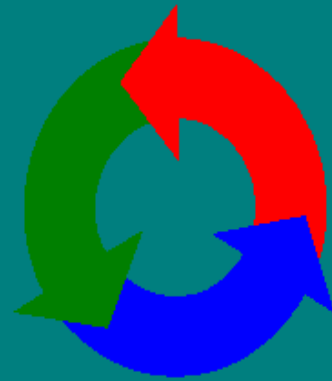


Neuplanung einer Wasserversorgung durch zonale und hydrostatische Verfahrenskombination mit GIS



- Entwurf
- Projektarbeit
- LKZ up10129
- Gabriele Hübner

Inhaltsverzeichnis

- 1.00 Zusammenfassung**
- 2.00 Ausgangslage und Einführung**
- 3.00 Bestandsaufnahme und Datenübernahme**
- 4.00 Planungsgrundsätze zur Wasserspeicherung und Wasserverteilung**
 - 4.1 Druckzonen**
 - 4.2 Behälteranlagen**
 - 4.3 Brandschutz**
- 5.00 Hauptleitungsnetz**
 - 5.1 Verstärkung bestehender Rohrnetze**
 - 5.2 Kostenrahmen**
- 6.00 Wasserspeicherung**
 - 6.1 Zweck und Art der Wasserspeicherung**
- 7.00 Kriterien bei der Anordnung von Wasserbehältern**
 - 7.1 Aufgaben der Wasserbehälter**
 - 7.2 Lage und Funktion**
 - 7.2.1 Wasserbehälter in Hochlage (Hochbehälter)**
 - 7.2.2 Wasserbehälter in Tieflage (Tiefbehälter)**
 - 7.3 Lösungsmöglichkeit**
 - 7.3.1 Wasserbehälter in Hochlage (Hochbehälter)**
 - 7.3.2 Wasserturm**
 - 7.3.3 Druckerhöhungsanlage mit Wasserbehälter in Tieflage (Tiefbehälter)**
- 8.00 Auswahl der Behälterart**

- 9.00 Festlegung des Behälterstandortes und des Zuleitungssystems**
- 10.00 Bemessung und Verlegung der Falleitung**
 - 10.1 Hydrostatik
 - 10.2 Regelung von Zubringerleitungen
 - 10.3 Regelung der Freifalleitung
- 11.00 Trassenplanung**
 - 11.1 Erstellung TIN und digitales Höhenmodell
 - 11.2 Festlegung der Trasse 1
 - 11.3 Festlegung der Trasse 2
 - 11.4 Trassenauswahl
- 12.00 Hydraulische Bemessung des Wasserbehälters**
 - 12.1 Speicherzeiträume
 - 12.2 Nutzinhalt
- 13.00 Zustand und Lage der Hydranten**
 - 13.1 Verbleibende Hydranten
 - 13.2 Erneuernde Hydranten
 - 13.3 Zusätzliche Hydranten
- 14.00 Bemessungsgrundsätze bei den Verteilsystemen**
 - 14.1 Druckbereiche
 - 14.2 Druckzonen
 - 14.3 Höhenermittlung im TIN
 - 14.4 Durchflussgeschwindigkeit und wirtschaftlicher Rohrdurchmesser
 - 14.5 Zubringer- und Hauptleitungen
 - 14.6 Versorgungsleitungen
 - 14.7 Hausanschlüsse

- 15.00 **Netzberechnung****
- 15.1 **Durchführung der Netzberechnung**
- 16.00 **Allgemeine Bemessungsparameter für Verteilungen****
- 16.1 **Strangwassermenge und Betriebszustände**
- 16.2 **Wirtschaftliche Fließgeschwindigkeit**
- 16.3 **Betriebsdruckhöhe**
- 17.00 **Berechnungsvorgang****
- 17.1 **Bemessungsgröße**
- 17.2 **Berechnung und Netzanalyse 1**
- 17.3 **Berechnung und Netzanalyse 2**
- 17.4 **Berechnung und Netzanalyse 3**
- 17.5 **Berechnung und Netzanalyse 4**
- 17.6 **Berechnung mit Gleichzeitigkeitsfaktor**
- 18.00 **Rohrnetzüberwachungsmanagement****
- 18.1 **Netzinformation**
- 18.2 **Planungsinformation**
- 18.3 **Betriebsinformation**
- 19.00 **Schlussbetrachtung****
- 20.00 **Literaturverzeichnis****

1.00 Zusammenfassung

Hygienisch einwandfreies Wasser sowie eine geregelte und zuverlässige Wasserversorgung ist für Mensch und Tier lebensnotwendig.

Angesichts der Kosten für die Wassergewinnung, -versorgung und Wasseraufbereitung wird immer wieder vorgeschlagen, diese auf das allein für Trinkzwecke genutzte Wasser zu beschränken und daneben für die übrigen Nutzungen im Haushalt und Gewerbe ein Brauchwasser mit geringerer Qualität zu liefern, welches aus dem durchfließenden Kreuzbach gefördert werden kann. Da im Ortsteil Iptingen eine große Erneuerung des Wasserversorgungsnetzes ansteht, wurde eine Versorgung im Zweirohrsystem erwogen. Untersuchungen haben jedoch aufgezeigt, dass zwei Netze nicht sinnvoll betrieben werden können. Auch aus hygienischer Sicht bestanden große Bedenken, sodass dieses Versorgungssystem gleich verworfen wurde.

