemente)

t = 0,4 m (Die Tiefe von 40 cm enthält 10 cm Freibord, bzw. bietet eine gewisse Volumenreserve bei starken Niederschlagsereignissen. Die für das Muldenvolumen effektive Muldentiefe beträgt dennoch 30 cm, da das Wasser bereits ab 30 cm Einstauhöhe von der Mulde in die Rigole überläuft.)

→ vorh. Muldenvolumen: **$V_M = 395 \text{ m}^3$**
 → max. Versickerungsfläche: **$A_s = 1435 \text{ m}^2$**

• Wasserstand- Systemüberlauf:

Das System versagt, wenn die Mulde überläuft.

Aus diesem Grund wird als Notüberlauf eine Rinne aus zwölf Pflastersteinen, wie in Variante 2, für das Versickerungsbecken gewählt. Diese Rinne begrenzt durch ihr Fassungsvermögen den Überlaufabfluss.

Zur Berechnung des max. Abflusses siehe 4.2.1.1- IV

Für die Überlaufkennlinie ergeben sich, angepasst an die Tiefe der Mulde, folgende Wertepaare:

h [m]	$Q_{\bar{u}}$ [l/s]
0,40	0
0,45	43,7
0,50	143,5

• Bodendurchlässigkeit:

In der Mulde ist ein Bodendurchlässigkeitswert von **$k_{f,M} = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$** durch Bodenaustausch sicherzustellen.

• Wasserstand- Überlauf in Rigole:

Ab einer Einstauhöhe von 30 cm läuft das Wasser von der Mulde direkt in die Rigole über. Als Überlaufeinrichtung soll **je Rigole ein Rohr DN 200** dienen.

Der Überlaufabfluss berechnet sich nach Poleni mit der Formel:

$$Q_{\bar{u}} = 2/3 \cdot \mu \cdot U \cdot (2 \cdot g)^{0,5} \cdot h_{\bar{u}}^{3/2} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

U: Rohrumfang; **$U = \pi \cdot d = 0,63 \text{ m}$**

g: Ortsfaktor **$g = 9,81 \text{ m/s}^2$**

$h_{\bar{u}}$: Wasserstand über Unterkante der Überlaufschwelle

$$h_{\bar{u}} = h - h_{\text{Schwelle}} = h - 0,30 \text{ m}$$

μ : Abflussbeiwert in Abh. $h_{\bar{u}}/d$ nach R.C.M. Schröder
 (scharfkantig, belüftet, zylindrisch)



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

1) $h = 0,30 \text{ m} \rightarrow Q_{\ddot{u}} = 0 \text{ l/s}$

2) $h = 0,35 \text{ m}$

$h_{\ddot{u}}/d = 0,05/0,63 = 0,08 \rightarrow \mu = 0,62$

$\rightarrow Q_{\ddot{u}} = 0,013 \text{ m}^3/\text{s} * 10 = 13 \text{ l/s} * 10 = 130 \text{ l/s}$

3) $h = 0,40 \text{ m}$

$\rightarrow Q_{\ddot{u}} = 350 \text{ l/s}$ (Berechnung analog)

Für die Überlaufkennlinie ergeben sich folgende Wertepaare:

h [m]	Q_ü [l/s]
0,30	0
0,35	130,0
0,40	350,0

Bodenspeicher:

Die Stärke, das heißt die Tiefe des Bodenspeichers dient der Berechnung des Bodenspeichervolumens und soll **1,0 m** betragen.

Die nutzbare Feldkapazität liegt bei 22 %, der Grobporenanteil bei 13 %. Beide Werte entsprechen den Werten für schluffigen Sand.

Rigolenparameter:

• Abmessungen:

b = 3,0 m

t = 1,0 m

Rohr DN 300

Porenanteil der Kiesfüllung: 35 %

• Bodendurchlässigkeit

Die Bodendurchlässigkeit in der Rigole soll dem $k_{f,8}$ -Wert im südlichen Teil des Erschließungsgebiet von **$1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$** entsprechen.

• Wasserstand- Drosselabfluss:

Der Drosselabfluss soll dem Abfluss aus dem unbebauten Baugebiet entsprechen. Demnach beträgt die Drosselabflussspende 3 l/(s*ha) .

$\rightarrow Q_{Dr} = 3 \text{ l/(s*ha)} * 8,52 \text{ ha} = 25,56 \text{ l/s}$ (gilt für die gesamte Anlage)



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Der Drosselabfluss setzt ein, sobald der Wasserstand die Dränrohrsohle erreicht hat. Der maximale Drosselabfluss wird erst dann erreicht wenn die Rigole vollständig mit Wasser gefüllt ist.

In Abhängigkeit vom Wasserstand in der Rigole ergeben sich folgende Wertepaare für die Drosselabflusskennlinie:

h [m]	Q _{Dr} [l/s]
0	0
1,00	25,56
1,01	25,56

6.1.2 Simulationsergebnis

Wie in Variante 3, gibt es keine Versickerungsmulden auf den Einzelgrundstücken. Daher werden die Dach- und Zufahrtsflächen wie alle anderen Flächen direkt mit offenen Gerinnen (5 Minuten Fließzeit) an die zentrale Versickerungsanlage angeschlossen.

Mulde und Rigole erhalten beide einen Anschluss an ein Fließgewässer, welches den Entwässerungsgraben simuliert.

Simulationszeitraum und α -parameter werden wie in Variante 2 und 3 gewählt.

Die Ergebnisse der Simulation sind in der folgenden Tabelle aufgelistet:

1. Simulation 1965-1996	Mulde	Rigole
ΣQ_{zu} [m ³] (Zulauf)	347.473	
ΣQ_{Ep} [m ³] (Verdunstung)	24.750	
ΣQ_s [m ³] (Versickerung)	72.770	
$\Sigma Q_{ü,sys}$ [m ³] (Systemüberlauf)	2.289	
Anz. der Systemüberläufe [-]	13 $\rightarrow n = 0,4 > n = 0,1$	
ΣQ_{Flut} [m ³] (Überflutung)	357	
Anz. der Überflutungen [-]	8 $\rightarrow n = 0,3 > n = 0,05$	
$\Sigma Q_{ü,Mulde}$ [m ³] (Überlauf Mulde in Rigole)	15.800	-
Anz. der Überläufe [-]	81	63
Mittlere Einstaudauer [h]	2,12	3,34

Tabelle 6-1

(Zur kompletten Übersicht über die Simulationsergebnisse, siehe Anlage 6.1 „Variante 4 – LZS mit R-WIN, 1. Simulation“ [nicht im Anhang].)

Wie die Langzeitsimulation zeigt, ist die Anlage zu klein bemessen. Überflutungs- und Überlaufhäufigkeit werden nicht eingehalten.



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Laut der Volumenstatistik des Programms R-WIN ist zur Einhaltung der maßgebenden Überflutungshäufigkeit ein **Muldenvolumen von etwa 940 m³ erforderlich**.

Die **neuen Abmessungen** werden daher wie folgt gewählt:

- statt 10 parallelen Elementen sollen **12 Drainagerohre** verlegt werden. Die Breite der gesamten Anlage beträgt somit 36,0 m.
 - Die Simulation ergibt, dass die Überflutungshäufigkeit $n = 0,05$ erst ab einer Elementlänge von 94 m bzw. einer Gesamtlänge der Anlage von 1128 m ($12 * 94,0$ m) eingehalten wird. Bei einer **Elementlänge von 58,0 m** beträgt die Überflutungshäufigkeit allerdings bereits $n = 0,06$.
- Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit wird die Anlage mit dieser Länge bemessen.

Die Abmessungen ergeben sich mit:

→ $I_{ges} = 12 * 58,0 \text{ m} = \mathbf{696 \text{ m}}$
 → $V_{M,vorh.} = \mathbf{612 \text{ m}^3}$
 → $\max A_s = \mathbf{2220 \text{ m}^2}$

Die Ergebnisse der erneuten Simulation zeigt die folgende Tabelle:

2. Simulation 1965-1996	Mulde	Rigole
$\Sigma Q_{zu} \text{ [m}^3\text{]} \text{ (Zulauf)}$	347.473	
$\Sigma Q_{Ep} \text{ [m}^3\text{]} \text{ (Verdunstung)}$	39.044	
$\Sigma Q_s \text{ [m}^3\text{]} \text{ (Versickerung)}$	94.072	
$\Sigma Q_{ü,sys} \text{ [m}^3\text{]} \text{ (Systemüberlauf)}$	1017	
Anz. der Systemüberläufe [-]	3 → $n = 0,1$ ok!	
$\Sigma Q_{Flut} \text{ [m}^3\text{]} \text{ (Überflutung)}$	249	
Anz. der Überflutungen [-]	2 → $n = 0,06 \approx n = 0,05$	
$\Sigma Q_{ü,Mulde} \text{ [m}^3\text{]} \text{ (Überlauf Mulde in Rigole)}$	7.276	-
Anz. der Überläufe [-]	36	28
Mittlere Einstaudauer [h]	1,07	2,52

Tabelle 6-II

(Zur kompletten Übersicht über die Simulationsergebnisse, siehe Anlage 6.2 „Variante 4 – LZS mit R-WIN, 2. Simulation“ [*nicht im Anhang*].)

Eine weitere Möglichkeit das Muldenvolumen zu reduzieren besteht darin, die **Notüberlaufrinne der Mulde zu vergrößern** und damit die Abflussleistung des Systemüberlaufs zu erhöhen.

Die Rinne soll nach wie vor aus zwölf Pflastersteinen bestehen, allerdings 5 cm tiefer ausgeführt werden.

(Zur Berechnung des Fassungsvermögens der Rinne, siehe Anlage 4.1 „Ermittlung der Überlaufkapazität der Notüberlaufrinnen“.)



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Für die neue Überlaufkennlinie ergeben sich folgende Wertepaare:

h [m]	Q _ü [l/s]
0,40	0
0,475	83,2
0,55	264,9

Die erneute Simulation zeigt, dass die Überflutungshäufigkeit ab einer Elementlänge von 58,0 m mit $n = 0,05$ eingehalten ist. Wie zuvor wird jedoch aus Gründen der Wirtschaftlichkeit eine **Elementlänge von 53,0 m** gewählt, bei der die Versagenshäufigkeit 0,06 beträgt.

Die endgültigen Abmessungen betragen:

$l_{\text{Element}} = 53,0 \text{ m}$ (entspricht der Länge des endgültigen Beckens)

$b_{\text{Becken}} = 36,0 \text{ m}$

$l_{\text{ges}} = 12 \cdot 53,0 \text{ m} = 636 \text{ m}$ (zur Eingabe im Programm)

→ $V_{M,\text{vorh.}} = 559 \text{ m}^3$

→ **max. $A_s = 2028 \text{ m}^2$**

Die Simulationsergebnisse sind in der folgenden Tabelle aufgelistet:

3. Simulation 1965-1996	Mulde	Rigole
ΣQ_{Zu} [m ³] (Zulauf)	347.473	
ΣQ_{Ep} [m ³] (Verdunstung)	35.559	
ΣQ_{s} [m ³] (Versickerung)	89.160	
$\Sigma Q_{\text{ü,sys}}$ [m ³] (Systemüberlauf)	1.335	
Anz. der Systemüberläufe [-]	4 → $n = 0,1$ ok!	
ΣQ_{Flut} [m ³] (Überflutung)	43,2	
Anz. der Überflutungen [-]	2 → $n = 0,06 \approx n = 0,05$	
$\Sigma Q_{\text{ü,Mulde}}$ [m ³] (Überlauf Mulde in Rigole)	8.847	-
Anz. der Überläufe [-]	41	33
Mittlere Einstaudauer [h]	1,25	2,68

Tabelle 6-III

(Zur kompletten Übersicht über die Simulationsergebnisse, siehe Anlage 6.3 „Variante 4 – LZS mit R-WIN, 3. Simulation“ [nicht im Anhang].)



7. Variante 5: zentrale Niederschlagswasserbehandlung – Regenrückhaltebecken – Bemessung nach DWA-A 117 und Nachweis mittels Langzeitsimulation

7.1 Bemessung nach dem einfachen Verfahren laut DWA-A 117

In Variante 5 wird die zentrale Versickerungsanlage aus Variante 3 und 4 durch ein **Regenrückhaltebecken (RRB)** ersetzt.

