

Entwässerungskonzept zum Bebauungsplan „Spiegelgewanne“, Entwicklungsfläche West

Erläuterungsbericht
für die Stadt Frankenthal

Inhaltsverzeichnis

1.	Hintergründe und Zielsetzung	1
2.	Grundlagen	3
3.	Entwässerung	5
3.1.	Schmutzwasser	5
3.1.1.	Schmutzwassermengen.....	5
3.1.2.	Schmutzwasseranschluss	7
3.2.	Niederschlagswasser	8
3.2.1.	Möglichkeiten der Versickerung	8
3.2.2.	Vordimensionierung einer möglichen Muldenversickerung.....	10
4.	Wasserversorgung.....	13
4.1.	Wasserverbrauch	13
4.2.	Löschwasser	14

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1: Bebauungsvorschlag.....	1
Abbildung 3.1: gemessene Wasserverbräuche des Klinikbestands, Jan. 2017 bis Juli 2020.....	6
Abbildung 3.2: Verlauf und Tiefenlage der Kanalisation im Anschlussbereich	8
Abbildung 3.3: Darstellung einer Muldenversickerungsanlage.....	9
Abbildung 3.4: Mögliche Verortung der Muldenversickerungsanlagen.....	12
Abbildung 4.1: Ergebnisse Rohrnetzrechnung Spitzenlastfall, Elsa-Brändström-Straße.....	14
Abbildung 4.2: Planausschnitt Hydrantenplan.....	15

Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1: Schmutzwasseranfall für Krankenhäuser nach DVGW W 410.....	5
Tabelle 3.2: Ergebnisse, Vordimensionierung einer Muldenversickerung	11

Anlage

Anlage 1:	Muldendimensionierung, Fläche Tagesklinik, $T_n=5a$, $\psi = 1,0$, $k_f=1 \times 10^{-5}$ m/s
Anlage 2:	Muldendimensionierung, Fläche Tagesklinik, $T_n=50a$, $\psi = 1,0$, $k_f=1 \times 10^{-5}$ m/s
Anlage 3:	Muldendimensionierung, Fläche Tagesklinik, $T_n=5a$, $\psi = 0,5$, $k_f=1 \times 10^{-5}$ m/s
Anlage 4:	Muldendimensionierung, Fläche Tagesklinik, $T_n=50a$, $\psi = 0,5$, $k_f=1 \times 10^{-5}$ m/s
Anlage 5:	Muldendimensionierung, Fläche Küche, $T_n=5a$, $\psi = 1,0$, $k_f=1 \times 10^{-5}$ m/s
Anlage 6:	Muldendimensionierung, Fläche Küche, $T_n=50a$, $\psi = 1,0$, $k_f=1 \times 10^{-5}$ m/s
Anlage 7:	Muldendimensionierung, Fläche Küche, $T_n=5a$, $\psi = 0,5$, $k_f=1 \times 10^{-5}$ m/s
Anlage 8:	Muldendimensionierung, Fläche Küche, $T_n=50a$, $\psi = 0,5$, $k_f=1 \times 10^{-5}$ m/s
Anlage 9:	Muldendimensionierung, Fläche Parkhaus, $T_n=5a$, $\psi = 1,0$, $k_f=1 \times 10^{-5}$ m/s
Anlage 10:	Muldendimensionierung, Fläche Parkhaus, $T_n=50a$, $\psi = 1,0$, $k_f=1 \times 10^{-5}$ m/s

1. Hintergründe und Zielsetzung

Die Stadt Frankenthal beabsichtigt die Erstellung des Bebauungsplans „Spiegelgewanne“ (siehe Abbildung 1.1). Das sich im Nordwesten der Stadt befindliche Bebauungsgebiet teilt sich in zwei Planungsgebiete auf. Der westliche Bereich, auf dem sich bereits ein Krankenhaus befindet, soll weiterentwickelt werden. Der östlich der Elsa-Brändström-Straße gelegene Teil hingegen soll erstmalig bebaut werden.



Abbildung 1.1: Bebauungsvorschlag

Der Bebauungsvorschlag sieht einerseits den Erhalt und eine Erweiterung des bestehenden Krankenhauses sowie andererseits eine Überplanung der landwirtschaftlich genutzten Flächen mit der Ansiedlung von Wohnraum, insbesondere für Krankenhauspersonal, vor. Insgesamt sind aufgrund der heterogenen Nutzung voraussichtlich unterschiedliche Bebauungsformen vorgesehen. Im östlich gelegenen neuen Wohngebiet ist zudem neben dem Bau von Tiefgaragen auch eine neue Erschließungsstraße vorgesehen.

Dem vorliegenden Bericht sind Aussagen zur Entwässerungssituation von Schmutz- und Niederschlagswasser sowie zur Wasser- und Löschwasserversorgung des westlichen Planungsbereiches zu entnehmen.