Durch die Neuplanung der Wasserversorgung ist im Endzustand eine geordnete, sichere und hygienisch einwandfreie Lösung erreicht worden. Die Fallleitung vom Hochbehälter „Lindenhau“, auf Gemarkung Wiernsheim, erlaubt einen gesicherten Wassertransport zum geplanten Hochbehälter im Gewann „Kohlplatte“. Dies setzt allerdings voraus, dass der vorhandene Behälter, um diese Transportmenge vorzuhalten, dementsprechend ausreichend dimensioniert, erweitert wird.

Das in den Neubaugebieten vorhandene Versorgungsnetz kann überwiegend erhalten bleiben. Große Eingriffe erfolgen im Kernort, bei welchem im Zuge der Umgestaltungsmaßnahmen während der Ortskernsanierung eine Erneuerung der Wasserversorgung erfolgt.

Die Neuberechnung des Versorgungsnetzes hat auch aufgezeigt, dass im bisherigen System - bezüglich des Löschwasserbedarfs – große Engpässe vorhanden waren bzw. bis zur fertiggestellten Versorgung noch vorhanden sind.

Der vorhandene Behälter kann zur Versorgung der Niederzone weiter benutzt werden. Gleiches trifft auch für die Druckleitung vom bestehenden Pumpwerk zu. Sie kann durch Zusammenschluss an das neue System eingebunden und an die Fallleitung des neuen Hochzonenbehälters angeschlossen werden.

Die Versorgung mit Eigenwasser, vom bestehenden Pumpwerk aus, ist weiterhin möglich. Auch hier kann die bestehende Druckleitung ergänzt und zum Hochbehälter weitergeführt werden. Sie dient jedoch nur einer Notversorgung bei einem eventuellen Ausfall der Versorgung aus dem Behälter in Wiernsheim.

Für die Neuordnung des Wasserversorgungssystems einschließlich des Behälterbaues wird ein Zeitraum von 8 Jahren veranschlagt. Während diesem Zeitraum wird ein großer Teil des Kernortes über Notleitungen mit Trinkwasser versorgt werden. Wichtig ist jedoch die Aufrechterhaltung der Versorgung mit Löschwasser.

Die enormen Kosten, welche auf die Gemeinde zukommen, werden durch den Eigenbetrieb übernommen, was sich selbstverständlich dann bei den Wassergebühren niederschlägt. Ein großer Teil wird durch Sanierungsgelder und sonstigen Landesmitteln finanziert. Die Bürger von Iptingen sehen heute schon der besseren Wasserqualität und -versorgung mit Freude entgegen.

Gemeinde Wiernsheim

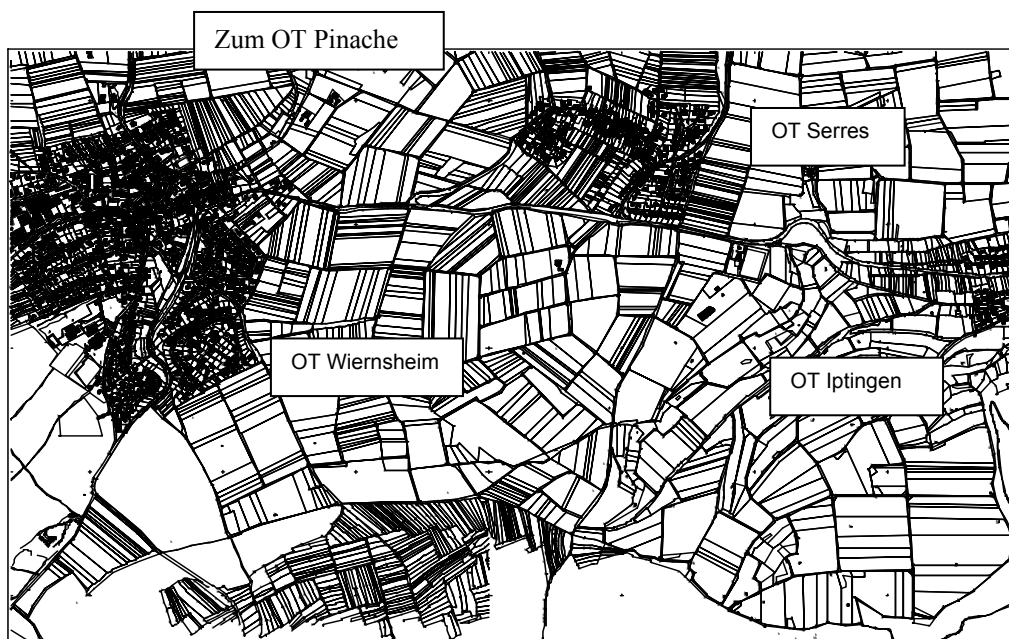


Abbildung 1: Gemeinde Wiernsheim mit Ortsteilen Wiernsheim, Serres und Iptingen

2.00 Ausgangslage und Einführung

Die Gemeinde Wiernsheim setzt sich aus den Ortsteilen Wiernsheim, Pinache, Serres und Iptingen zusammen. Schon im Jahre 1894 wurde, nach großer Wasserknappheit in Pinache und Serres, eine gemeinsame Wasserversorgung für die damals noch selbständigen Gemeinden Wiernsheim, Pinache und Serres aufgebaut.