Die Entleerung eines RRB erfolgt nicht durch Versickerung, sondern rein durch einen festgelegten **Drosselabfluss**. Die Aufgabe von Regenrückhaltebecken ist die Wasserspeicherung. Sie werden angeordnet, wenn keine Entlastungsmöglichkeit gegeben ist, der weitere Abfluss jedoch reduziert werden muss. Aus diesem Grund sind sie so zu bemessen, dass eine Überlastung relativ selten eintritt.

Für das Baugebiet „In der Acht“ wird das RRB wie die Versickerungsanlagen für ein 10 jährliches Regenereignis ($n = 0,1/a$) bemessen.

Zunächst erfolgt die Bemessung des Regenrückhaltebeckens nach dem einfachen Verfahren des DWA-A 117 „Bemessung von Regenrückhalteräumen“. Anschließend sind die Abmessungen mit Hilfe des Programms R-WIN in einer Langzeitsimulation nachzuweisen.

Das **einfache Verfahren des DWA-A 117** ist zulässig, sofern:

- Die Fläche des durch die Kanalisation erfassten Einzugsgebiets $A_{E,k} < 200$ ha oder die Fließzeit bis zum RRB maximal 15 Minuten beträgt.
- Die Bemessungshäufigkeit $T_n \leq 10$ Jahre ist.
- Der Regenanteil der Drosselabflussspende $q_{Dr,R,u}$ mindestens 2 l/(s*ha) beträgt.

→ Das Erschließungsgebiet „In der Acht“ erfüllt alle genannten Kriterien.

I) Berechnungsgrundlagen

Wesentlichste, dass Beckenvolumen beeinflussende Größe, ist der Drosselabfluss. Die **Drosselabflussspende** soll mit **3 [l/(s*ha)]**, dem Abfluss aus dem unbebauten Baugebiet entsprechen.

Die Fläche des Einzugsgebiets, A_E , beträgt wie bereits erwähnt 8,52 ha, die undurchlässige Fläche, A_u , 29420 m². (Ermittlung siehe 5.1.1- IV)

II) Regenanteil der Drosselabflussspende

Gesamtdrosselabfluss:

$$Q_{Dr,max} = q_{Dr} * A_E = 8,52 \text{ [ha]} * 3 \text{ [l/(s*ha)]} = \mathbf{25,56 \text{ l/s}}$$



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Regenanteil der Drosselabflusspende auf die undurchlässige Fläche bezogen:

$$q_{Dr,R,u} = Q_{Dr,max} / A_u = 25,56 \text{ [l/s]} / 2,942 \text{ [ha]} = \mathbf{8,69 \text{ l/(s*ha)}} > 2 \text{ l/(s*ha)} \quad \text{ok!}$$

III) Ermittlung des Abminderungsfaktors f_A und Festlegen des Zuschlagsfaktors f_z

Beim vereinfachten Verfahren werden statistisch ausgewertete Niederschlagshöhen bzw. Regenspenden mittlerer Intensität zugrunde gelegt. Daher fällt das Volumen des RRB etwas größer, als im Allgemeinen erforderlich, aus. Der Abminderungsfaktor f_A berücksichtigt diese Tatsache.

f_A wird in Abhängigkeit der Fließzeit und der Bemessungshäufigkeit aus Bild 3, DWA-A 117 ermittelt:

geschätzte Fließzeit: $t_f = 5 \text{ min}$

Häufigkeit: $n = 0,1 / a$

→ $f_A = \mathbf{0,99}$

Der Zuschlagsfaktor f_z wird wie bei allen Bemessungen zuvor mit **1,2** (geringes Risiko für eine mögliche Unterbemessung) festgesetzt.

IV) Bestimmung des erforderlichen Beckenvolumens

nach Gleichung (2), DWA-A 117 gilt für das Beckenvolumen:

$$V_{S,u} = (r_{D,n} - q_{Dr,R,u}) * D * f_A * f_z * 0,06 \quad [\text{m}^3/\text{ha}]$$

$V_{S,u}$: spezifisches Speichervolumen, bezogen auf A_u [m^3/ha]

$r_{D,n}$: Regenspende der Dauerstufe D und der Häufigkeit n [$\text{l}/(\text{s} * \text{ha})$];
 aus KOSTRA- digital für die Station Trier- Petrisberg

$q_{Dr,R,u}$: Regenanteil der Drosselabflusspende, bezogen auf A_u [$\text{l}/(\text{s} * \text{ha})$]

D: Dauerstufe [min]

f_A : Abminderungsfaktor [-]

f_z : Zuschlagsfaktor [-]

0,06: Dimensionsfaktor zur Umrechnung von l/s in m^3/min

Die Berechnung erfolgt schrittweise mit unterschiedlichen $r_{D,n}$ und D.

(zur Berechnung, siehe Anlage 7.1 „Erforderliches spezifisches Speichervolumen des RRB“ [*nicht im Anhang*])

Für die maßgebende Regendauer von 180 min, ergibt sich ein erforderliches Volumen $V_{S,u}$ von **345 m^3/ha** .

Das endgültige Beckenvolumen V beträgt nach Gleichung (3), DWA-A 117:

$$V = V_{S,u} * A_u = 345 \text{ [m}^3] * 2,942 \text{ [ha]} = \mathbf{1015 \text{ m}^3}$$



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Die Abmessungen werden wie folgt gewählt:
 (ein Freibord ist noch nicht berücksichtigt)

- Rechteckbecken: **t = 2,0 m**
 l = 24,0 m
 b = 22,0 m
 → A = 528 m²
 → V_{vorh.} = 1056 m³ > V_{erf.} = 1015 m³
- Rundbecken: **t = 2,0 m**
 d_{Becken} = 25,5 m
 → A = 511 m²
 → V_{vorh.} = 1021 m³ > V_{erf.} = 1015 m³

7.2 Nachweis der Abmessungen
- Langzeitsimulation mit dem Programm R-WIN

Die Ermittlung der Flächen erfolgt wie unter 4.2.1.1. Wie bei Variante 3 und 4 werden sämtliche Flächen über offene Gerinne mit jeweils 5 Minuten Fließzeit direkt an das Regenrückhaltebecken angeschlossen.

Der **Drosselabfluss** aus einem Becken ist abhängig vom Wasserstand im Becken. Damit der Drosselabfluss stets konstant ist, wird er durch eine mechanische Drossel geregelt. Der Beckenablauf ist am tiefsten Punkt des Beckens anzuordnen und besteht aus einem Rohr DN 300 in welches die Drossel eingebaut wird. Der maximale Drosselabfluss wird demnach bereits ab einem Wasserstand von ca. 30 cm abgeleitet.

Die Eingabe des Drosselabflusses erfolgt benutzerdefiniert, wobei der maximale Drosselabfluss, wie unter 7.1- II berechnet, **25,56 l/s**, betragen soll.

Für die **Drosselabflusskennlinie** ergeben sich folgende Wertepaare:

h [m]	Q _{Dr} [l/s]
0	0
0,31	25,56
2,00	25,56

Als Notüberlauf wird eine 10 cm tiefe, das Becken umgebende, Rinne aus zwölf Pflastersteinen wie unter Variante 2 gewählt. Die Überlaufschwelle soll 2,0 m über der Beckensohle liegen.

Für die **Wasserstand- Überlaufkennlinie** ergeben sich folgende Wertepaare:

h [m]	Q _ü [l/s]
2,00	0
2,05	43,7
2,10	143,5



1) Bemessung als Rundbecken

Tiefe: $t = 2,0$ m

Durchmesser: $d = 25,5$ m; $r = 12,75$ m

Die wichtigsten Ergebnisse der Langzeitsimulation sind in Tabelle 7-I aufgelistet:

Simulation 1965-1996	RRB
ΣQ_{zu} [m ³] (Zulauf)	347473
$\Sigma Q_{ü}$ [m ³] (Beckenüberlauf)	867
Anz. der Überläufe [-]	2 → $n = 0,1$ ok!
ΣQ_{Flut} [m ³] (Überflutung)	345
Anz. der Überflutungen [-]	2 → $n = 0,06 \approx n = 0,05$ ok!
mittlere Einstaudauer [h]	2,6

Tabelle 7-I

2) Bemessung als Rechteckbecken

Länge: $l = 24,0$ m

Breite: $b = 22,0$ m

Tiefe: $t = 2,0$ m

Die wichtigsten Ergebnisse der Langzeitsimulation sind in Tabelle 7-II aufgelistet:

Simulation 1965-1996	RRB
ΣQ_{zu} [m ³] (Zulauf)	347473
$\Sigma Q_{ü}$ [m ³] (Beckenüberlauf)	839
Anz. der Überläufe [-]	2 → $n = 0,1$ ok!
ΣQ_{Flut} [m ³] (Überflutung)	307
Anz. der Überflutungen [-]	2 → $n = 0,06 \approx n = 0,05$ ok!
mittlere Einstaudauer [h]	2,63

Tabelle 7-II

Sowohl für die Abmessungen des Rundbeckens als auch des Rechteckbeckens ist die Überlaufhäufigkeit $n = 0,1/a$ eingehalten. Die Überflutungshäufigkeit beträgt zwar 0,06, aus Gründen der Wirtschaftlichkeit werden jedoch keine größeren Abmessungen gewählt.

(vollständige Berechnungsergebnisse des Programms R-WIN, siehe Anlage 7.2 „Variante 5 – LZS mit R-WIN, Rundbecken“ [nicht im Anhang] und Anlage 7.3 „Variante 5 – LZS mit R-WIN, Rechteckbecken“ [nicht im Anhang])



8. Vergleich der einzelnen Entwässerungsvarianten

8.1 Zusammenstellung der wichtigsten Ergebnisse

In Tabelle 8-I sind noch einmal die wichtigsten Ergebnisse der zuvor untersuchten Entwässerungsvarianten aufgelistet.

Var	Abmessungen			Einstaudauer Entleerungs- zeit	Fazit
	Länge, Breite, Tiefe	Fläche	Volumen		
1	Mulden: $z_M = 0,3 \text{ m}$	erf. $A_s = 42 \text{ m}^2$	erf. $V_M = 12,5 \text{ m}^3$	$t_E = 452 \text{ h}$	<u>Mulden:</u> - die erf. Versickerungsfläche und das erf. Muldenvolumen liegen über den zumutbaren Werten von 30 m^2 bzw. 9 m^3 - die Entleerungszeit liegt deutlich über 24 Stunden <u>Versickerungsbecken:</u> das Becken ist als Nassbecken mit Dauerstau auszuführen; daher werden die Abmessungen mit geringstem Flächenbedarf maßgebend
	Versickerungsbecken: 1) (geringste A_o) $l_o = 38,0 \text{ m}$ $b_o = 28,0 \text{ m}$ $z = 2,0 \text{ m}$ 2) (geringste t_E) $l_o = 42,0 \text{ m}$ $b_o = 32,0 \text{ m}$ $z = 1,4 \text{ m}$	$A_{s,max} = 1064 \text{ m}^2$	$V = 1642 \text{ m}^3$	$t_E = 1096 \text{ h}$ $\approx 46 \text{ d}$	
1a	Mu-Ri-Grundstück: $l_M = l_R = 5,0 \text{ m}$ $b_M = b_R = 3,0 \text{ m}$ $z_M = 0,3 \text{ m}$ $h_R = 1,0 \text{ m}$	$A_{s,M} = 15,0 \text{ m}^2$	$V_M = 3,5 \text{ m}^3$	$t_E = 13 \text{ h}$	<u>Mu-Ri-Grundstück:</u> - maximale Fläche und Volumen werden nicht überschritten - die Entleerung der Mulde liegt unter 24 Stunden <u>Mu-Ri-Versick.- Anlage:</u> - keine Flächeneinsparung im Vergleich zum herkömml. Versickerungsbecken - Beckenentleerung liegt unter 24 Stunden
	Mu-Ri-Vers.-Anlage: $l_M = l_R = 45,0 \text{ m}$ $b_M = 30,0 \text{ m}$ $z_M = 0,3 \text{ m}$ $b_R = 3,0 \text{ m}$ (10 II Rigolen) $h_R = 1,0 \text{ m}$	$A_{s,M} = 1350 \text{ m}^2$	$V_M = 390,0 \text{ m}^3$	$t_E = 16,1 \text{ h}$	