2. Grundlagen

Von der Stadt Frankenthal wurden für die Bearbeitung des Entwässerungskonzepts die folgenden Unterlagen zur Verfügung gestellt:

- Bebauungsvorschlag, Bebauungsplan „Spiegelgewanne“, Stadt Frankenthal, Bereich Planen und Bauen, Abt. Stadt- und Grünplanung, Stand: 03.02.2020
- Bodengutachten, „Stadtklinik Frankenthal – Anbau Psychiatrie und Sanierung Haupthaus, Elsa-Brändström-Straße 1, Frankenthal: Baugrunderkundung mit geotechnischer und abfalltechnischer Beratung“, IGB Rhein-Neckar Ingenieurgesellschaft mbH, 14.09.2018
- CAD Zeichnung (DWG) mit Vermessungsdaten, Vermessungsbüro H.-P. Hefner & A. Patzak, 09.03.2020
- Ergebnisse der Kanalnetzrechnung (Auszug: Bereich Elsa-Brändström-Straße – „Spiegelgewanne“), Überstauhäufigkeiten gemäß Langzeitseriensimulation und Vollfüllungsgrad bei $T_n=3a$, Ingenieurgesellschaft ipr, Februar 2008
- Bestandsplan des Kanalnetzes (DXF) für den Bereich Elsa-Brändström-Straße („Spiegelgewanne“), Stadtwerke Frankenthal, Stand: September 2020
- Auszüge aus dem ALKIS, Bereich Elsa-Brändström-Straße („Spiegelgewanne“)
- Bestandsplan der Trinkwasserversorgung (DXF) für den Bereich Elsa-Brändström-Straße („Spiegelgewanne“), Stadtwerke Frankenthal, Stand: September 2020
- Hydrantenplan (PDF) für den Bereich Elsa-Brändström-Straße („Spiegelgewanne“), Stadtwerke Frankenthal, Stand: September 2020
- Plandarstellungen des Klinikbaus nach Etagen - Entwurfsplanung (PDF), sander.hofrichter architekten GmbH, 03.07.2020
- Wasserjahresverbrauchsmenge des Klinikbestandes (EXCEL), Stadtwerke Frankenthal, Stand September 2020
- Ergebnisse der Rohrnetzrechnung Trinkwasser für den Spitzenlastfall, (Screenshot) für den Bereich Elsa-Brändström-Straße, Stadtwerke Frankenthal, Stand September 2020

Auf der Grundlage des Bebauungsvorschlages ergeben sich für die einzelnen Gebäude folgende Grundflächen:

- Klinikbau: 2.700 m²
- Küche: 2.110 m²
- Parkhaus: 1.650 m²

Nach Angaben der Klinik Frankenthal¹ verfügt der Klinikbestand über 315 Betten. Für den Anbau sind aus der Entwurfsplanung entnommen, derzeit 116 Betten geplant.

¹ Angabe auf Homepage der Klinik: <https://www.stadtklinik-ft.de/klinik/wir-%C3%BCber-uns>, abgerufen am 24.09.2020

3. Entwässerung

3.1. Schmutzwasser

3.1.1. Schmutzwassermengen

Für eine Planung auf der sicheren Seite liegend werden zur Ermittlung des Schmutzwasseranfalls im Folgenden zwei Ansätze verfolgt, beschrieben und miteinander verglichen. Der ungünstigere Fall wird zur Beurteilung einer ausreichenden Aufnahmekapazität des Kanalbestandes herangezogen.

Theoretischer Ansatz nach DVGW-Regelwerk:

Aus dem DVGW Regelwerk W 410 lassen sich Wasserverbrauchsmengen, und daraus ableitend der Schmutzwasseranfall, für Krankenhäuser berechnen. Das seit Dezember 2008 gültige Regelwerk gibt in Bezug auf die geplante Küche keine genaue Auskunft. Für Gaststätten, im speziellen für einzelne Mahlzeiten, findet sich jedoch im alten Regelwerk von Januar 1995 eine Angabe von 15 l pro Mahlzeit.

Nach DVGW besteht die Möglichkeit den Wasserbedarf anhand der Bettenanzahl zu bestimmen. Die Breite der angegebenen Bedarfszahlen ist mit 130 l/Bett/d bis 1200 l/Bett/d sehr groß. Hintergrund hierfür sind beispielsweise integrierte Wäscherein oder andere verbrauchsintensive Einrichtungen.

Für die Konzeptionierung des neuen Anbaus wird zum einen ein mittlerer Ansatz von 500 l/Bett/d sowie der maximale Ansatz von 1200 l/Bett/d herangezogen. Der Tabelle 3.1 können im Folgenden die Ergebnisse für den abgeschätzten Schmutzwasseranfall der Tagesklinik (116 Betten) entnommen werden. Zur Hochrechnung des mittleren Tagesbedarfs auf den maximalen Stundenbedarf wird der im DVGW-Regelwerk W410 beschriebenen Ansatz für Versorgungseinheiten bis 1.000 Einwohner angesetzt (Spitzenfaktor $f = 3,2$).

Tabelle 3.1: Schmutzwasseranfall für Krankenhäuser nach DVGW W 410

	mittlerer Tagesbedarf		max. Stundenbedarf	
	[m ³ /d]	[l/s]	[m ³ /h]	[l/s]
500 l/Bett/d	58,0	0,67	7,7	2,15
1200 l/Bett/d	139,2	1,61	18,6	5,16

Ausgehend von der Annahme, dass in der geplanten Großküche Mahlzeiten für sämtliche Krankenhauspatienten angerichtet werden sollen, ist von einer Gesamtanzahl von $315 + 116 = 431$ Betten und damit von 1.293 Mahlzeiten pro Tag auszugehen. Daraus ergibt sich ein täglicher Wasserverbrauch von $15 \text{ l/Mahlzeit} \times 1.293 \text{ Mahlzeiten} = 19,4 \text{ m}^3$. Dies entspricht einem mittleren Verbrauch von $0,225 \text{ l/s}$. Unter Berücksichtigung der täglichen Zubereitungszeit (Annahme: 6 h) ergibt sich ein Spitzenfaktor $f = 4^2$ für die Hochrechnung des mittleren Verbrauchs auf den maximalen Stundenverbrauch. Dieser wird folglich zu $Q_{\text{max,Küche}} = 4 \times 0,225 = 0,90 \text{ l/s}$ abgeschätzt.