Die Wasserversorgung erfolgte vom Brunnen Wiernsheim aus mit einer Dampfmaschine, Dampfpumpe und als Druckverteilung diente ein mit beiden vernetzter Dampfkessel, welcher 7 atm Überdruck aufnehmen konnte. Versorgt wurden mit diesem Leitungssystem ca. 1700 Personen mit einer Gesamtförderlänge von 5200 Metern. Die Arbeitshöhe zwischen Saugbasis und Hochreservoir betrug 55 Meter.

Im Verlauf der Jahrzehnte wurde bei steigenden Einwohnerzahlen mit wachsender Bebauung das Wasserversorgungsnetz erweitert und den Bedürfnissen auch hinsichtlich der Wasserqualität angepasst.

Die in den 80er-Jahren vorhandene Eigenwasserversorgung mit hohen Härtegraden, wurde 1992 an die Bodensee-Wasserversorgung angeschlossen und durch Mischung auf einen Härtegrad von 12-14 dH reduziert.

Die Gemeinde Iptingen verfügte durch mehrere Brunnen über eine eigene Versorgung die – wie in den anderen Gemeinden – entsprechend erweitert und angepasst wurde. Im Jahre 1925 wurde ein Tiefbrunnen gebohrt, über welchen seitdem der Gesamtort mit Frischwasser versorgt wird. Das mit Pumpen geförderte Wasser wird einem Wasserbehälter zugeführt und von dort ins Rohrnetz eingespeist.

Mit der Eingemeindung im Jahre 1974 zur Gemeinde Wiernsheim, wurde die Verantwortlichkeit auf die Gesamtgemeinde übertragen. Die deutlich bessere Wasserqualität der anderen Ortsteile setzt Maßstäbe, welche von den Bürgern Iptingens eingefordert werden.

Das einfach ausgeführte Förderungs- und Verteilungssystem genügt den heutigen Anforderungen nicht mehr. Dies vor allen Dingen deshalb, da die Wasserhärte von der Einwohnerschaft nicht mehr akzeptiert wird. Auch Probleme mit dem Druckausgleich am Stoßwindkessel zwingen zu Überlegungen, die gesamte Wasserversorgung neu zu konzipieren und dem heutigen Standart anzupassen.

Da der Ortsteil Iptingen in das Landessanierungsprogramm aufgenommen wurde, reift die Überlegung – im Zuge der innerörtlichen Straßenumgestaltung – diese Maßnahme zur Planungsreife voranzubringen und nach Vorliegen der Finanzierung in Abschnitten durchzuführen.

Unabdingbar ist die Verbindung mit dem Versorgungssystem der anderen Ortsteile. Eine verbesserte Wasserqualität kann deshalb nur über die Einspeisung von Bodenseewasser oder über schon gemischtes Wasser am Behälter Lindenhau des Ortsteiles Wiernsheim ermöglicht werden.

Notwendige Voraussetzung ist auf alle Fälle der Bau eines neuen Behälters zur Versorgung und Löschwasserreserve sowie die Beibehaltung des Eigenwassers über den vorhandenen Tiefbrunnen im Gewann „Täle“.

Teile der Versorgungsleitungen sind in den letzten Jahren erneuert worden und können somit für das Neukonzept beibehalten werden.

3.00 Bestandsaufnahme und Datenübernahme

Ein wesentlicher Teil der Vorarbeit war die Erfassung des vorhandenen Leitungsnetzes. Geeignete Bestandspläne waren nur in Neubaugebieten vorhanden. Die meisten Hydranten und Versorgungsleitungen zu Gebäuden waren überhaupt nicht erfasst.

An Hydranten wurden Druckmessungen des vorhandenen Leitungsdruckes vorgenommen. Diese Messungen erfolgten um die Mittagszeit bei hohen Wasserentnahmen und während der Nacht zur Feststellung des Ruhedruckes. Insgesamt waren starke Druckschwankungen vorhanden, die auf enorme Belastung des Stoßwindkessels an der Pumpstation schließen lassen.

Als Grundlage für die Datenübernahme diente ein vektorieller Plan im Maßstab 1:1000. Erste Maßnahme der Erfassung war die Aufnahme der bestehenden Hydranten. Das Leitungsnetz wurde im Anschluss daran entsprechend den vorhandenen Rohrquerschnitten eingetragen und in Haltungen entsprechend nummeriert und zugeordnet.

Durch die bereits vorhandenen Druckmessungen war eine zonale Ordnung des Leitungssystems im Altbestand möglich.

Da für eine Neuplanung auch die Eigentumsverhältnisse von großer Bedeutung waren, wurde für das in Frage kommende Gebiet einer Neutrassierung sämtliche Eigentümer im Grundbuch erhoben. Gesondert ausgewiesen wurden die Parzellen, bei welchen die Gemeinde als Eigentümer feststand, da hier keine Probleme bei Überquerungen vorhanden sind. Anders sieht es bei den privaten Eigentümern aus. Diese wurden im Vorfeld schon angeschrieben, um generell die Bereitschaft zur Übernahme einer Grunddienstbarkeit festzustellen.

Vorgabe war, eine neue Trassenführung so zu planen, dass diese überwiegend im öffentlichen Bereich sich befindet.