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

2	<p>Mulden: $l_M = 6,0 \text{ m}$ $b_M = 5,0 \text{ m}$ $z_M = 0,3 \text{ m}$</p> <p>Versickerungsbecken: $l_o = 42,0 \text{ m}$ $b_o = 31,0 \text{ m}$ $z = 2,0 \text{ m}$</p>	<p>$A_{s,max} = 30 \text{ m}^2$</p> <p>$A_{s,max} = 1064 \text{ m}^2$</p>	<p>$V_{M,max} = 9,0 \text{ m}^3$</p> <p>$V = 2063 \text{ m}^3$</p>	<p>mittl. Einstau- dauer = 17,3 h</p> <p>mittl. Einstau- dauer = 5,1 h</p>	<p>Mulden: die Überlaufhäufigkeit $n = 1/a$ wird nicht eingehalten</p> <p>Versickerungsbecken: die Bemessung des Versickerungsbeckens wurde abgebrochen; (Überlaufhäu- figkeit $n = 0,1$ ist nicht eingehalten) → zur endgültigen Bemessung siehe Variante 3</p>
3	<p>R-WIN: $l_o = 46,0 \text{ m}$ $b_o = 34,0 \text{ m}$ $z = 2,0 \text{ m}$</p> <p>MURISIM: $l_o = 42,0 \text{ m}$ $b_o = 32,0 \text{ m}$ $z = 2,0 \text{ m}$</p>	<p>$A_{s,max} = 1632 \text{ m}^2$</p> <p>$A_{s,max} = 1344 \text{ m}^2$</p>	<p>$V = 2531 \text{ m}^3$</p> <p>$V = 2139 \text{ m}^3$</p>	<p>mittl. Einstau- dauer = 11,5 h</p> <p>mittl. Einstau- dauer > 24 h</p>	<p>- die Ergebnisse des Programms R-WIN sind realistischer einzuschätzen - die Becken werden sich, nach beiden Bemessungen, als Nassbecken mit Dauer- einstau einstellen</p>
4	<p>Mu-Ri-Vers.- Anlage: $l_M = l_R = 53,0 \text{ m}$ $b_M = 36,0 \text{ m}$ $z_M = 0,4 \text{ m}$ $b_R = 3,0 \text{ m}$ (12 II Rigolen) $h_R = 1,0 \text{ m}$</p>	<p>$A_{s,max} = 2028 \text{ m}^2$</p>	<p>$V_M = 559 \text{ m}^3$</p>	<p>mittl. Einstau- dauer Mulde = 1,25 h</p> <p>mittl. Einstau- dauer Rigole = 2,68 h</p>	<p>Beckenentleerung ist sichergestellt</p>
5	<p>Rundbecken: $d_{Becken} = 25,5 \text{ m}$ $z = 2,0 \text{ m}$</p> <p>Rechteckbecken: $l = 24,0 \text{ m}$ $b = 22,0 \text{ m}$ $z = 2,0 \text{ m}$</p>	<p>$A = 510,7 \text{ m}^2$</p> <p>$A = 528,0 \text{ m}^2$</p>	<p>$V = 1021 \text{ m}^3$</p> <p>$V = 1056 \text{ m}^3$</p>	<p>mittl. Einstau- dauer = 51,7 h</p> <p>mittl. Einstau- dauer = 53,6 h</p>	<p>die Abmessungen des Rundbeckens sind wirtschaftlicher als die des Rechteckbeckens</p>

Tabelle 8-1



8.2 Dezentrale oder zentrale Entwässerung? – Vergleich der Varianten 1, 1a und 2

Variante 1:

Die **Versickerungsmulden** auf den Grundstücken übersteigen die für den Grundstücksbesitzer zumutbaren Maße. Des Weiteren dauert die Entleerung aufgrund der schlechten Versickerungseigenschaften des Bodens länger als 24 Stunden. Daher wird sich Dauereinstau in den Mulden einstellen, was es in jedem Fall zu vermeiden gilt.

Die Versickerungsmulden auf den Grundstücken erfüllen, zumindest in dieser Ausführung, ihren Zweck nicht und sind daher **unwirtschaftlich**.

Das **Versickerungsbecken** im Süden des Baugebiets ist als Nassbecken mit Dauereinstau zu planen, da die Entleerungszeit wie bei den Mulden deutlich über 24 Stunden liegt. Allerdings wird das Beckenvolumen, da die einzelnen Mulden auf den Grundstücken wegfallen, größer zu wählen sein.

(Zur endgültigen Dimensionierung des Versickerungsbeckens, siehe Variante 3.)

Variante 1a:

Ein **Mulden-Rigolen-Element** benötigt im Gegensatz zur herkömmlichen Versickerungsmulde wesentlich weniger Versickerungsfläche. Durch die unterirdische Speicherwirkung verhindern solche Elemente, auch bei schlechten Versickerungsverhältnissen, dass sich Dauereinstau in der Mulde einstellt.

Allerdings sind Mulden-Rigolen-Elemente nicht nur aufwendiger in der Herstellung sondern auch in der Wartung und Pflege. Die Praxis hat gezeigt, dass Grundstücksbesitzer ihre Mulden oft nicht ordnungsgemäß von Schlamm und abgesetzten Stoffen befreien, sodass das Niederschlagswasser, ohne Filterung durch die Bodenschicht der Mulde, direkt über den Muldenüberlauf in die Rigole fließt und schließlich ungereinigt abgeleitet wird.

Ein weiterer Nachteil von Mulden-Rigolen-Elementen ist die Tatsache, dass jede Rigole zur Ableitung des Drosselabflusses einen Anschluss an einen Regenwasserkanal benötigt. Die Entwässerung mit Mulden-Rigolen-Elementen ist folglich weniger naturnah als eine Entwässerung rein aus einem System von Versickerungsmulden.

Aus den oben genannten Gründen erfolgt die Entwässerung mit Mulden-Rigolen-Elementen in der Praxis nur in seltenen Fällen. Auch beim Erschließungsgebiet „In der Acht“, wird aus Gründen der Wirtschaftlichkeit, von dieser Entwässerungsmöglichkeit Abstand genommen.

Die semizentrale **Versickerungsanlage mit parallelen Drainagerohren** zu versehen, ist jedoch eine gute Möglichkeit, Dauereinstau in der Mulde bzw. im Becken zu vermeiden. Da die Einstauhöhe in der Mulde 40 cm nicht übersteigen wird, ist im Vergleich zum herkömmlichen Versickerungsbecken mit Dauereinstau, keine Umzäunung erforderlich.

(Die endgültige Dimensionierung einer solchen Anlage erfolgt unter Punkt 6, Variante 4.)



Variante 2:

Bei dieser Variante wird untersucht, ob eine semizentrale Versickerungsanlage dennoch durch einzelne **Versickerungsmulden** auf den Baugrundstücken entlastet werden kann.

Im Gegensatz zu Variante 1 wird die Größe jeder Mulde jedoch von vornherein auf die **maximal zumutbaren Maße** ($V_M = \max. 9 \text{ m}^3$; $A_{S,M} = \max. 30 \text{ m}^2$) begrenzt und die Versagenshäufigkeit der Mulden auf 1 mal pro Jahr erhöht.

Das Ergebnis zeigt, dass sich mit den maximal zumutbaren Abmessungen die Überlaufhäufigkeit $n = 1/a$ nicht einhalten lässt. Des Weiteren ändern die geringeren Abmessungen nichts an der Tatsache, dass sich **Dauereinstau in der Mulde** einstellen wird.

Von dieser Entwässerungsmöglichkeit wird ebenfalls Abstand genommen.

Fazit:

Alle Untersuchungen und Berechnungen zeigen, dass eine dezentrale Versickerung auf den Grundstücken aufgrund der schlechten Versickerungseigenschaften des Untergrundes nicht möglich bzw. unwirtschaftlich ist.

Das Regenwasser wird demzufolge über ein System aus Entwässerungsrinnen oder einem Regenwasserkanal (siehe Punkt 9) in eine zentrale Anlage zur Niederschlagswasserbehandlung abzuleiten sein.

8.3 Vergleich der zentralen Entwässerungsvarianten 3, 4 und 5

8.3.1 Kostenschätzung

Um eine Wahl zu treffen, welche der drei zentralen Anlagen zur Niederschlagswasserbehandlung die wirtschaftlichste ist, sind neben den typischen Eigenschaften der einzelnen Anlagen auch der spätere **Wartungs- und Pflegeaufwand** und vor allem die **Baukosten** ein entscheidendes Kriterium.

Daher erfolgt im nächsten Schritt eine überschlägige Ermittlung der jeweiligen Baukosten.

Die angesetzten Kosten stammen aus vergleichbaren Kostenschätzungen des Ingenieurbüros Bambach & Gatzen für das Baugebiet „In der Sank“, Gusterath, und das Baugebiet „Langflur“, Ruwer, sowie aus „Sirados - Baudaten für Kostenplanungen und Ausschreibung“ (→ www.baupreise.de).

Für zentrale Rückhaltemulden wird zum Einen 70 €/m^2 Fläche, zum Anderen 140 €/m^3 Volumen angesetzt. Im Folgenden wird jeweils der größere Betrag berücksichtigt.

Des Weiteren werden nur die reinen Baukosten, ohne Mehrwertsteuer (19 %) und Baunebenkosten (15 %), miteinander verglichen.



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

• Variante 3:

Versickerungsbecken: $A_{s,max} = 1632 \text{ m}^2$, $V = 2531 \text{ m}^3$

Baukosten:

$\approx 2540 \text{ m}^3 \text{ Volumen} \times 140 \text{ €/m}^3$ 355.600 €

Entwässerungsrinne als Notumlauf
(2m breit, flaches Längsgefälle)
160 m x 65 €/m 10.400 €

Endsumme: **366.000 €**

• Variante 4:

Versickerungsbecken mit Drainagerohren: $A_{s,max} = 2028 \text{ m}^2$,
Aushubvolumen $V = V_M + V_R = 3200 \text{ m}^3$
 $V_M = 559 + 0,30 \cdot 2028 \approx 1170 \text{ m}^3$
 $V_R = 1,0 \cdot 2028 \approx 2030 \text{ m}^3$

Baukosten:

$\approx 2030 \text{ m}^2 \text{ Wasserfläche} \times 70 \text{ €/m}^2$ 142.100 €

Bodenaustausch in der Mulde (30 cm)
 $2030 \text{ m}^2 \cdot 0,3 \text{ m} \approx 609 \text{ m}^3 \times 8 \text{ €/m}^3$ 5.000 €

Bodenaushub Rigole; Lagerung des Bodens und
teilweise Wiedereinbau
 $2030 \text{ m}^3 \times \approx 15 \text{ €/m}^3$ 30.500 €

Drainagerohr inkl. Sickerpackung
636 m x 25 €/m 15.900 €

Drosselbauwerk 5.000 €

Entwässerungsrinne als Notumlauf
(2 m breit, flaches Längsgefälle)
 $\approx 180 \text{ m} \times 65 \text{ €/m}$ 11.700 €

Endsumme: **210.200 €**



• Variante 5:

Regenrückhaltebecken: $A = 511 \text{ m}^2$, $V = 1021 \text{ m}^3$ (Rundbecken)

Baukosten:

1025 m ³ Volumen x 140 €/m ³	143.500 €
Drosselbauwerk	5.000 €
Entwässerungsrinne als Notumlauf (2 m breit, flaches Längsgefälle) ≈ 95 m x 65 €/m	<u>6.200 €</u>
Endsumme:	154.700 €

8.3.2 Ermittlung der wirtschaftlichsten zentralen Entwässerungsvariante

Ein entscheidender Vorteil des **konventionellen Versickerungsbeckens** ist der relativ geringe Bauaufwand. Die anschließenden Maßnahmen und Kosten zur Wartung und Pflege halten sich ebenfalls in Grenzen. Aufgrund der schlechten Versickerungseigenschaften des Untergrundes ist der Flächen- und Volumenbedarf allerdings recht groß, weshalb das Versickerungsbecken zur teuersten Entwässerungsvariante wird. Außerdem ist das 2,0 m tiefe Nassbecken zu umzäunen, um eine Gefährdung, zum Beispiel spielender Kinder, auszuschließen.