Je nach Ansatz für den Wasserbedarf je Bett und Tag ergeben sich gemeinsam mit dem getroffenen Ansatz für die Küche ein geschätzter maximaler Schmutzwasserabfluss zwischen $3,05 \text{ l/s}$ und $6,06 \text{ l/s}$ für die beiden Erweiterungsgebäude (Tagesklinik und Küche).

Verbrauchsansatz auf der Grundlage gemessener Wasserverbrauchszahlen

Neben den Ansätzen des DVGW wurden des Weiteren die aktuellen Wasserverbrauchsdaten der vergangenen Jahre (Zeitraum Januar 2017 bis Juli 2020) der Stadtklinik Frankenthal ausgewertet (siehe Abbildung 3.1). Unter Ausschluss der Ausreißer (Januar 2017 sowie Juni und Juli 2018) errechnet sich ein durchschnittlicher Monatsverbrauch im angegebenen Zeitraum von 2.116 m^3 . Der maximale Monatsverbrauch liegt bei 2.810 m^3 (Oktober 2019).

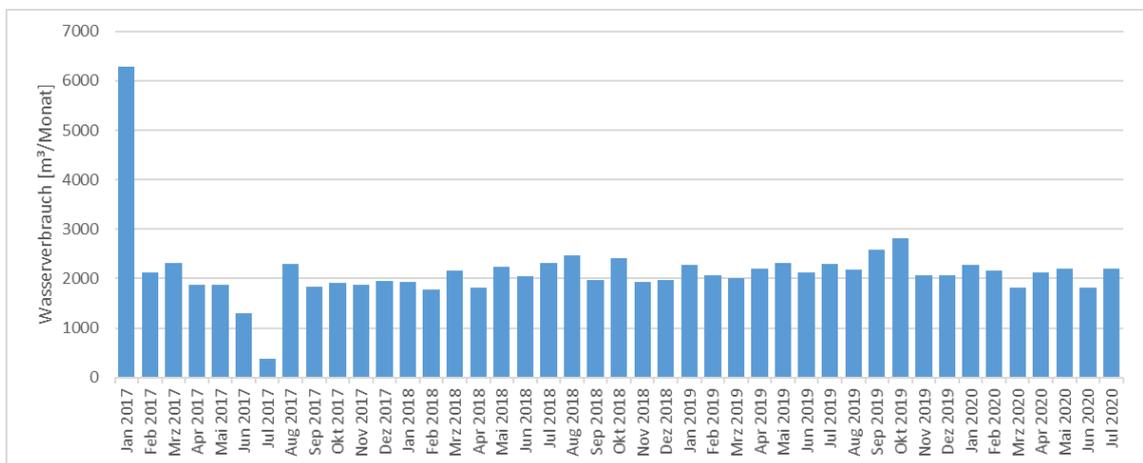


Abbildung 3.1: gemessene Wasserverbräuche des Klinikbestands, Jan. 2017 bis Juli 2020

Aus dem maximalen Monatsverbrauch lässt sich ein mittlerer Schmutzwasserabfluss von $1,05 \text{ l/s}$ bzw. ein Verbrauch von durchschnittlich 288 l/Bett/d ableiten. Der mittlere Verbrauch pro Bett und Tag liegt damit deutlich unter den Ansätzen des DVGW.

$$^2 f = 24 \text{ h} / 6 \text{ h} = 4$$

Aus diesem Ansatz ergibt sich für den Tagesklinik-Anbau ein hochgerechneter mittlerer Schmutzwasserabfluss von $1,05 \text{ l/s} \times 116 / 315 = 0,39 \text{ l/s}$. Aus diesem mittleren Schmutzwasserabfluss wird wiederum analog zu den Ansätzen des DVGW (Spitzenfaktor $f = 3,2$) eine Schmutzwasserabflussspitze von $0,39 \times 3,2 = 1,24 \text{ l/s}$ berechnet.

Gemeinsam mit dem zuvor erläuterten Ansatz für den Schmutzwasserabfluss aus der geplanten Küche ergibt sich ein Spitzenabfluss in der Summe von $1,24 \text{ l/s} + 0,90 \text{ l/s} = 2,14 \text{ l/s}$.

3.1.2. Schmutzwasseranschluss

Als potentieller Anschlussbereich ist der in Nord-Süd-Richtung verlaufende Kanal in der Elsa-Brändström-Straße vorzusehen. Ein Anschluss in Richtung Süden ist nicht möglich, da in der Landesstraße (L453) westlich der Elsa-Brändström-Straße kein Kanal verlegt ist.