Eine wichtige Grundlage für eine Leitungsplanung sind die Höhenverhältnisse. Nivellements oder Tachymeteraufnahmen waren nicht vorhanden. Als Grundlage für die Höhengermittlung und Interpolation diente das TK-Blatt 7019 Mühlacker SW.

Sämtliche gewonnenen Daten konnten somit als Attribute mit zugehörigen Parametern in die Datenbank des Informationssystems „ArcView“ aufgenommen werden. Für die bevorstehende Aufgabe der Trassen- und Rohrnetzplanung einschließlich der Druckzonierung hat sich ein geographisches Informationssystem geradezu angeboten.

Um verschiedene Leitungstrassen einschließlich ihrer Druckverluste zu überprüfen, wurde auf die Leistungsfähigkeit von ArcView zurückgegriffen und ein TIN sowie DHM mittels interpolierten Höhenpunkten generiert.

Wie sich noch zeigen wird, war dies eine der wertvollsten Hilfen bei der Gesamtplanung.

4.00 Planungsgrundsätze zur Wasserspeicherung und Wasserverteilung

4.1 Druckzonen

Die Druckzonen bilden die Grundlage aller Verteilanlagen. Da der Druck nicht unter 3, möglichst nicht unter 4 bar und nicht über 10, möglichst nicht unter 8 bar liegen soll, müssen Verteilnetze im hügeligen Gelände in Druckzonen von 40 bis 70 m Höhendifferenz zwischen tiefstem und höchstem Abnehmer aufgeteilt werden. In der Planung muss somit das Versorgungsgebiet zuerst in Höhen-Zonen eingeteilt werden, wobei das Kerngebiet des Ortes einen eher etwas höheren Druck erhalten soll.

Jede Druckzone stellt für sich eine vollständige Wasserversorgung dar mit Wasserherleitung und Wasserverteilung. Alle diese Elemente müssen innerhalb der Druckzone ausreichend bemessen werden. Ungenügend bemessene Verteilnetze, die aus benachbarten Druckzonen Zusatzwasser zur Druckhaltung oder zur zusätzlichen Verbrauchsdeckung erhalten müssen, sind deshalb zu verstärken.

Innerhalb eines Versorgungsgebietes sollen alle Teile einer Druckzone möglichst auf gleichen Höhenknoten begrenzt sein, auch wenn sie aus topographischen Gründen getrennt (z. B. in Iptingen auf zwei Talflanken) und nicht durch Talquerleitungen verbunden sind. Mit später zunehmender Netzausdehnung kann später ein Zusammenschluss doch noch zweckmäßig sein, der aber nur unter der Bedingung gleicher Höhenlage möglich ist.

4.2 Behälteranlagen

Die Nutzung bestehender oder Planung neuer Behälteranlagen gehört ebenfalls zur Planung der Verteilanlagen. Die Bemessung des Behälters muss bei der Projektierung nach klar definierten Aufgaben vorgenommen werden. Wichtigste Aufgaben sind Ausgleich zwischen Verbrauch und Gewinnung bzw. Förderung, Überbrückung von Betriebsstörungen und die Löschreserve.

4.3 Brandschutz

Der Brandschutz muss bei Planung der Verteileranlagen sehr sorgfältig berücksichtigt werden. Obschon moderne Feuerwehren über starke Motorpumpen verfügen, wird doch ein jederzeit bereitstehender Druck von 3 bis 4 bar gefordert. Dieser Druck sollte möglichst rein hydrostatisch vom entsprechend gelegenen Hochbehälter gewährleistet werden. Bei der Planung sind brandgefährdete Gebiete wie Altortteile oder Industriegebiete besonders zu berücksichtigen. Große Löschwasserleitungen müssen aber in solcher Weise in das allgemeine Versorgungsnetz eingebunden werden, dass eine ständige Durchströmung und Wassererneuerung gewährleistet ist. Zur Sicherstellung des Löschwasserdruckes soll - wie in Iptingen - bei kleinen Rohrnetzen der statische und der dynamische Wasserdruck an ausgewählten Hydranten im Projektplan eingetragen werden.

5.00 Hauptleitungsnetz

Das Hauptleitungsnetz, das heißt das Netz derjenigen Leitung, die nicht unmittelbar der Versorgung dient, sondern den Wassertransport über größere Entfernung innerhalb des Rohrnetzes ermöglicht, muss sehr langfristig geplant werden. Das Bedürfnis für ein Hauptleitungsnetz ergibt sich aus der Lage der Netzeinspeisung und des Hochbehälters. Eine geschlossene, mehr oder weniger kreisförmig angeordnete Bebauung mit konzentrischer Einspeisung und verteilten Behältern erfordert weniger Hauptleitungen, da die Versorgungsleitungen beträchtliche Transportleistungen erbringen.

Langgestreckte, offene Bebauung, einseitige Einspeisung, schmale Druckzonen in Hanglagen erfordern dagegen leistungsfähige Längstransportleitungen, damit der Druckabfall im Rohrnetz die geregelte Versorgung nicht gefährdet GANDENBERG, W.: (1950).