Ein **Versickerungsbecken mit parallelen Dränleitungen** im Untergrund bietet im Vergleich zum einfachen Versickerungsbecken zwar keine Flächensparnis, stellt hinsichtlich der Baukosten aber dennoch die günstigere Variante dar. Durch die Speicherwirkung im Untergrund und gedrosselte Ableitung des Niederschlagswassers ist die Entleerung der Mulde bzw. des Beckens sichergestellt. Zudem ist aufgrund der geringen Einstauhöhe keine Umzäunung erforderlich und die Anlage lässt sich, wie das Versickerungsbecken auch, gut in die Umgebung eingliedern. Allerdings ist zu bemerken, dass die Anlage aufwendig in der Bauausführung ist und im späteren Betrieb ebenfalls höheren Kontroll-, Wartungs- und Pflegeaufwand erfordert.

Ein **Regenrückhaltebecken** mit Drosseleinrichtung dient der Speicherung und gedämpften Ableitung des Niederschlagswassers und ist nicht nur die kostengünstigste Variante, sondern hat zudem den geringsten Flächenbedarf. Außerdem werden die Maßnahmen zur späteren Wartung und Pflege sowie die Betriebskosten geringer als beim Versickerungsbecken mit Drainagerohren ausfallen.

Obwohl durch den Drosselabfluss eine Beckenentleerung in jedem Fall sichergestellt ist, ist das 2,0 m tiefe Becken, wie das Versickerungsbecken, zu umzäunen.



Abschließend ist zu sagen, dass das **Regenrückhaltebecken die bevorzugte Variante** bei der Wahl der zentralen Anlage zur Niederschlagswasserbehandlung ist.

Allerdings wird das RRB nicht als Rückhaltebecken im konventionellen Sinn, als unterirdisches Rechteck- oder Rundbecken aus Beton, welches sich ausschließlich durch den Drosselabfluss entleert, konstruiert.

Das Regenrückhaltebecken im Baugebiet „In der Acht“ soll eher einem **Versickerungsbecken** gleichen. Es wird als ein Becken oder auch als ein System aus verschiedenen Becken, die ineinander überlaufen, konstruiert, sodass es eine landschaftliche Bereicherung darstellt.

Die Beckenentleerung erfolgt schließlich nicht nur durch den Drosselabfluss, sondern auch durch die geringe Versickerung in den Untergrund. Aufgrund dieser Tatsache ist das erforderliche Beckenvolumen unter Berücksichtigung der Versickerung neu zu bestimmen. (siehe dazu Variante 6, Punkt 10)



9. Oberflächenentwässerung

9.1 Ermittlung des wirtschaftlichsten Entwässerungskonzeptes

9.1.1 Entwässerungsmöglichkeiten

Nachdem unter Punkt 8 die Wahl auf eine zentrale Anlage zur Niederschlagswasserbehandlung gefallen ist, wird im nächsten Schritt erläutert, wie das im Erschließungsgebiet anfallende Oberflächenwasser gesammelt und zur zentralen Anlage geleitet werden kann.

In der folgenden Tabelle 9-I werden die drei wesentlichsten Entwässerungsmöglichkeiten diesbezüglich aufgelistet.

	Grundstücksentwässerung	Straßenentwässerung	Entwässerung der übrigen Flächen
1. reines System aus Entwässerungsmulden: sammeln das gesamte Wasser und transportieren es zur zentralen Anlage → siehe Bild 9-I	Das auf den Dach- und Zufahrtsflächen anfallende Regenwasser wird gesammelt und entweder in die straßenbegleitende Mulde oder in die Mulde am unteren Grundstücksrand geleitet.	Die Querneigung der Straße ist so zu konstruieren, dass das Regenwasser in der straßenbegleitenden Mulde gesammelt und abgeleitet werden kann.	Das Regenwasser der übrigen Flächen wird ebenfalls in Entwässerungsmulden gesammelt.
2. Regenwasserkanal: sammelt das gesamte Niederschlagswasser und leitet es zur zentralen Anlage → siehe Bild 9-II	Das auf allen Dach- und Zufahrtsflächen anfallende Regenwasser wird gesammelt und in den Regenwasserkanal geleitet. Die Grünflächenentwässerung erfolgt ebenfalls über den Regenwasserkanal oder über Entwässerungsmulden am unteren Grundstücksrand (je nach Geländegefälle).	Die Entwässerungsrinne der Straße sammelt das Regenwasser und leitet es über die Straßeneinläufe in den Regenwasserkanal.	wie Möglichkeit 1; allerdings erhalten die Entwässerungsmulden einen Anschluss an den Regenwasserkanal
3. Kombination aus Entwässerungsmulden und Regenwasserkanal → siehe Bild 9-III	- Grundstücke am steigenden Hang entwässern über den Regenwasserkanal - Grundstücke am fallenden Hang entwässern über Mulden, die an der unteren Grundstücksgrenze verlaufen	sowohl über den Regenwasserkanal, als auch über die Entwässerungsmulden	wie Möglichkeit 2

Tabelle 9-I

1. Möglichkeit

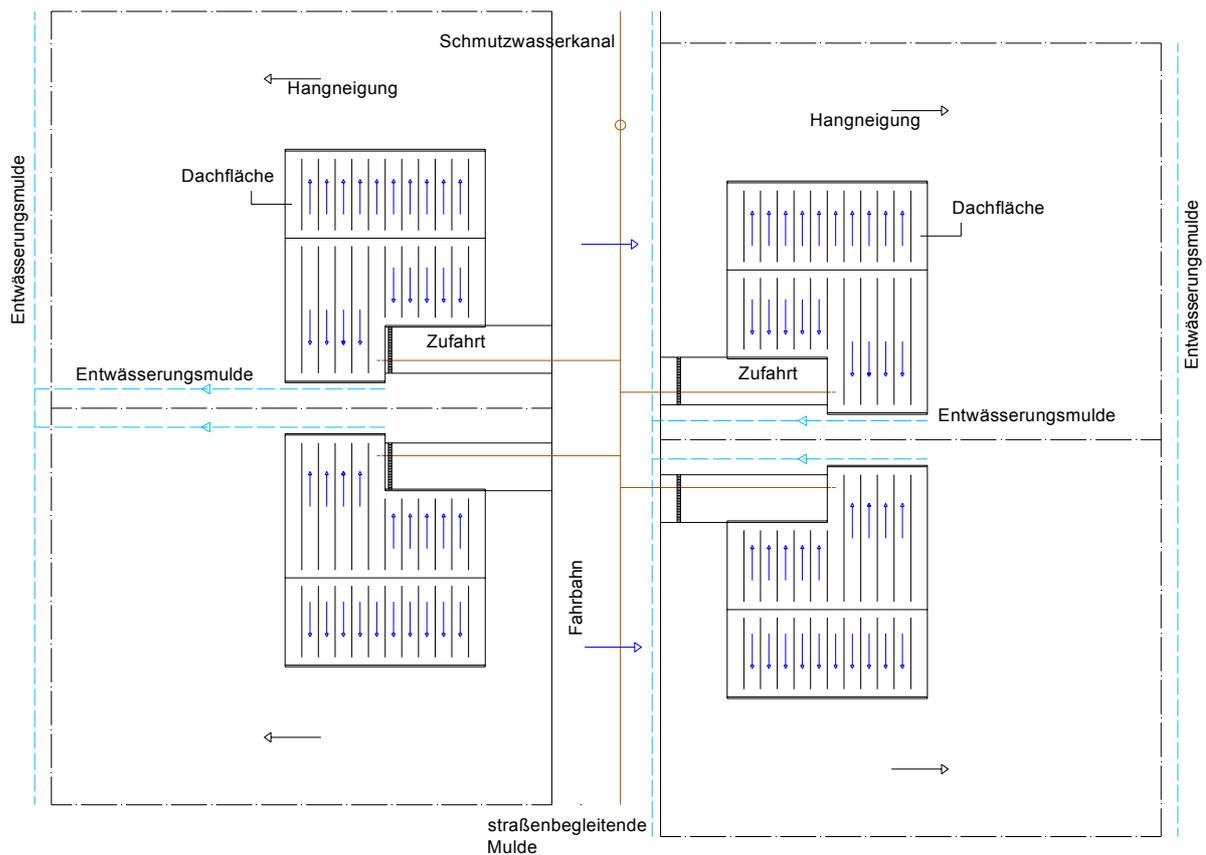


Bild 9-1

2. Möglichkeit

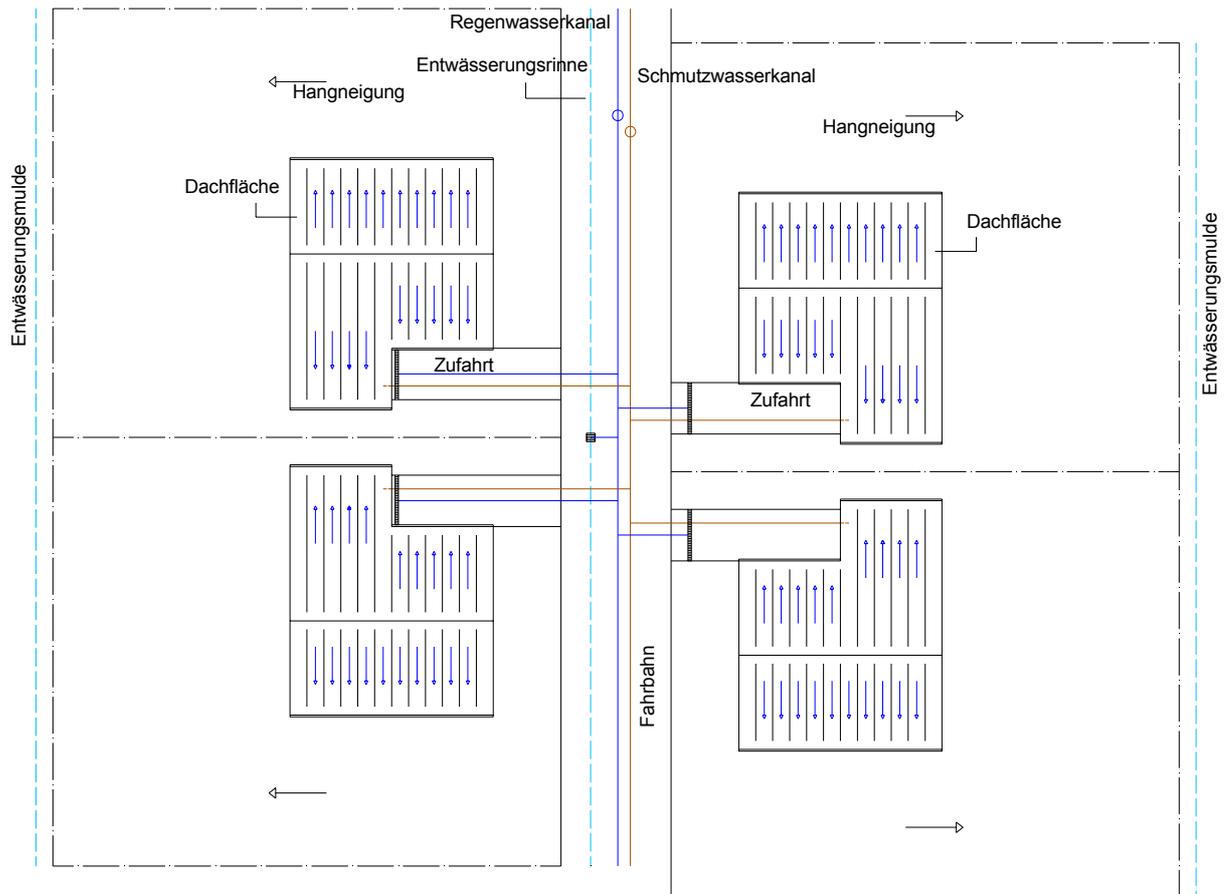


Bild 9-II



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

1. Möglichkeit:

Schmutzwasser:

DN 250, Grabentiefe 2,70 m
50,0 m x 250 €/m 12.500 €

Hausanschlüsse
4 x 1050 €/Stück 4.200 €

Oberflächenwasser:

straßenbegleitende Rinne
2,0 m breit, steiles Längsgefälle
50 m x 95 €/m 4.800 €

Übergangsbauwerk für die Grundstückszufahrten
2 x 3200 €/Stück 6.400 €

Entwässerungsrinne an den Grundstücksgrenzen
2,0 m breit, steiles Längsgefälle
2 x 50,0 m x 95 €/m 9.500 €

Endsumme: 37.400 €

2. Möglichkeit:

Schmutzwasser:

DN 250, Grabentiefe 2,70 m (Stufengraben)
50,0 m x 250 €/m 12.500 €

Hausanschlüsse
4 x 1050 €/Stück 4.200 €

Oberflächenwasser:

DN 300, Grabentiefe 2,20 m (Stufengraben)
2,0 m breit, steiles Längsgefälle
50 m x 185 €/m 9.300 €

Hausanschlüsse
4 x 1200 €/Stück 4.800 €



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Entwässerungsrinne an den Grundstücksgrenzen 2,0 m breit, steiles Längsgefälle 2 x 50,0 m x 95 €/m	<u>9.500 €</u>
Endsumme:	40.300 €

3. Möglichkeit:

Schmutzwasser:

DN 250, Grabentiefe 2,70 m 50,0 m x 250 €/m	12.500 €
Hausanschlüsse 4 x 1050 €/Stück	4.200 €

Oberflächenwasser:

DN 300, Grabentiefe 2,20 m (Stufengraben) 2,0 m breit, steiles Längsgefälle 50 m x 185 €/m	9.300 €
Hausanschlüsse 2 x 1200 €/Stück	2.400 €
Entwässerungsrinne an den Grundstücksgrenzen 2,0 m breit, steiles Längsgefälle 2 x 50,0 m x 95 €/m	<u>9.500 €</u>
Endsumme:	37.900 €

Wie zu erwarten, ist **Möglichkeit 1 die kostengünstigste** und **2 die teuerste** Entwässerungsmöglichkeit.

Langfristig gesehen sind die Kosten und der Aufwand der Wartung und Pflege bei Möglichkeit 1 jedoch recht hoch.

Die Mulden, die oft als Müllabladefläche missbraucht werden, müssen regelmäßig von Ablagerungen befreit und gemäht werden, damit der reibungslose Abfluss des Wassers stets gewährleistet ist.

Ein weiterer Nachteil der Mulden ist, dass für jede Grundstückszufahrt ein Übergangsbauwerk erforderlich ist. Der ständige Wechsel zwischen Mulde und Übergangsbauwerk macht die Pflege schließlich noch aufwändiger und das eigentliche Ziel der naturnahen Entwässerung wird verfehlt.



Möglichkeit 3, ein Mischsystem aus 1 und 2, ist hinsichtlich der Kosten nur unwesentlich teurer als Variante 1 und bietet gegenüber Möglichkeit 2 den Vorteil, dass die Ableitung des Oberflächenwassers trotz Regenwasserkanal so **naturnah** wie möglich erfolgt.

9.2 Entwicklung des Entwässerungssystems

Als Folgerung aus den unter 9.1 genannten Gesichtspunkten wird ein Entwässerungssystem, bestehend aus einem **Regenwasserkanal in Kombination mit Entwässerungsrinnen**, entwickelt, welches das anfallende Oberflächenwasser in die zentrale Versickerungsanlage im Süden des Erschließungsgebiets leitet.

Zunächst ist zu klären, welche Flächen über den Kanal und welche über die Mulden entwässern. Generell gelten die Entwässerungsansätze der **Möglichkeit 3**:

Alle Grundstücke am steigenden Hang entwässern über den Regenwasserkanal; das Oberflächenwasser der Grundstücke am fallenden Hang wird in Mulden geleitet, die sich am unteren Grundstücksrand befinden.

Das auf der Straße anfallende Niederschlagswasser wird zunächst in der Entwässerungsrinne der Straße gesammelt und über die Straßenabläufe in den Regenwasserkanal geleitet. Allein im Bereich der s-förmigen Kurve der Haupttrasse entwässert auch die Straße über Mulden, die im Straßenseitenraum verlaufen.

Das auf den übrigen Freiflächen anfallende Regenwasser wird komplett in Mulden gesammelt und weitergeleitet.

Eine Übersicht über das Entwässerungssystem gibt Abbildung 9-IV.

Gebiet I:

von Schacht 1r bis Schacht 22r; bei Schacht 10r fließt das Wasser der Entwässerungsrinnen ER7, 8 und 13 hinzu

Gebiet II:

von Schacht 1dr bis Schacht 22r; bei Schacht 3dr fließt das Wasser der ER 9, 10 und 12 hinzu

Gebiet III:

von Schacht 22r (Zusammenfluss der Gebiete I und II) bis Schacht 3cr; zwischen den Schächten 23r und 24r fließt der Abfluss offen in der Entwässerungsrinne ER 11, die auch den Abfluss der ER 4 und 5 ableitet

Gebiet IV:

ER 3 und 6 sammeln zunächst das Oberflächenwasser der angrenzenden Einzugsgebiete und leiten es bei Schacht 1cr in den Regenwasserkanal; Gebiet IV endet bei Schacht 3cr



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Gebiet V:

von Schacht 3cr (Zusammenfluss der Gebiete IV und V) bis Schacht 6cra; der Kanal erhält keinen Anschluss an den vorhandenen Kanal, der Auslass befindet sich bei Schacht 6cra und mündet in Er 14

Gebiet VI:

von Schacht 1ar bis 4ar; bei 4ar Auslass in ER1

Gebiet VII:

von Schacht 1br bis 5br; bei 5br Auslass in ER2

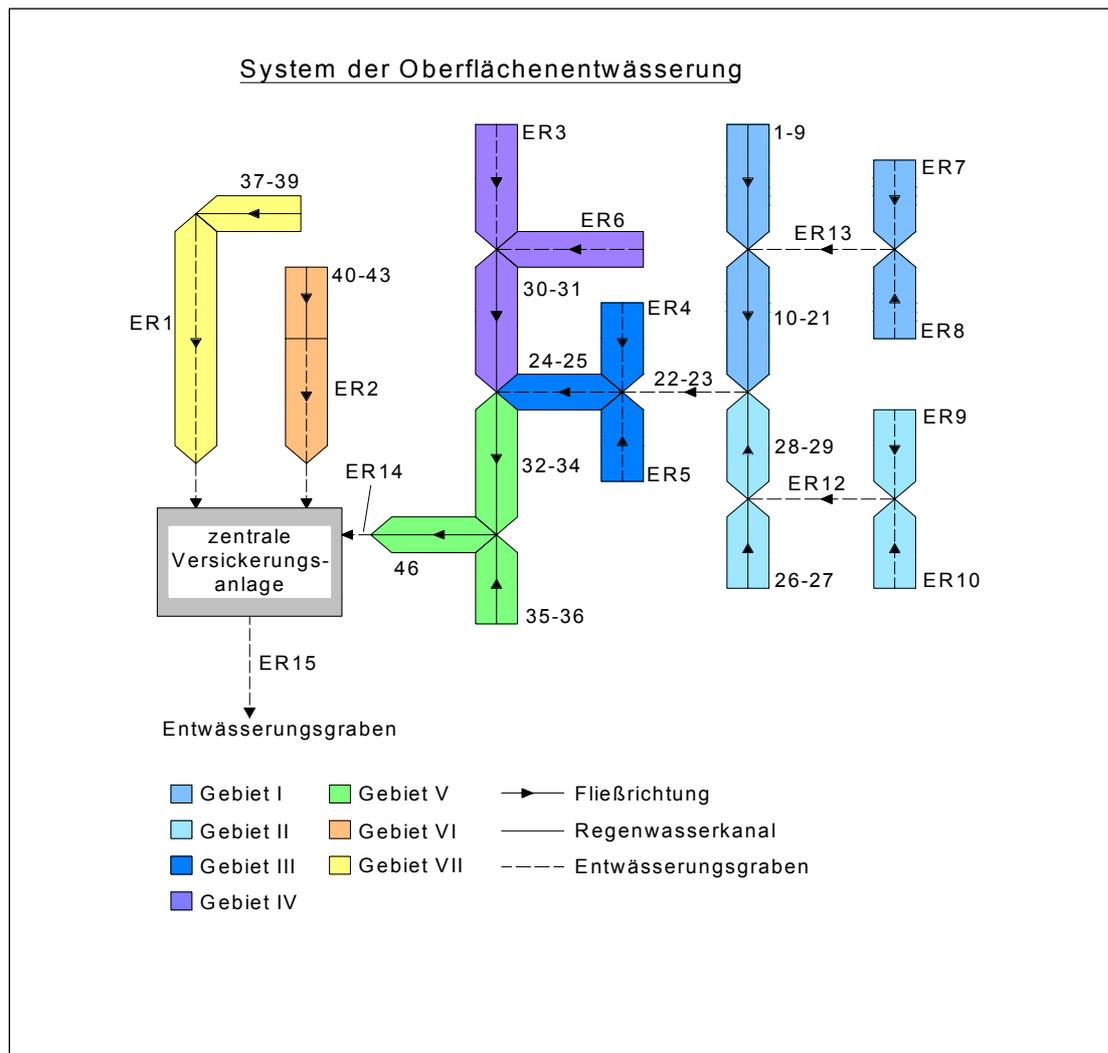


Bild 9-IV



9.3 Dimensionierung des Regenwasserkanals

9.3.1 Trassierung im Lageplan und im Längsschnitt

Die wichtigsten Grundsätze zur Trassierung des Regenwasserkanals wurden bereits unter Punkt 2.3 und 2.5 genannt.

Demnach ist der Kanal in **1,20 m Abstand zur Entwässerungsrinne und in 0,75 m Abstand zum Schmutzwasserkanal** zu verlegen. Regen- und Schmutzwasserkanal verlaufen parallel in einem gemeinsamen Stufengraben, wobei die Schächte des Regenwasserkanals leicht versetzt zu denen des Schmutzwasserkanals angeordnet werden.

Des Weiteren werden mindestens alle 45 m **Straßenabläufe** in der Straßenrinne angeordnet, die jeweils einen Anschluss an den Kanal erhalten.

Dort, wo Entwässerungsmulden in den Regenwasserkanal münden sind Übergangsbauwerke in Form von Fallschächten anzuordnen. Vor Eintritt des Abflusses der Mulden in den Kanal, sind Gitter anzubringen, die als eine Art Rechen das Eindringen grober Feststoffe in den Kanal und unbefugten Zutritt bzw. die Gefährdung, zum Beispiel spielender Kinder, verhindern.

(Zur Übersicht siehe [Anlage 10.1](#) „Erschließung des Baugebiets „In der Acht“ – Lageplan“.)

Die **Trassierung im Längsschnitt** erfolgt wie unter Punkt 2.8. Im Anschluss an die Ermittlung der Deckelhöhen des Regenwasserkanals, werden unter Berücksichtigung der Verlegetiefe in 2,20 m unter GOK und des Mindest- und Maximalgefälles, die Sohlhöhen, Haltungslängen und das Gefälle der Haltungen bestimmt.

(siehe Anlage 9.1 „Deckel- und Sohlhöhen des Regenwasserkanals“ [*nicht im Anhang*])

Aus den gewonnen Höhen wird ein **Längsschnitt des Regenwasserkanals** erstellt. (siehe Anlage 10.2 „Erschließung des Baugebiets „In der Acht“ – Längsschnitt des Schmutz- und Regenwasserkanals“)

Generell verläuft der Regenwasserkanal, wie bereits beschrieben, parallel zum Schmutzwasserkanal. Im Bereich des Transportkanals (Haltungen 18 und 19), wird das Niederschlagswasser jedoch oberflächlich in einer Mulde abgeleitet, um zu verhindern, dass für den Regenwasserkanal ebenfalls zwei aufwändige Fallschächte erbaut werden müssen. Demnach fließt das Wasser ab Haltung 23(r) durch die Entwässerungsrinne ER11 (bei Haltungen 22 bis 25) und bei Haltung 24(r) wieder in den Kanal.