Der Kanal in der Elsa-Brändström-Straße (siehe Abbildung 3.2) ist als Staukanal ausgebildet. Im Kreuzungsbereich mit der Ernst-Rahlson-Straße ist er in DN700 verbaut und weitet sich im weiteren Verlauf der Elsa-Brändström-Straße und der Beindersheimer Straße bis zur Nennweite DN2000 / DN2200 auf.

Die Sohlhöhe des Kanals in der Elsa-Brändström-Straße bewegt sich im Verlauf des Anschlussbereiches zwischen 91,24 m ü.NN und 90,94 m ü.NN (Angaben aus Generalentwässerungsplan). Gelände- / Deckelhöhen liegen in diesem Bereich zwischen 94,68 mNN und 94,59 mNN. Die Tiefenlage des Kanals beträgt damit rund 3,50 m, sodass selbst bei einer Unterkellerung der geplanten Bebauung ein Freispiegelanschluss des Schmutzwasserkanals (mit Rückstausicherung) möglich sein sollte. Alternativ ist eine Druckentwässerung vorzusehen.

Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass die Höhenangaben zu den Kanälen bzw. Schächten zwischen denen des Generalentwässerungsplanes und denen der Stadtwerke nicht unerhebliche Differenzen aufweisen. Für die hier vorliegende konzeptionelle Planung und allgemeinen Aussagen ist dies jedoch nicht von Relevanz, muss aber im Rahmen der weiteren Entwurfsplanung entsprechend berücksichtigt werden.

Aus den Ergebnissen der Hydraulik (Prognose-Berechnung) ist in der Elsa-Brändström-Straße zwischen Heßheimer Straße (L453) und Carl-Benz-Straße eine Überstauhäufigkeit von „seltener als 1 Mal in 10 Jahren“ ausgewiesen. In der Heßheimer Straße selbst sowie im weiterführenden Verlauf des Staukanals in der Elsa-Brändström-Straße (östlich der Carl-Benz-Straße) sind stellenweise Kanäle mit Überstauhäufigkeiten zwischen 5 und 10 Jahren ausgewiesen. Damit ist der nach DWA-Regelwerk geforderte Mindest-Entwässerungskomfort mehr als erfüllt.

Vor diesem Hintergrund stellt der geplante Schmutzwasser-Anschluss, unabhängig von der Höhe des abgeschätzten Schmutzwasseranfalls (zwischen 2,14 l/s und 6,06 l/s, siehe Kapitel 3.1.1), aus hydraulischer Sicht kein Problem dar.

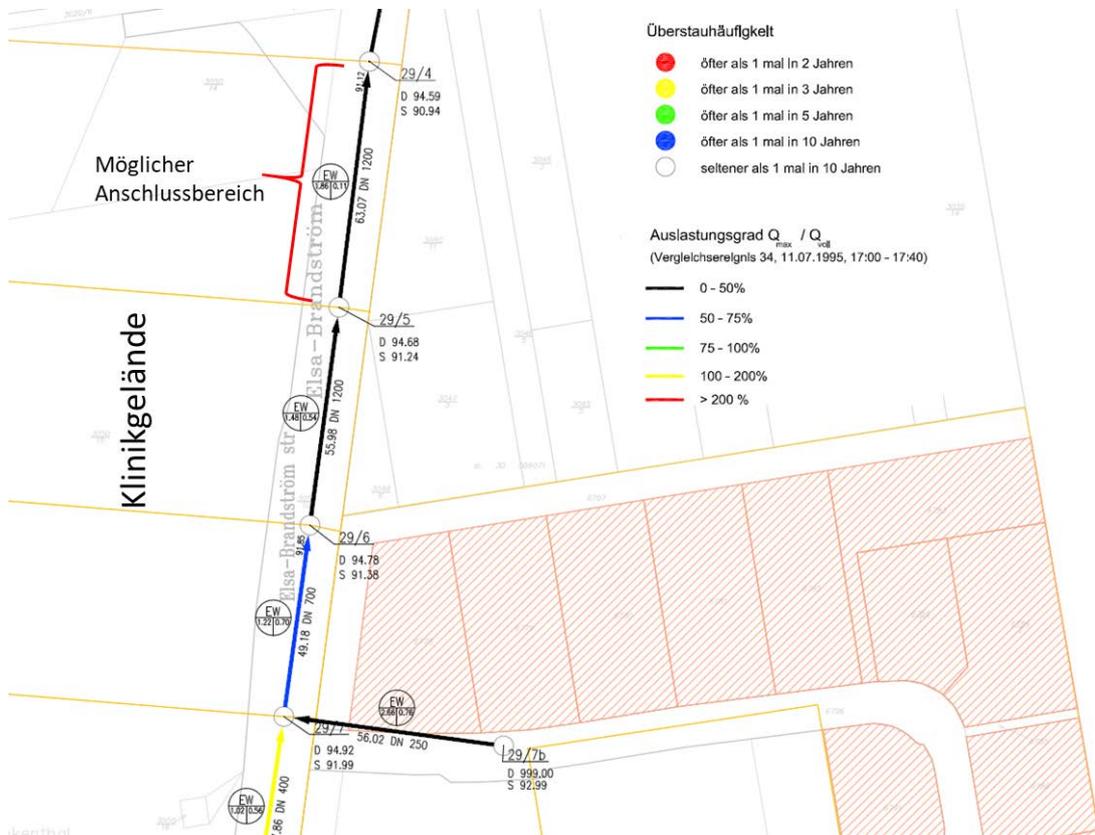


Abbildung 3.2: Verlauf und Tiefenlage der Kanalisation im Anschlussbereich

3.2. Niederschlagswasser

Ziel der Niederschlagsentwässerung im Rahmen der Klinikerweiterung (Tagesklinik, Küche, Parkhaus) ist es die neuen Dachflächen nach Möglichkeit einer Versickerungsanlage zuzuführen. An dieser Stelle werden die Möglichkeiten der Versickerung untersucht.