Dann ist es auch noch möglich und wichtig, diese langfristig geplanten Leitungsbauten mit den Bauvorhaben anderer Versorgungsunternehmen und mit Verkehrsbauten zu verbinden. Schwierigkeiten bereitet dabei die unterschiedliche Dringlichkeit der verschiedenen Bauvorhaben. Da die Verteilanlagen über mehrere Jahrzehnte gewachsen sind, können diese Grundsätze oft nur teilweise beachtet werden, besonders wenn auf bestehende Anlagen und Anlagenteile Rücksicht zu nehmen ist.

5.1 Verstärkung bestehender Rohrnetze

Die Verstärkung bestehender Rohrnetze ist eine häufige Aufgabe bei der Planung. Mittels Rohrnetzberechnung kann die Leistungsfähigkeit und die Schwachstellen des bestehenden Netzes ermittelt werden. Es ist dann zu prüfen, ob das Netz in diesem Bereich verkrustet oder korrodiert ist. Besonders bei Eisen und Manganausfällungen im Rohrnetz oder kalkabscheidender Tendenz. Ob dann die alte Leitungen zu ersetzen oder durch Parallelleitungen zu entlasten sind, hängt von deren Zustand ab.

5.2 Kostenrahmen

Der Kostenrahmen kann beim Neu- und Ausbau der Verteilungsanlagen nicht so streng berücksichtigt werden wie z. B. bei der Planung von Gewinnungs- und Aufbereitungsanlagen, weil sich die Leitungsverlegungen über viele Jahre erstrecken und auch auf andere Bauvorhaben Rücksicht zu nehmen ist.

Zu beachten ist jedoch, dass ganz allgemein in den Verteilungsanlagen die höchsten Werte einer Wasserversorgung investiert sind und werden, mehr als in Gewinnungs- und Aufbereitungsanlagen und meist auch mehr als in Zubringerleitungen. Darum müssen die Verteilungsanlagen besonders sorgfältig geplant und mit besonders zuverlässigem Rohrmaterial ausgerüstet werden.

Gerade bei Verlegung von Leitungen in Orts- und Kreisstraßen ist mit soviel Hindernissen zu rechnen, dass die generellen Mehrkosten nur mit größter Vorsicht für bestimmte Leitungsabschnitte verwendet werden dürfen.

Eine genaue Aufnahme aller Anlagen der anderen Benutzer des Straßenkörpers wie Ferngasversorgung, Kabel für Strom, Telefon und Fernsehen sind unerlässlich. Kostenreserven für unerwartete Hindernisse sind in genügender Höhe in jede Kostenschätzung aufzunehmen.

6.00 Wasserspeicherung

6.1 Zweck und Art der Wasserspeicherung

Wasserspeicher dienen vor allen Dingen dem Ausgleich zwischen Wasserdargebot und Wasserbedarf (Mengenspeicher) beziehungsweise der Erzielung eines möglichst gleichmäßigen Versorgungsdruckes (Druckspeicher).

Die Speicherung von Trinkwasser, die je nach Wassertypus nur für mehrere Tage (maximal 1-2 Wochen) ohne Aufbereitung vor Abgabe in das Rohrnetz möglich ist, erfolgt aus Qualitätsgründen in geschlossenen Behältern (Hochbehälter, Wasserturm, Tiefbehälter).

Neben dem Ausgleich zwischen Zu- und Ablauf beziehungsweise von Verbrauchsschwankungen kommen den Wasserspeichern weitere Aufgaben zu, wie z. B. die Abdeckung von besonderen saisonalen Verbrauchsspitzen über einen den Tag überschreitenden Zeitraum, Überbrückung des Wasserzulaufs zum Versorgungsnetz bei Betriebsstörungen in der Wassergewinnung oder Aufbereitung oder Wasserförderung (z. B. Rohrbruch), Vorlagenbehälter für Pumpen und zum Ausgleich zwischen Vor- und Hauptförderung, Bereithaltung einer Löschwassermenge, Druckregelung zwischen Freispiegel- und Druckleitung, Drucklinienanbindung bei Fernleitungen, Übergabebehälter (Druckstöße) zwischen Fernwasserversorgung und Ortsnetz, Druckzonengliederung in Versorgungsnetzen, gegebenenfalls Sedimentation mineralisierter Stoffe und Qualitätssicherung bei wechselnden Qualitätsschwankungen im Wasserzulauf.

Von den grundsätzlichen Möglichkeiten der Wasserspeicherung stellen Wasserbehälter die wichtigste technische Form dar.

7.00 Kriterien bei der Anordnung von Wasserbehältern

7.1 Aufgaben der Wasserbehälter

Wie vorab bereits erwähnt ist die wichtigste Aufgabe der Wasserbehälter, die für die Wasserversorgung erforderlichen Wassermengen zu speichern und damit den Unterschied (Fluktuation) zwischen Wasserzufluss und Wasserabgabe auszugleichen, Verbrauchsspitzen abzudecken, den im Rohrnetz erforderlichen Druck zu halten und einen Vorrat zur Überbrückung von Betriebsstörungen sowie zur Brandbekämpfung bereitzustellen.

7.2 Lage und Funktion

Wasserbehälter werden nach ihrer topographischen und geographischen Lage zum Netz und ihrer Funktion unterschieden. Diese Unterscheidung ist jeweils abhängig von der Wasserspiegellage.