9.3.2 Einteilung der Einzugsgebiete und Zuordnung zu den jeweiligen Haltungen des Regenwasserkanals bzw. zu den Entwässerungsrinnen

Der erforderliche Rohrdurchmesser des Regenwasserkanals und die Abmessungen der Entwässerungsmulden hängen von der Größe der angeschlossenen Flächen ab.



Die Grundstücke deren Dach- und Zufahrtsflächen in den Kanal entwässern, werden direkt den entsprechenden Haltungen zugeordnet.

Die Einteilung der Einzugsgebiete, sowohl für den Kanal als auch für die Entwässerungsrinnen, erfolgt anhand des **Geländegefälles**, bezüglich des Kanals zudem anhand der **Lage der Straßenabläufe**. Anschließend werden die Gebiete den jeweiligen Haltungen und Rinnenabschnitten zugeordnet.

(siehe Anlage 9.2 „Einteilung der Einzugsgebiete – Lageplan“ und Anlage 9.3 „Zuordnung der Einzugsgebiete und Grundstücke zu den jeweiligen Haltungen und Entwässerungsrinnen“ [*nicht im Anhang*])

9.3.3 Ermittlung der Spitzenabflussbeiwerte

Der **Spitzenabflussbeiwert** ψ_s wird in Abhängigkeit des **Befestigungsgrades** der Einzugsgebiete sowie deren **Neigungsklasse** und für das 15-minütige, 1-jährliche Regenereignis von 113,3 $l/(s \cdot ha)$ für die Station Trier- Petrisberg, mit Hilfe der Tabelle VII.6 des DWA-A 118, bestimmt.

Die Bestimmung der Neigungsklasse erfolgt nach Tabelle VII-7, Skript Abwassertechnik I, anhand des Geländegefälles.

(Zur Bestimmung der ψ_s - Werte, siehe Anlage 9.4 „Ermittlung der ψ_s - Werte der einzelnen Einzugsgebiete“ [*nicht im Anhang*].)

9.3.4 Bemessung des Regenwasserkanals mit Hilfe des Zeitbeiwertverfahrens

Die Bemessung des Regenwasserkanals erfolgt, wie die des Schmutzwasserkanals, mit Hilfe des **Zeitbeiwertverfahrens**.

Bei der Kanalbemessung sind nicht lang andauernde, sondern kurze Regen starker Intensität maßgebend. Daher wird der Regenwasserkanal für kleine Einzugsgebiete mit einer Häufigkeit $n = 1/a$ und einer Regendauer von 10 Minuten, nach Tabelle 4, DWA-A 118, bemessen. Die Regenspende beträgt laut KOSTRA- digital 148,3 $l/(s \cdot ha)$ für die Station Trier – Petrisberg.

Der Rauigkeitsbeiwert der Rohrleitung beträgt ebenfalls **$k_b = 0,75 \text{ mm}$** .

Die tabellarische Bemessung erfolgt unter Berücksichtigung der einzelnen Teilgebiete, deren Einteilung aus Bild 9-IV ersichtlich wird.

Fallunterscheidungen beim Zusammenfluss der Gebiete, werden nicht erforderlich, da die Fließzeiten unter der Mindestregendauer von 10 Minuten bleiben. Dementsprechend kommt der gesamte Niederschlag im Erschließungsgebiet zum Abfluss. Für die meisten Haltungen ist der **Mindestdurchmesser DN 300** ausreichend. Lediglich im unteren Teil (Gebiet V) wird ein Durchmesser DN 500 erforderlich.

Wie beim Schmutzwasserkanal werden Rohre aus **PVC-U** eingebaut.

(Zur Bemessung des Regenwasserkanals, siehe Anlage 9.5 „Dimensionierung des Regenwasserkanals“ [*nicht im Anhang*].)

9.4 Dimensionierung der Entwässerungsrinnen

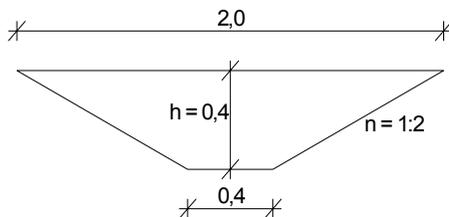
9.4.1 Dimensionierung der Hauptrinnen

Die Dimensionierung der Entwässerungsrinnen erfolgt wie bereits unter Punkt 4.2.1.1- IV nach Manning/ Strickler.

Für stark bewachsene Erdkanäle und Gräben gilt laut Tabelle V.13, Skript Abwassertechnik I, ein Stricklerbeiwert von $k_{St} = 22,5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Der Bemessung wird als Annäherung ein Trapezprofil mit folgenden Abmessungen zugrunde gelegt:

Rinntiefe:	$h = 0,4 \text{ m}$
Sohlbreite:	$b = 0,4 \text{ m}$
Böschungsneigung:	$n = 1:2$
obere Breite:	$B = b + 2 \cdot (n \cdot h) = 2,0 \text{ m}$
Böschungslänge:	$b_{\delta} = (h^2 + (n \cdot h)^2)^{0,5} = 0,89 \text{ m}$
benetzter Umfang:	$U_b = b + 2 \cdot b_{\delta} = 2,18 \text{ m}$
Fließquerschnitt:	$A = (B + b)/2 \cdot h = 0,48 \text{ m}^2$
hydr. Radius:	$r_{hy} = A/U_b = 0,22 \text{ m}$



Überprüfung der Maße für die Entwässerungsrinne ER 7:

Die Rinne muss den Bemessungsabfluss $Q_{Bem} = 9,9 \text{ l/s}$ ableiten können.
 Es wird das Fassungsvermögen bei Vollfüllung der Rinne ermittelt.

Längsgefälle der Rinne: $I_s = I_E = 7,1 \%$

(über die Ermittlung der übrigen Längsgefälle gibt Anlage 9.6 „Gefälle und Länge der Entwässerungsrinnen“ Aufschluss [*nicht im Anhang*])

Fließgeschwindigkeit: $v = k_{St} \cdot r_{hy}^{2/3} \cdot I_E^{0,5} = 2,18 \text{ m/s}$

Fassungsvermögen der Rinne:

→ $Q_{voll} = v \cdot A = 1,049 \text{ m}^3/\text{s} = 1049 \text{ l/s} \gg Q_{Bem} = 9,9 \text{ l/s}$

Die Rinne ist ausreichend groß bemessen.

- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Die Überprüfung der übrigen Entwässerungsrinnen ergibt, dass das gewählte Trapezgerinne auch für deren Bemessungsabfluss ausreichend groß dimensioniert ist.

(Zur Bemessung der übrigen Rinnen siehe Anlage 9.7 „Dimensionierung der Entwässerungsrinnen“ [*nicht im Anhang*] und Anlage 9.6 „Gefälle und Länge der Entwässerungsrinnen“ [*nicht im Anhang*].)

9.4.2 Grundstücksentwässerung

Obwohl die Grundstücksentwässerung Sache der Grundstückseigentümer ist, soll im folgenden Abschnitt kurz erläutert werden, wie die Entwässerung der Dach- und Zufahrtsflächen erfolgt.

a) Grundstücke am steigenden Hang (siehe Bild 9-V)

→ erhalten einen Anschluss an den Regenwasserkanal

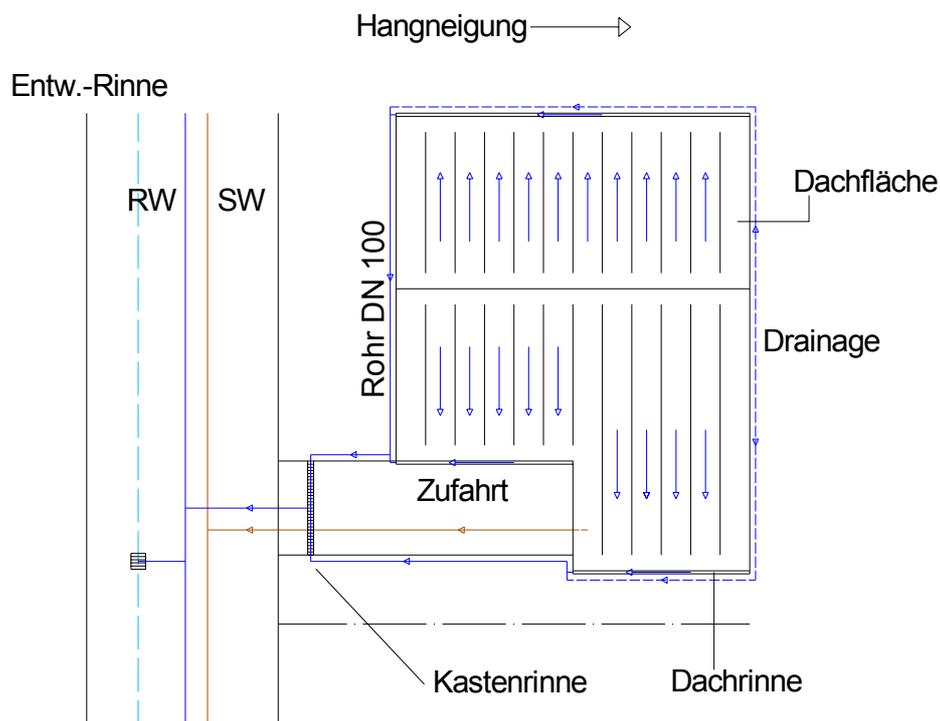


Bild 9-V

b) Grundstücke am fallenden Hang (siehe Bild 9-VI)

→ Das anfallende Niederschlagswasser ($Q_{\text{Bem}} = 3,2 \text{ l/s}$) wird über ein **Rohr DN 100**, welches in eine **5 cm tiefe, offene Rinne aus fünf Pflastersteinen** ($Q_{\text{voll}} = 39 \text{ l/s}$) mündet, in die Entwässerungsrinne am unteren Grundstücksrand geleitet.

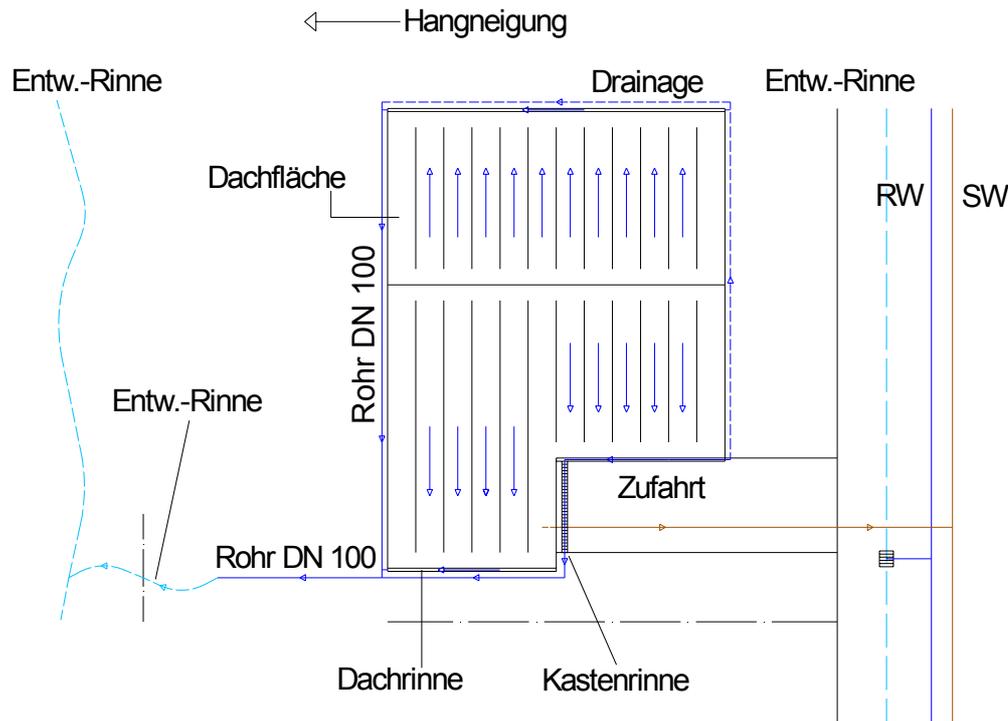


Bild 9-VI

Die Dimensionierung der Rinne erfolgt wie unter 9.4.1 (siehe Anlage 9.7 [nicht im Anhang]).