3.2.1. Möglichkeiten der Versickerung

Aus den Bohrprofilen des vorliegenden Bodengutachtens geht hervor, dass in den untersuchten Bereichen in der obersten Bodenschicht stets mit Auffüllmaterial zu rechnen ist. Die Mächtigkeit

dieser Schicht variiert stark. Eine Einbindung einer Versickerungsanlage in den oberflächigen Auffüllungen ist nicht genehmigungsfähig. Somit ist ein Bodenaustausch hierfür erforderlich.

Der zur Planung einer Versickerungsanlage herangezogene Grundwasserspiegel ist gemäß Bodengutachten mit 92,50 m.ü.NN anzusetzen (siehe Bodengutachten, Kapitel 5.3 „Bemessungswasserstände“). Die Geländehöhen liegen im Bereich der Parkanlage meist zwischen 94,00 mNN und 94,50 mNN (vereinzelt bis rund 95,00 mNN). Aufgrund des nur geringen Flurabstands kann folglich nur eine Muldenversickerung in Betracht gezogen werden.

Für Mulden ist ein Oberboden von mindestens 0,10 m Mächtigkeit erforderlich. Unterhalb diesem ist für den Versickerungsprozess ein Sickerraum von mindestens 1 m Mächtigkeit vorzusehen. Innerhalb der Mulde sollte es nur zu einem kurzzeitigen Einstau bis maximal 0,30 m kommen. Bei höheren Wasserständen besteht die Gefahr der Verschlickung und Verdichtung der Oberfläche und damit einhergehend einer Reduktion der Versickerungsleistung. Die Zuleitung ist nach Möglichkeit mit offenen Gräben bzw. oberirdischen Pflasterrinnen umzusetzen. Abbildung 3.3 zeigt die beschriebenen Aspekte.

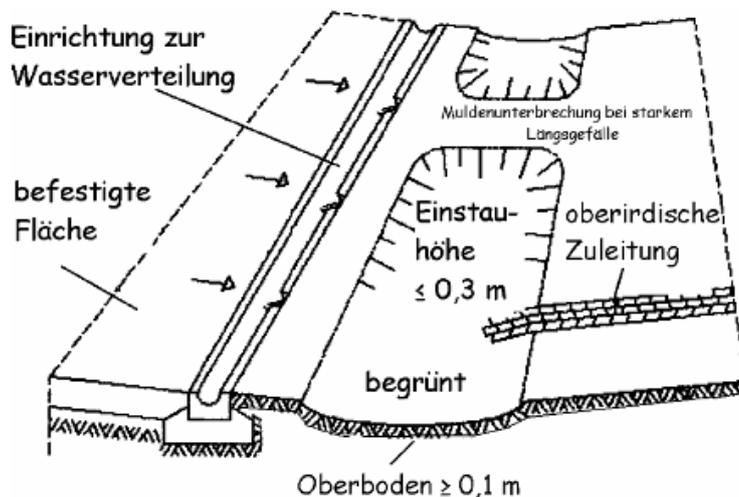


Abbildung 3.3: Darstellung einer Muldenversickerungsanlage³

³ Darstellung aus DWA Arbeitsblatt A138: Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlägen, April 2005

3.2.2. Vordimensionierung einer möglichen Muldenversickerung

Zur Vordimensionierung der Muldenversickerung sind insbesondere die vorliegenden Bodenparameter ausschlaggebend. Südlich der geplanten Tagesklinik zeigen sich in den Bohrprofilen unterhalb der Auffüllung sogenannte „Decklehme“. Diese aus sandigen Schluffen bestehende Schicht eignet sich aufgrund seiner geringen hydraulischen Durchlässigkeit nicht zur Umsetzung einer Versickerungsanlage. Neben dem Austausch des Auffüllmaterials ist in diesem Bereich auch der Austausch dieser Schicht zu berücksichtigen.

Nördlich der geplanten Tagesklinik liegen nur Bohrprofile bis auf Höhe des bestehenden Klinikgebäudes vor, sodass für den weiter nördlich liegenden Bereich an dieser Stelle nur Annahmen getroffen werden können. Aus den nördlich der Tagesklinik vorliegenden Bohrprofilen gehen unterhalb der Auffüllung Sande (u.a. Mittelsand) hervor. Die hydraulische Durchlässigkeit kann hier auf der sicheren Seite liegend mit 5×10^{-5} m/s abgeschätzt werden.