7.2.1 Wasserbehälter in Hochlage (Hochbehälter)

Hochbehälter sind Wasserspeicher, deren Wasserspiegel höher als das Versorgungsgebiet liegt, sodass das Wasser vom Behälter her dem Versorgungsgebiet mit natürlichem Gefälle zuläuft und dort mit entsprechendem Druck zur Verfügung steht. Der Hochbehälter ist daher auf einem nach Höhe und Lage geeignetem Gelände zu errichten. Hochbehälter können in Fließrichtung gesehen vor oder hinter dem Versorgungsgebiet liegen. Wasserbehälter in Hochlage (Hochbehälter) wie auch Wassertürme bestimmen und begrenzen den Druck im zugehörigen Zubringer-beziehungsweise Verteilersystem und erhöhen durch ihre Lage zum Netz die Versorgungssicherheit.

7.2.2 Wasserbehälter in Tieflage (Tiefbehälter)

Tiefbehälter sind Wasserspeicher, deren Wasserspiegel so tief liegt, dass ein ausreichender Versorgungsdruck im dazugehörigen Rohrnetz nur durch Pumpen des Wassers erzeugt werden kann. Tiefbehälter liegen daher meistens als Saugbehälter vor Pumpanlagen. Wasserbehälter in Tieflage (Tiefbehälter) haben daher keinen Einfluss auf den Druck im Verteilungssystem und dienen zum Ausgleich von Zulauf (Gewinnung, Aufbereitung, Einspeisung) und Abgabe ins Netz.

7.3 Lösungsmöglichkeit

Die vorher genannten Aufgaben können durch den Bau eines Wasserbehälters in Hochlage, eines Wasserturmes oder einer Druckerhöhungsanlage mit Wasserbehälter in Tieflage erfüllt werden. Die auszuführende Lösung kann nur auf Grund eines Vergleichs dieser drei Varianten gefunden werden. Maßgebliche Gesichtspunkte sind: Versorgungssicherheit, Wirtschaftlichkeit bezüglich Bau, Betrieb und Unterhaltung, Einpassung in das vorhandene Wasserversorgungssystem, Städtebau und Landschaft.

Beim Wirtschaftlichkeitsvergleich der einzelnen Varianten werden die festen und beweglichen Jahreskosten für Kapitaldienst, Wartung, Instandhaltung, Betrieb (Personal, Energie) ermittelt und gegenübergestellt. Dazu ist die Entwicklung des Wasserbedarfs und der Kosten für einen längeren Zeitraum in den Vergleich einzubeziehen. Die Wahl des Standortes ist, unter Beachtung vorgenannter Gesichtspunkte, deshalb so bedeutsam, weil Fehler oft auf Jahrzehnte hinaus nicht mehr korrigiert werden können.

7.3.1 Wasserbehälter in Hochlage (Hochbehälter)

Im Falle günstiger topographischer Verhältnisse bietet sich der Bau eines Hochbehälters an. Wenn hierfür ein geeigneter Standort vom Versorgungsschwerpunkt weit entfernt ist, werden für den Anschluss lange Rohrleitungen mit gegebenenfalls größeren Nennweiten erforderlich. Diese zusätzlichen Aufwendungen sind bei der Kostenermittlung zu berücksichtigen.

Vorteil: hohe Versorgungssicherheit und wirtschaftliche Auslastung der Förderanlagen bei großem Nutzinhalt, besonders wirtschaftliche Versorgung bei Ausnutzung eines vorhandenen Vordrucks, geringer Instandhaltungsaufwand, Erweiterungsmöglichkeit.

Nachteil: hohe Investitionen bei langen Verbindungsleitungen zum Rohrnetz

7.3.2 Wasserturm

Der Bau eines Wasserturms kommt in Frage, wenn in günstiger Lage zum Versorgungsgebiet die für einen Hochbehälter geeignete Geländehöhe nicht zur Verfügung steht.

Vorteil: hohe Versorgungssicherheit, besonders wirtschaftliche Versorgung bei Ausnutzung eines vorhandenen Vordrucks.

Nachteil: hohe Investitionen, geringer Nutzinhalt, schwierige Erweiterung.

7.3.3 Druckerhöhungsanlage mit Wasserbehälter in Tieflage (Tiefbehälter)

Diese Lösung kommt zur Anwendung, wenn die Voraussetzungen für den Bau eines Hochbehälters oder eines Wasserturmes nicht gegeben sind. Sie stellt nur dann eine Alternative dar, wenn ein entsprechender Speicherinhalt in einem Tiefbehälter vorgehalten wird und Maßnahmen zur ausreichenden Sicherung der Energieversorgung (z. B. Notstromanlage) getroffen werden. Der zusätzliche Aufwand ist in die Herstellungskosten einzurechnen. Bei der Planung der maschinellen Einrichtung ist zu bedenken, dass bei Verwendung nicht drehzahl geregelter Motoren größere dynamische Druckschwankungen auftreten können und der Wirkungsgrad der Anlage geringer sein kann. Die Wirtschaftlichkeit des Einsatzes von drehzahl geregelten Pumpen wird von den Kenndaten der gewählten Pumpen und vom Verlauf der Anlagenkennlinie bestimmt.

Vorteil: geringe Investitionen, bei drehzahl geregelten Motoren muss die Anpassung an den jeweils erforderlichen Netzdruck gewährleistet sein.