9.4.3 Kellerentwässerung

Wie unter 2.3 bereits erwähnt, ist noch zu klären, für welche Baugrundstücke eine Kellerentwässerung möglich ist, bzw. wo Hebeanlagen erforderlich sind.

Prinzipiell gilt, dass zur Kellerentwässerung eine **Kanaltiefe von 2,50 bis 3,00 m** nötig ist, wobei die örtlichen Gegebenheiten, vor allem Tiefe der Kellersohle und Länge der Hausanschlussleitung, eine entscheidende Rolle spielen.

Die Tiefe des Schmutzwasserkanals wurde unter 2.3 mit 2,70 m Tiefe unter Geländeoberkante festgelegt und erfüllt somit das oben genannte Kriterium.

Geht man davon aus, dass die Kellersohlen der Gebäude etwa 3,0 m unter GOK liegen, wird aufgrund des hohen Geländegefälles im Erschließungsgebiet „In der Acht“, eine Kellerentwässerung für die Grundstücke am steigenden Hang möglich.



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Für die Grundstücke am fallenden Hang wird die Kellerentwässerung hingegen schwierig. In den meisten Fällen werden Hebeanlagen erforderlich sein. Lediglich im westlichen Teil des Erschließungsgebiets, wo das Gelände flacher ist, könnte die Kellerentwässerung der Grundstücke beider Straßenseiten möglich sein. Dies ist jedoch im Einzelfall zu klären.

Um die Kellerentwässerung für alle Grundstücke zu ermöglichen, müsste der Schmutzwasserkanal tiefer verlegt werden. Die erforderliche Tiefe lässt sich jedoch schwer ermitteln, da sie, wie oben bereits beschrieben, von der Entfernung der Gebäude vom Kanal abhängig ist und für Hausanschlussleitungen zudem ein Gefälle von 10 bis 20 ‰ einzuhalten ist.

Des Weiteren ist der Einbau von Hebeanlagen meist kostengünstiger, da mit zunehmender Verlegetiefe die Baukosten des Schmutzwasserkanals steigen.

Eine Übersicht der Grundstücke, die über den Keller entwässern können, gibt Tabelle 9-II.

	Kellerentwässerung		
	möglich	evtl. möglich	nicht möglich
Grundstücke	010 – 019 027 – 037 044 – 053 061 – 068	001 – 009 020 – 026	038 – 043 054 – 060

Tabelle 9-II



10. Endgültiges Entwässerungskonzept

10.1 Oberflächenentwässerung und Schmutzwasserentsorgung

Die **Schmutzwasserentsorgung** erfolgt durch das unter Punkt 2 entwickelte Entwässerungssystem. Der Schmutzwasserkanal DN 250 wird in 2,70 m Tiefe (Sohltiefe) unter GOK verlegt und an drei Stellen an den bestehenden MW- Kanal angeschlossen. Die Verlegung erfolgt weitgehend im Stufengraben zusammen mit dem Regenwasserkanal.

Die **Oberflächenentwässerung**, bzw. die Ableitung des anfallenden Niederschlagsabflusses, erfolgt unter dem unter 9. entwickelten System aus Regenwasserkanal in Verbindung mit diversen Entwässerungsrinnen.

Die Verlegung der **Regenwasserleitung** (DN 300 und DN 500) erfolgt in 2,20 m (Sohltiefe) unter GOK. Der Regenwasserkanal erhält keinen Anschluss an bereits vorhandene Leitungen. Sein Abfluss wird in offenen Entwässerungsrinnen in die zentrale Anlage zur Regenwasserbehandlung geleitet.

Die 1,0 m breiten und 50 cm tiefen **Entwässerungsrinnen** sind nicht geradlinig, sondern leicht geschwungen, ähnlich dem Verlauf eines natürlichen Baches, anzulegen. Sie dienen damit neben ihrem eigentlichen Zweck der Entwässerung auch als gestalterisches Landschaftselement.

Dort wo das Geländegefälle sehr steil ist (ER 11, 12 und 13) sind die Entwässerungsrinnen kaskadenförmig abzustufen, um das Gefälle und die Fließgeschwindigkeit zu verringern. Durch diese Maßnahme wird verhindert, dass die Rinnen bei starkem Niederschlag durch Erosion beschädigt werden. Um Erdabtrag zu verhindern werden Sohle und Böschungen der Rinnen außerdem mit Wiese bepflanzt.

Wie unter 9.3.1 bereits beschrieben, erfolgt der Übergang von einer Rinne in einen Kanal, durch einen Schacht, der mit einem Gitter (Stababstand 120 mm) zu versehen ist. Wo der Abfluss vom Kanal in eine Rinne fließt, ist der Kanalauslass ebenfalls durch ein solches Gitter gegen unbefugten Zutritt zu schützen.

Das Entwässerungskonzept ist im Plan, [Anlage 10.1](#) „Erschließung des Baugebiets „In der Acht“ – Lageplan“ dargestellt.

10.2 zentrale Anlage zur Niederschlagsbehandlung

10.2.1 Variante 6: RRB mit Berücksichtigung der Versickerung in den Untergrund

Wie unter 8.3.2 erläutert, wird die zentrale Anlage zur Niederschlagswasserbehandlung als eine Art Versickerungsbecken mit Drosselabfluss, wie bei einem Regenrückhaltebecken, konstruiert.

Bei der Bemessung des RRB in Variante 5 wurde zur Beckenentleerung lediglich der Drosselabfluss berücksichtigt. Daher ist im letzten Schritt die **Versickerung** in den



Untergrund in die Berechnung miteinzubeziehen. Es ist zu prüfen ob die Beckenabmessungen auf diese Weise verkleinert werden können.

→ **Variante 6**: Regenrückhaltebecken mit Versickerung in den Untergrund

Die Bemessung des Beckens erfolgt wie bei Variante 5 mit dem Programm R-WIN in einer Langzeitsimulation und den Regendaten der Station Trier- Irsch. Die Flächenabmessungen und sonstigen Parameter werden ebenfalls übernommen. Prinzipiell wird eine RRB beim Programm R-WIN mit dem Baustein „Becken“ dargestellt. Dort lässt sich zur Beckenentleerung jedoch nur ein Drosselabfluss einstellen. Eine Versickerung kann nicht direkt berücksichtigt werden.

Um die Versickerung dennoch zu berücksichtigen wird die Versickerungsleistung bei verschiedenen Wasserständen im Becken ermittelt und zum Drosselabfluss addiert. Für die Versickerungsleistung entscheidend ist der $k_{f,u}$ - Wert des Untergrundes. Dieser entspricht im Süden des Baugebiets $k_{f,8}/2 = 5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$.

1) Simulation mit den Beckenabmessungen aus Variante 5

es werden die Abmessungen des Rechteckbeckens gewählt:

$$l = 24,0 \text{ m}; b = 22,0 \text{ m}, t = 2,0 \text{ m}$$
$$\rightarrow A_{\text{Sohle}} = 528 \text{ m}^2; V = 1056 \text{ m}^3$$

Versickerungsleistung:

$$\text{es gilt: } Q_s = A \cdot k_{f,u} \cdot 1000 \text{ [l/s]}$$

- fast leeres Becken:

Einstauhöhe $h \approx 0 \text{ m}$ (Versickerung nur über die Sohle)

$$\rightarrow Q_s = 0,26 \text{ l/s}$$

- Drosselabfluss maximal:

Einstauhöhe $h \approx 0,31 \text{ m}$ (Versickerung über Sohle und Seiten bis 0,31 m)

$$A = 528 + 0,31 \cdot 2 \cdot (24 + 22) = 541 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow Q_s = 0,27 \text{ l/s}$$



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

- volles Becken:

Einstauhöhe $h = 2,0$ m (Versickerung über Sohle und Seiten)

$$A = 528 + 2,0 \cdot 2 \cdot (24 + 22) = 712 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow Q_s = 0,36 \text{ l/s}$$

Wasserstand- Drosselabfluss:

Für die Drosselabflusskennlinie ergeben sich folgende Wertepaare:

h [m]	Q _{Dr} [l/s]
0	0,26 (0 + 0,26)
0,31	25,83 (25,56 + 0,27)
2,00	25,92 (25,56 + 0,36)

Wasserstand- Überlauf:

Den Notüberlauf bildet wie bei Variante 5, eine 10 cm tiefe, das Becken umlaufende, Rinne aus zwölf Pflastersteinen (Abflussberechnung siehe 4.2.1.1). Die Überlaufschwelle soll 2,0 m über der Beckensohle liegen.

Für die Wasserstand- Überlaufkennlinie ergeben sich folgende Wertepaare:

h [m]	Q _ü [l/s]
2,00	0
2,05	43,7
2,10	143,5

Simulation:

Die Ergebnisse der Langzeitsimulation sind in Tabelle 10-I aufgelistet:

1. Simulation 1965-1996	RRB (Variante 5)	RRB (Variante 6)
ΣQ_{zu} [m ³] (Zulauf)	347473	347473
$\Sigma Q_{ü}$ [m ³] (Beckenüberlauf)	839	836
Anz. der Überläufe [-]	2 \rightarrow n = 0,1 ok!	2 \rightarrow n = 0,1 ok!
ΣQ_{Flut} [m ³] (Überflutung)	307	297
Anz. der Überflutungen [-]	2 \rightarrow n = 0,06 \approx n = 0,05 ok!	2 \rightarrow n = 0,06 \approx n = 0,05 ok!
mittlere Einstaudauer [h]	2,63	1,02

Tabelle 10-I

(Eine komplette Übersicht über die Simulationsergebnisse gibt Anlage 10.3 „Variante 6 – LZS mit R-WIN, 1. Simulation“. [nicht im Anhang])



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Der Vergleich der Varianten 5 und 6 zeigt, dass die Berücksichtigung der Versickerung nur wenig Einsparpotential bedeutet. Dennoch wird die Simulation für geringere Abmessungen durchgeführt und überprüft ob Überlauf- und Überflutungshäufigkeit eingehalten sind.

Im Anschluss an die Untersuchungen ergeben sich folgende kleinstmögliche Beckenabmessungen:

$l = 21,0 \text{ m}; b = 21,0 \text{ m}, t = 2,0 \text{ m}$

$\rightarrow A_{\text{Sohle}} = 441 \text{ m}^2; V = 882 \text{ m}^3$

Versickerungsleistung: (Berechnung analog)

- fast leeres Becken: $\rightarrow Q_s = 0,22 \text{ l/s}$
- Drosselabfluss maximal: $\rightarrow Q_s = 0,23 \text{ l/s}$
- volles Becken: $\rightarrow Q_s = 0,30 \text{ l/s}$

Wasserstand- Drosselabfluss:

Für die Drosselabflusskennlinie ergeben sich folgende Wertepaare:

h [m]	Q_{Dr} [l/s]
0	0,22
0,31	25,79
2,00	25,86

Wasserstand- Überlauf: siehe oben

erneute Simulation:

Die Ergebnisse der Langzeitsimulation sind in Tabelle 10-II aufgelistet:

2. Simulation 1965-1996	RRB (Variante 6)
ΣQ_{zu} [m ³] (Zulauf)	347473
$\Sigma Q_{ü}$ [m ³] (Beckenüberlauf)	977
Anz. der Überläufe [-]	3 $\rightarrow n = 0,1$ ok!
ΣQ_{Flut} [m ³] (Überflutung)	501
Anz. der Überflutungen [-]	2 $\rightarrow n = 0,06 \approx n = 0,05$ ok!
mittlere Einstaudauer [h]	1,03

Tabelle 10-II

(Eine komplette Übersicht über die Simulationsergebnisse gibt Anlage 10.4 „Variante 6 – LZS mit R-WIN, 2. Simulation“ [nicht im Anhang].)



Die Simulation zeigt, dass alle Häufigkeitskriterien mit den neuen Abmessungen eingehalten werden.