Für eine mögliche Versickerungsmulde in Nähe des geplanten Parkhauses liegen keine Bodenparameter vor. Zur Umsetzung sollten neben einer ausreichenden Tiefe bis zum Grundwasserspiegel (mindestens 1,40 m), auch eine entsprechende hydraulische Durchlässigkeit der Bodenschichten gewährleistet sein ($k_f = 1 \times 10^{-4}$ m/s bis 5×10^{-5} m/s). Im Rahmen der hier durchgeführten Vordimensionierung wurden diese Bedingungen postuliert. Es wird empfohlen entsprechende Bohrungen und eine Bestimmung der Bodenparameter im Zuge der weiteren Planungen nachzuholen.

Neben dem bereits beschriebenen maximalen Einstau von 0,30 m und einer minimalen Oberbodenschicht von 0,10 m ($k_f = 5 \times 10^{-5}$ m/s), wurden für die Gebäude teils verschiedene Abflussbeiwerte ψ berücksichtigt. Standardmäßig ist von einem Abflussbeiwert $\psi=1,0$ auszugehen, d.h. 100 % des Niederschlags werden vom Dach abgeleitet und in der Mulde versickert. Liegen für die Tagesklinik oder die Küche jedoch nur leicht geneigte und begrünte Dachflächen vor, kann der Abflussbeiwert auf 0,5 reduziert werden (d.h. 50 % des Niederschlags werden auf dem Gründach zurückgehalten, 50 % werden zur Muldenversickerung abgeleitet).

Des Weiteren wurde neben einem standardmäßigen Regenereignis mit einer Wiederkehrzeit von $T_n = 5$ Jahren im Sinne des Überflutungsschutzes auch ein Regenereignis mit einer Wiederkehrzeit von $T_n = 50$ Jahren betrachtet. Nach DWA Arbeitsblatt A117 wurde generell ein Zuschlagsfaktor f_z von 1,2 berücksichtigt.

Die Ergebnisse mit den erforderlichen Größen für eine Muldenversickerung sind in Tabelle 3.2 zusammengefasst. Die maximal zulässige Entleerungszeit von 24 Stunden wird in allen Fällen eingehalten. Die Berechnungsergebnisse können im Einzelnen der Anlage entnommen werden.

Tabelle 3.2: Ergebnisse, Vordimensionierung einer Muldenversickerung

	$\psi=1,0$		$\psi=0,5$	
	$T_n=5$ Jahre	$T_n=50$ Jahre	$T_n=5$ Jahre	$T_n=50$ Jahre
Tagesklinik $A_E = 2.700 \text{ m}^2$	260 m ²	460 m ²	130 m ²	230 m ²
Küche $A_E = 2.110 \text{ m}^2$	200 m ²	360 m ²	100 m ²	180 m ²
Parkhaus $A_E = 1.650 \text{ m}^2$	160 m ²	280 m ²	-	-

Abbildung 3.4 zeigt eine mögliche Verortung der Versickerungsmulden auf dem Klinikgelände. Daraus geht auch die erforderliche Muldengröße im Vergleich zu der zur Verfügung stehenden Fläche hervor. Diese Darstellung verdeutlicht somit, dass eine Muldenversickerung der geplanten Gebäudeflächen auch unter der ungünstigen Annahme eines Abflussbeiwertes $\psi=1,0$ sowie einem Regenereignis mit einem Wiederkehrintervall von $T_n=50$ Jahren möglich ist.

Hinweise:

- Die in Tabelle 3.2 aufgeführten Flächengrößen stellen Mindestgrößen dar, d.h. bei diesen Größen wird jeweils die maximal zulässige Einstautiefe von 0,30 m erreicht (vergleiche Anlage)
- Aufgrund der räumlichen Lage bietet es sich auch an die Mulden von Kinikanbau und Küche zusammenzulegen.
- Es wird empfohlen die Lage der Mulden auf der Grundlage gezielter Bohrungen festzulegen und eine Berechnung der Muldenversickerung auf der Grundlage der dann vorliegenden Bodenparameter zu wiederholen. Eine Anordnung der Muldenversickerung über den auf dem Gelände stellenweise vorkommenden Decklehmen ist auszuschließen.
- Wird im Rahmen der weiteren Planungen das 5-jährliche Regenereignis für die Dimensionierung der Muldenversickerung herangezogen, so sollte nach Möglichkeit ein Notüberlauf in die Kanalisation vorgesehen werden. Vor dem Hintergrund der ausreichend vorhandenen Freifläche wird eine Dimensionierung auf der Grundlage eines 50-jährlichen Niederschlags empfohlen (Überflutungsschutz). Bei einer weiteren Vergrößerung der Versickerungsfläche gegenüber den in Tabelle 3.2 aufgeführten Werten, kann die Einstauhöhe reduziert und die Entleerungszeit der Mulden verringert werden.



Abbildung 3.4: Mögliche Verortung der Muldenversickerungsanlagen

4. Wasserversorgung

4.1. Wasserverbrauch

Der künftige Wasserverbrauch kann, wie bereits in Kapitel 3.1.1 beschrieben, über Planungswerte aus dem DVGW Regelwerk abgeschätzt werden. Neben den Ansätzen des DVGW wurden zur Wasserbedarfsermittlung (bzw. in Kapitel 3.1.1 zur Ermittlung des künftigen zusätzlichen Schmutzwasseranfalls) auch die Wasserverbrauchsdaten der letzten Jahre der Stadtklinik Frankenthal ausgewertet.