Nachteil: verminderte Versorgungssicherheit bei Energieausfall, verminderte Ausnutzung unterschiedlicher Stromtarife, zusätzlicher Aufwand für Fachpersonal und Instandhaltung.

8.00 Auswahl der Behälterart

Um mit einer Planung beginnen zu können stand die Auswahl der Behälterart im Vordergrund. Ausgangssituation ist das vorhandene Wasserversorgungssystem mit Tiefbrunnen (Pumpstation) und Wasserbehälter **Abbildung 2**.

Das bestehende Wasserversorgungssystem setzt insgesamt auf die Versorgung der Gebäude mit Förderanlagen. Hierbei wird dem Wasser durch Kreiselpumpen Energie zugeführt wobei dies bei der Pumpe immer eine Erhöhung des Druckes zwischen Eintritts- und Austrittsquerschnitts bewirkt. Auf der Zulaufseite des Pumpwerkes ist die Wassergewinnung aus dem vorhandenen Tiefbrunnen. Auf der Druckseite (Förderseite) liegt der bestehende Wasserbehälter.

Beim Ein- und besonders beim Abschalten der Pumpen entstehen Druckstöße in der Druckleitung, die entsprechend der Längentopographie mehr oder weniger groß sind und gedämpft werden müssen. Notschaltungen und Unterbrechung der Förderung durch Ausfall der Antriebe verursachen höhere Druckstöße. Diese werden zwar durch Druckstoßkessel gedämpft, führen aber bei alten Rohrleitungen immer wieder zu Rohrbrüchen und dementsprechend zu vermehrten Wasserverlusten und Versorgungsengpässen.

Die Überlegung, eine Neuversorgung durch Erweiterung der vorhandenen Pumpstation mit einem Tiefbehälter vorzunehmen, muss deshalb äußerst kritisch beurteilt werden. Dies deshalb, da die Wasserversorgung eben zunächst eine Transportaufgabe ist bei der sehr große Massen bewegt werden müssen. Sobald dieser Transport gegen ein Gefälle, also von unten nach oben vorgenommen werden muss, müssen Pumpwerke eingesetzt werden, welche stör anfällig sind. Desweiteren liegt in dem zusätzlichen Aufwand für Fachpersonal und großen Instandhaltungskosten ein weiterer Faktor vor, der diesem Versorgungssystem entgegensteht.

Durch die topographische Lage Iptingens besteht die Möglichkeit einer Gesamtversorgung über einen neu zu erstellenden Hochbehälter. Nach Abwägung aller Faktoren, bei denen die Versorgungssicherheit an erster Stelle anzuführen ist, wird einem Hochbehälter der Vorzug eingeräumt.

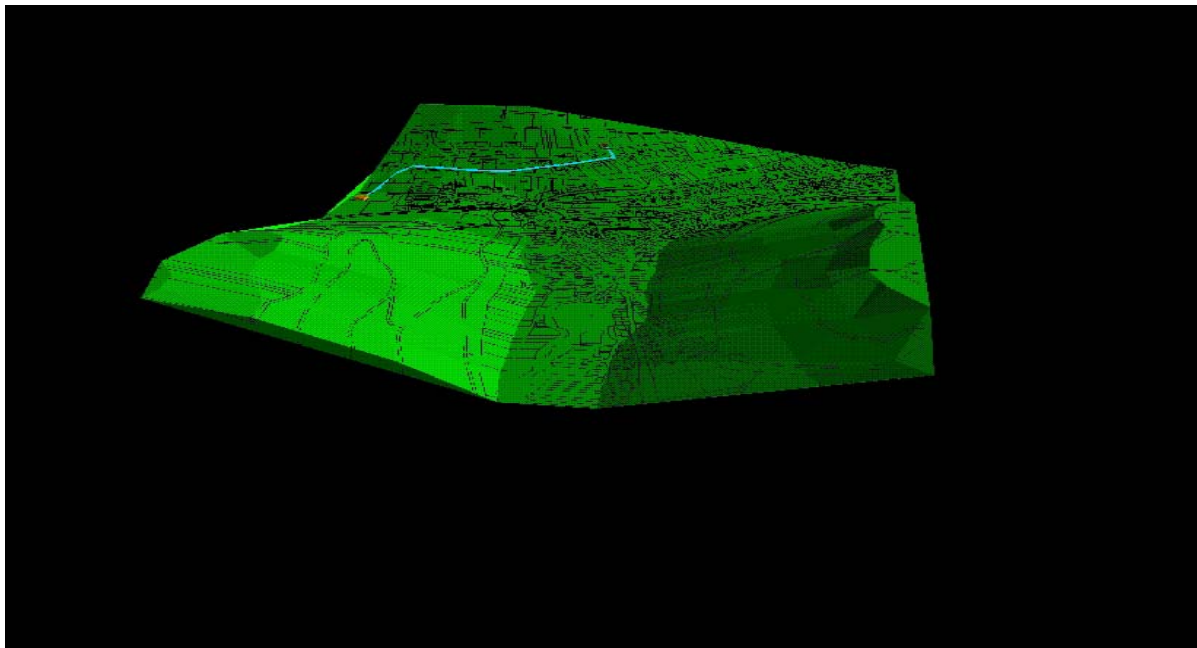
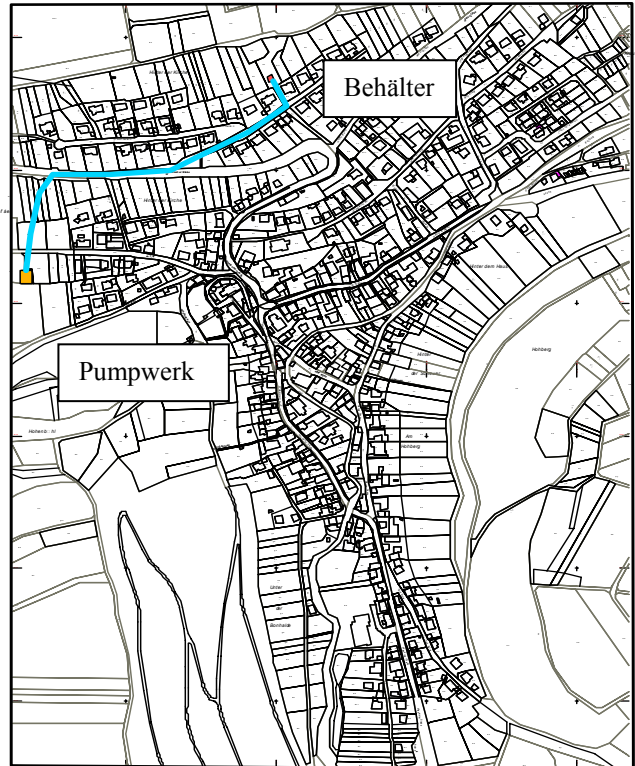