10.2.2 Konstruktion der zentralen Anlage

Die Berechnung des erforderlichen Beckenvolumens unter 10.2.1 erfolgte unter der Annahme, dass das Becken die Form eines Quaders hat.

Aufgrund der Tatsache, dass sich das Becken als landschaftliche Bereicherung in die Umgebung eingliedern soll, ist eine solche Form nicht erstrebenswert.

Das Becken soll eine **möglichst naturnahe Form**, einem See ähnlich, mit geböschten Seiten erhalten.

Daher werden (annähernd) folgende Abmessungen gewählt:

Oberkante:

$l_o = 25,0 \text{ m}$, $b_o = 25,0 \text{ m}$
 $t = 2,0 \text{ m}$,
Böschungsneigung 1:n = 1:2

Sohle:

$l_s = 17,0 \text{ m}$, $b_s = 17,0 \text{ m}$

Das Beckenvolumen berechnet sich nun nach der Formel für einen Pyramidenstumpf.

$$V = \frac{1}{3} * t * \left[l_s * b_s + (l_s * b_s * l_o * b_o)^{1/2} + l_o * b_o \right]$$

$$V = 892,7 \text{ m}^3 \quad > V_{\text{erf}} = 882 \text{ m}^3$$

Des Weiteren sind die Böschungen und das „Ufer“ des Beckens mit Rasen zu bepflanzen und damit gegen Abrutschen und Erosion zu sichern. Damit eine ausreichende Filterwirkung erreicht wird, sollte die **Oberbodenschicht** im Becken mindestens 10 cm stark sein.

Um die Entleerung des Beckens auch bei kleinen Zulaufmengen zu gewährleisten, wird in der Beckensohle eine **Niedrigwasserrinne** ($b_{\text{Sohle}} = 0,4 \text{ m}$, $b_{\text{Oberkante}} = 0,8 \text{ m}$) mit 1 % Gefälle ausgebildet, die das Wasser in Richtung des Beckenauslasses leitet. Die Beckensohle erhält daher ein leichtes Gefälle zur Niedrigwasserrinne hin.

Der **Beckenlauf** erfolgt durch die Entwässerungsrinnen ER1g, von links, und ER14 von rechts. Der Einlaufbereich befindet sich jeweils in Mitte der Beckenseiten und ist durch große Blöcke und Steine zu befestigen. Dadurch werden die Rinnen



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

zum Einen vor Erosion geschützt, zum Anderen verringert sich die Fließgeschwindigkeit des zufließenden Wassers.

Als **Notüberlauf** wird, wie bereits erläutert, eine 10 cm tiefe Rinne aus zwölf Pflastersteinen gewählt. Ab einer Einstauhöhe im Becken über 2,0 m fließt das überlaufende Wasser in den Notüberlauf und wird schließlich in die Entwässerungsrinne ER 15 geleitet. Diese Rinne hat dieselben Abmessungen ($b_s = 0,4$ m, $b_o = 2,0$ m, $n = 1:2$, $t = 0,4$ m) wie die übrigen Rinnen im Erschließungsgebiet und ist mit Rasen zu bepflanzen. Zur Dimensionierung der Rinne siehe Anlage 9.7 „Dimensionierung der Entwässerungsrinnen“. Der Bemessungsabfluss der Rinne von 79,3 l/s, ergibt sich aus der mittleren Überlaufwassermenge, dividiert durch die mittlere Überlaufdauer.

Den **Beckenablauf** bildet ein **Rohr DN 300** ($Q_{\text{voll}} = 113,7$ l/s (bei 11,11 ‰ Gefälle) $> Q_{\text{Dr,max}} = 25,86$ l/s), welches am tiefsten Punkt des Beckens auf der Sohle aufliegt. Im Bereich des Rohreinlaufs ist die Sohle der Niedrigwasserrinne zu befestigen. Weiterhin ist der Rohreinlauf vor dem Eindringen grober Stoffe zu sichern. Aus diesem Grund wird ein **Auslassbauwerk** ($l = 2,15$ m (Sohle) bis 1,2 m (Oberkante), $b = 1,1$ m, $h = 0,85$ m) aus Beton konstruiert. Das Bauwerk dient der Rohrleitung als Umfassung und verhindert durch ein **Schutzgitter** (Stababstand 6 cm) das Eindringen grober Stoffe.

Um das Becken zu Sanierungs- und Wartungszwecken leichter betreten zu können, wird neben dem Auslassbauwerk eine **Treppe** erbaut.

Zur Drosselung des Abflusses wird in der Rohrleitung eine **Drossel**, zum Beispiel eine Stahl- oder Waagedrossel der Firma bgu, eingebaut. Vorteil einer solchen Drossel ist, dass sie den Abfluss mechanisch ohne Fremdeinwirkung von außen, steuern kann. Der Einbau der Drossel erfolgt im so genannten Drosselschacht ($l = 2,30$ m, $b = 2,0$ m, $h = 2,4$ m).

Der Drosselabfluss und der Abfluss der Überlaufwannen, wird durch die Rohrleitung und die Entwässerungsrinne in den Entwässerungsgraben im Süden geleitet. Für die Entwässerungsrinne wird ein **Durchlass** DN 1000 zur Unterquerung der bereits vorhandenen Straße vorgesehen.

Da sich die vorhandenen Kanäle in 2,19 m Tiefe befinden, können beide, Entwässerungsrinne und Rohrleitung, höher verlegt werden, um schließlich in den Entwässerungsgraben zu münden.

Aus [Anlage 10.5](#) „Erschließung des Baugebiets „In der Acht“ – Detailpläne der zentralen Anlage zur Niederschlagswasserbehandlung“ werden weitere Einzelheiten und Abmessungen des RRB ersichtlich.



10.3 abschließende Gesamtkostenschätzung der Erschließungsmaßnahme

Nachdem die Planung der Erschließung des Neubaugebiets „In der Acht“ nun abgeschlossen ist, erfolgt als letzter Schritt eine überschlägige Schätzung der Gesamtkosten der Baumaßnahme.

Die angesetzten Kosten stammen, wie bereits unter Punkt 8, aus vergleichbaren Kostenschätzungen des Ingenieurbüros Bambach & Gatzen für das Baugebiet „In der Sank“, Gusterath, und das Baugebiet „Langflur“, Ruwer, sowie aus „Sirados - Baudaten für Kostenplanungen und Ausschreibung“ (→ www.baupreise.de).

Gesamtbaukosten:

Schmutzwasser:

Rohrleitung DN 250, 2,70 m unter GOK im Stufengraben verlegt 940 m x 250 €/m	235.000 €
Anschlüsse an vorhandene Leitungen 3 x 1200 €/Stück	3.600 €
Hausanschlussleitungen 68 x 1050 €/Stück	<u>71.400 €</u>
	310.000 €

Oberflächenwasser:

Rohrleitung DN 300, 2,20 m unter GOK im Stufengraben verlegt 895 m x 185 €/m	165.600 €
Rohrleitung DN 500, 2,20 m unter GOK im Stufengraben verlegt 105 m x 480 €/m	50.400 €
Hausanschlussleitungen 41 x 1200 €/Stück	49.200 €
Entwässerungsrinnen, 2 m breit, flaches Längsgefälle 950 m x 65 €/m	61.800 €
Entwässerungsrinnen, 2 m breit, steiles Längsgefälle 675 m x 90 €/m	60.800 €



- Planung der Oberflächenentwässerung für das Neubaugebiet „In der Acht“ in 54343 Föhren -

Durchlass in vorhandener Straße
1 x 3200 €/Stück 3.200 €

Überquerungsbauwerk für Zufahrt
zum P+R- Platz
1 x 3200 €/Stück 3.200 €
394.200 €

Zentrale Anlage zur Niederschlagswasserbehandlung:

Erstellen der Anlage inkl. Auslassbauwerk, Treppe, usw.
≈ 895 m³ Volumen x 140 €/m³ 125.300 €

Drossel
1 x 5000 €/Stück 5.000 €

Entwässerungsrinne als Notumlauf
(2 m breit, flaches Längsgefälle)
ca. 110 m x 65 €/m 7.200 €
137.500 €

Gesamtkosten:

Schmutzwasser: 310.000 €
Oberflächenwasser: 394.200 €
Zentrale Anlage: 137.500 €
Zwischensumme: 841.700 €

+ 19 % Mehrwertsteuer 160.000 €
1.001.700 €

+ 15 % Baunebenkosten 150.300 €

Endsumme: 1.152.000 €

Die **Gesamtbaukosten** der Erschließungsmaßnahme „In der Acht“ in der Ortsgemeinde Föhren, betragen **rund 1.152.000 Euro**, inklusive Mehrwertsteuer und Baunebenkosten.

Quellenverzeichnis

Literatur:

- Abwassertechnik**, Hosang/ Bischof (1998), B.G. Teubner-Stuttgart-Leipzig
- ATV- Handbuch, Planung der Kanalisation** (4. Auflage, 1994), Ernst & Sohn-Verlag
- ATV-A 105** „Wahl des Entwässerungssystems“ (Dez. 1997)
- ATV-DVWK-A 110** „Hydraulische Dimensionierung und Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und –Leitungen“ (Febr. 2002)
- ATV-DVWK-A 157** „Bauwerke der Kanalisation“ (Nov. 2000)
- Bauen mit dem Regenwasser - aus der Praxis von Projekten**, (1999)
BA Emscher Park, Oldenbourg Verlag
- DIN EN 1610** „Verlegung und Prüfung von Abwasserleitungen und –Kanälen“
- DIN 4124** „Böschungen, Verbau, Arbeitsraumbreiten von Baugruben und Gräben“
- DWA-A 100** „Leitlinien der integralen Siedlungsentwicklung (ISiE)“ (Okt. 2005)
- DWA-A 117** „Bemessung von Regenrückhalteräumen“ (April 2006)
- DWA-A 118** „Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen“ (März 2006)
- DWA-A 138** „Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser“ (April 2005)
- DWA-M 159** „Kriterien zur Materialauswahl für Abwasserleitungen und –Kanäle“ (Dez. 2005)
- Handbuch MURISIM**, Version 3.0, Prof. Dr. Sieker mbH
- Neue Wege für das Regenwasser**
(2.Auflage, 2001), W.Geiger/ H.Dreiseitl, Oldenbourg
- Programmhandbuch R-WIN Regenwasserbewirtschaftung**, Version 3.0,
ifs- Ingenieurgesellschaft für Stadthydrologie mbH
- Rohrwerkstoffe in der öffentlichen Abwasserentsorgung** (Fachbericht)
Thomas Frank, Dr. Christian Habedank, Volker Lindenau



Schneider Bautabellen für Ingenieure, 16. Auflage, Werner Verlag

Skript Abwassertechnik I (sowohl alte, als auch neue Version),
Prof. Dr.-Ing. M. Erzmann

Straßen- und Tiefbau mit lernfeldorientierten Projekten, 9. Auflage,
Dietrich Richter, Manfred Heindel, Teubner
Umdruck Hydromechanik (HYM), 2005 , Prof. Dr.-Ing. J. Sartor

Umdruck Wasserwirtschaft und Wasserbau, Teil A: Hydrologische Grundlagen (HGW), 2005, Prof. Dr.-Ing. J. Sartor

Versickerung und Nutzung von Regenwasser- Vorteile, Risiken, Anforderungen, Umweltbundesamt

Internet:

bgu- Umweltschutzanlagen GmbH (www.bgu-online.de)

Funke Kunststoff GmbH (www.funkegruppe.de)

Ingenieurgesellschaft Prof. Dr. Sieker mbH (www.sieker.de)

SIRADOS Baudaten für Kostenplanung und Ausschreibung (www.sirados.de)

Bericht „**RRB an der Burg in Burbach**“
(www.projektwerk-ing.de/tiefbau/pdf/rrb_anderburg_burbach.pdf)

Verwendete Programme:

AutoCAD, Autodesk

erwin- Regenwasserbewirtschaftung, Version 4.03
Ingenieurgesellschaft für Stadthydrologie mbH

KOSTRA- digital, Version 1.0.2
itwh, Institut für technisch- wissenschaftliche Hydrologie GmbH

Microsoft Office (Word und Excel)

Murisim, Version 5,100
Ingenieurgesellschaft Prof. Dr. Sieker mbH