Die Ergebnisse zeigen deutlich konservativere Werte bei der Abschätzung der anfallenden Wassermengen über die DVGW-Planungswerte. Im weiteren Verlauf der konzeptionellen Planungen werden – auf der sicheren Seite liegend – die höheren Verbrauchswerte herangezogen. Dementsprechend ist von einer Zunahme des Wasserverbrauchs um 6,06 l/s bzw. 21,8 m³/h auszugehen.

Abbildung 4.1 zeigt die Ergebnisse der hydraulischen Rohrnetzrechnung für die Wasserversorgung (Spitzenlast) im Bereich der Klinik. Dementsprechend ergeben sich im Bereich vor und hinter der Abnahmestelle der Klinik die folgenden Durchflüsse und Fließgeschwindigkeiten.

- vor der Abnahmestelle: $Q = 15,59 \text{ m}^3/\text{h}$ $v = 0,133 \text{ m/s}$
- hinter der Abnahmestelle: $Q = 11,68 \text{ m}^3/\text{h}$ $v = 0,100 \text{ m/s}$

Es ist somit davon auszugehen, dass im Zuge der Rohrnetzrechnung ein Spitzenverbrauch im Bereich der Klinik von 3,91 m³/h angesetzt wurde. Der Ansatz von 21,80 m³/h zusätzlichem Verbrauch durch Klinik-Anbau und Küche ist somit als äußerst konservativ zu bewerten.

Legt man dennoch diesen konservativen Ansatz zugrunde so erhöht sich der maximale Durchfluss im Bereich der Klinik von 15,59 m³/h auf 37,39 m³/h. In der Folge erhöht sich die Fließgeschwindigkeit in der Versorgungsleitung von 0,133 m/s auf 0,319 m/s. Nach DVGW Regelwerk sind in Wasserversorgungsnetzen Fließgeschwindigkeiten von maximal 2 m/s zulässig.

Es kann festgestellt werden, dass die angesetzte Erhöhung des Verbrauchs nachweislich kein Problem für das Trinkwasserleitungsnetz darstellt.

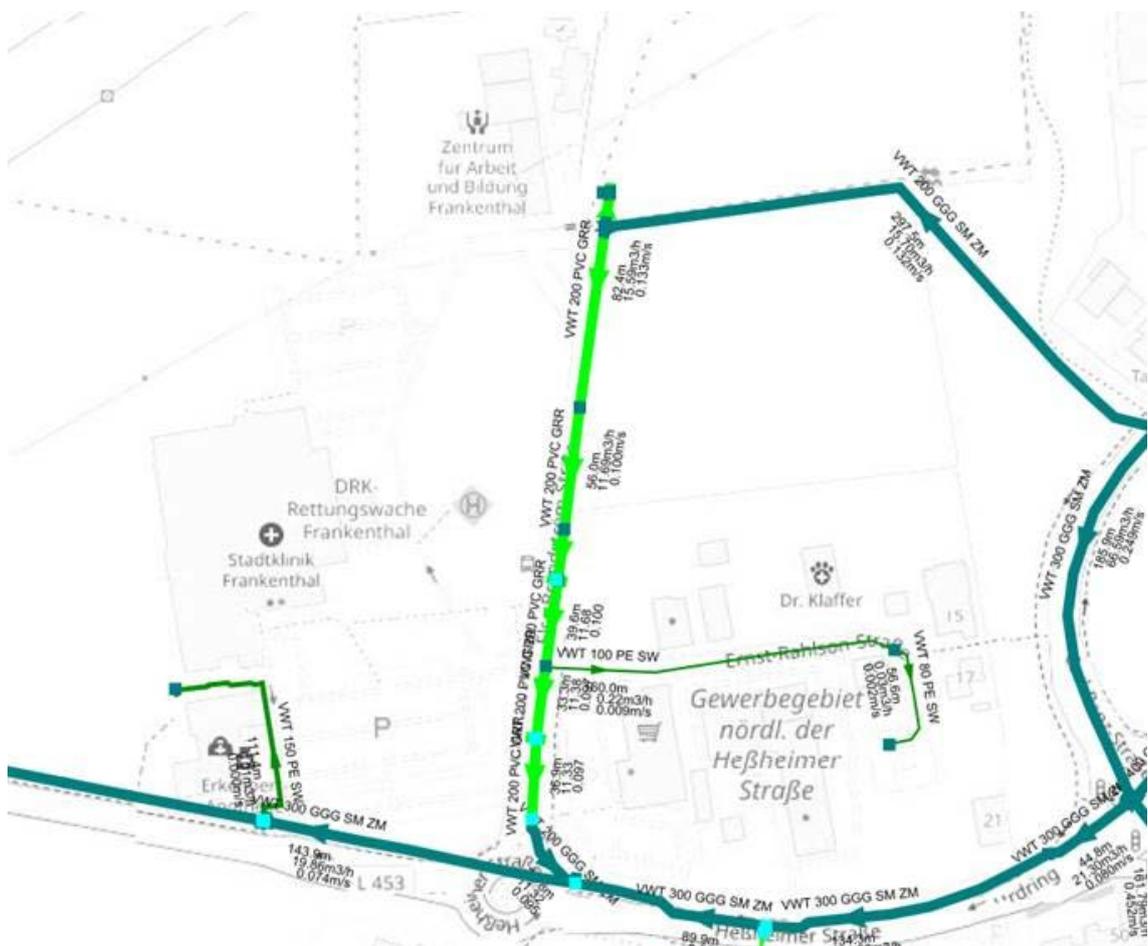


Abbildung 4.1: Ergebnisse Rohrnetzrechnung Spitzenlastfall, Elsa-Brändström-Straße

4.2. Löschwasser

Der folgenden Abbildung 4.2 sind die dem Plangebiet nächstgelegenen Hydranten inklusive der maximalen Entnahmestrome zu entnehmen.

Während die grün markierten Hydranten eine Leistung von $48 \text{ m}^3/\text{h}$ erreichen, können über die blau markierten Hydranten die nach DWA für Gewerbegebiete geforderten $96 \text{ m}^3/\text{h}$ entnommen werden. Die schwarz markierten Hydranten sind Hydranten in Hausanschlussleitungen bei denen die Löschwassermenge unbekannt ist. Seitens der Stadtwerke Frankenthal wurde darauf hingewiesen, dass um die Stadtklinik eine Noteinspeisung sowie eine private Löschwasserleitung mit Hydranten verläuft.

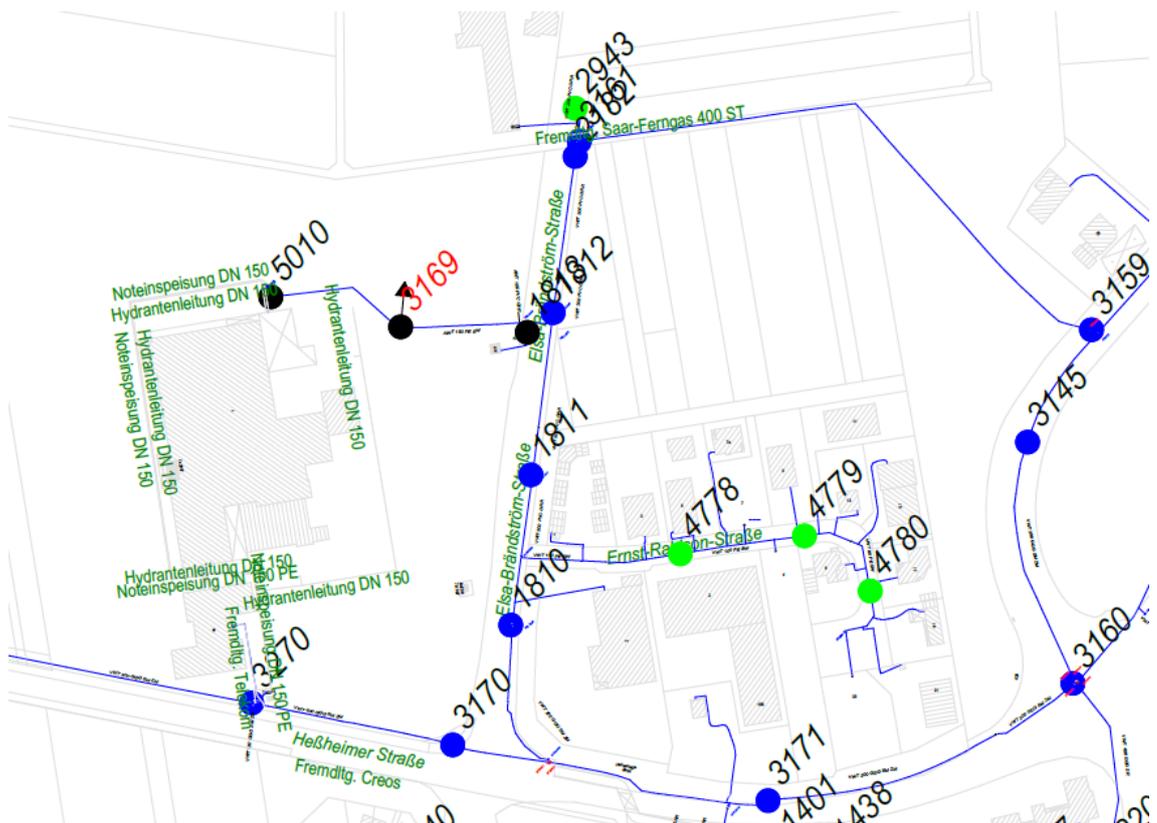


Abbildung 4.2: Planausschnitt Hydrantenplan

Aufgrund der gegenwärtig für die Stadtklinik zugelassenen Löschwasserversorgung und einer Bereitstellung von 96 m³/h (Anforderung an Gewerbegebiete nach DVGW) durch die Stadtwerke Frankenthal, können theoretisch auch Gebäude in einem Umkreis von < 300 m über diese Löschwasserversorgung abgedeckt werden. Aus technischer Sicht ist die Löschwasserversorgung für die Klinik-Neubauten damit sichergestellt.

Für das als Sondergebiet zu betrachtende Krankenhausgelände ist nach DVGW Arbeitsblatt 405 über den Grundschutz hinaus der Objektschutz zu berücksichtigen. Der hierfür erforderliche Löschwasserbedarf muss mit der für den Brandschutz zuständigen Stelle abgeklärt werden.

Griesheim, den 30. September 2020

aquadrat ingenieure



M.Sc. Svenja Schütz



ppa. Dr.-Ing. Arne Klawitter