Abbildung 2: Bestehende Versorgung Pumpstation und Behälter mit Zuleitung

9.00 Festlegung des Behälterstandortes und des Zuleitungssystems

Es war nun die Frage, welches Zuleitungssystem für die Verbindungsleitung von Wiernsheim nach Iptingen verwendet wird. Eine Anfrage bei der Bodensee-Wasserversorgung auf Anschlussgenehmigung und Abnahmemenge ergab schon im Vorfeld, dass diese Möglichkeit zu sehr hohen Kosten führt, die in keinem Kosten – Nutzen Verhältnis standen. Insbesondere die hohen Wasserabnahmekosten, die in der geringen Abnahmemenge des Ortsteiles Iptingen lagen, führten zu einem Ausscheiden einer reinen Versorgung mit Bodensee-Wasser.

Eine weitere Möglichkeit ist die Versorgung mit schon gemischtem Bodensee-Wasser aus dem bestehenden Hochbehälter „Lindenhau“ auf Gemarkung Wiernsheim, von welchem die Ortsteile Wiernsheim Serres und Pinache versorgt werden. Der Hochzonenbehälter liegt mit seinem Wasserspiegel auf 446,00 m ü. N.N. Sein Fassungsvermögen beträgt 1500 m³. Zum Ausgleich der Entnahme für den Ortsteil Iptingen, müsste jedoch der Behälter in seinem Fassungsvermögen erweitert werden.

Aufgrund seiner Höhe bestünde die Möglichkeit, mit einer Falleitung den neuen Hochbehälter in Iptingen zu speisen. Hierzu müsste jedoch die genaue Trassenführung festliegen, um Verluste durch Reibung im Innenrohr berechnen zu können.

Mit einem digitalen Höhenmodell (DHM) ist es möglich, verschiedene Trassen festzulegen und auf ihre Eignung zu bewerten. Dies ist auch deshalb von großer Bedeutung, da mit Festlegung der Trasse und der Höhenunterschiede der neue Standort des Hochbehälters zu bestimmen ist.

Als Standorte für einen Behälter kommen das Gewann „Heiligenäcker“, südwestlich von Iptingen mit einer Höhe zwischen 390,00m ü.N.N. und 420,00m ü.N.N. sowie das Gewann „Kohlplatte“, nordwestlich von Iptingen mit einer Höhe von ca. 400,00m ü.N.N. in Frage **Abbildung 3**. Vorgabe war zusätzlich, dass bei Störungen im normalen Versorgungsnetz der Ortsteil Serres mitversorgt werden kann.

Wichtig ist auch die Einspeisung des neuen Behälters mit Eigenwasser aus der Pumpstation „Im Täle“, da auf jeden Fall die Eigenwasserversorgung von ihrer Funktion her, beibehalten werden soll. Durch diese Eigenversorgung soll als zweite Wasserreserve, einem Versorgungsnotstand – bei Ausfall des neuen Versorgungssystems – vorgebeugt werden.

Vorgabe ist jedoch, die Pumpstation ohne große Neuinvestitionen funktionsfähig zu erhalten. Dieses ist im Zuge der Neuplanung zu überprüfen. Eine Erneuerung der Druckstoßkessel ist auf jeden Fall unumgänglich.

Es stellt sich auch die Frage, inwieweit der bestehende Behälter bei einer Neuversorgung eingebunden werden soll bzw. kann. Hier wäre davon auszugehen, dass bei dem vorhandenen Fassungsvermögen eine Versorgung der Niederzone möglich wäre. Voraussetzung ist allerdings die zonale Gliederung des Versorgungssystems und der Verzicht auf eine Druckminderung bei einer Gesamtversorgung nur durch den neuen Hochbehälter.

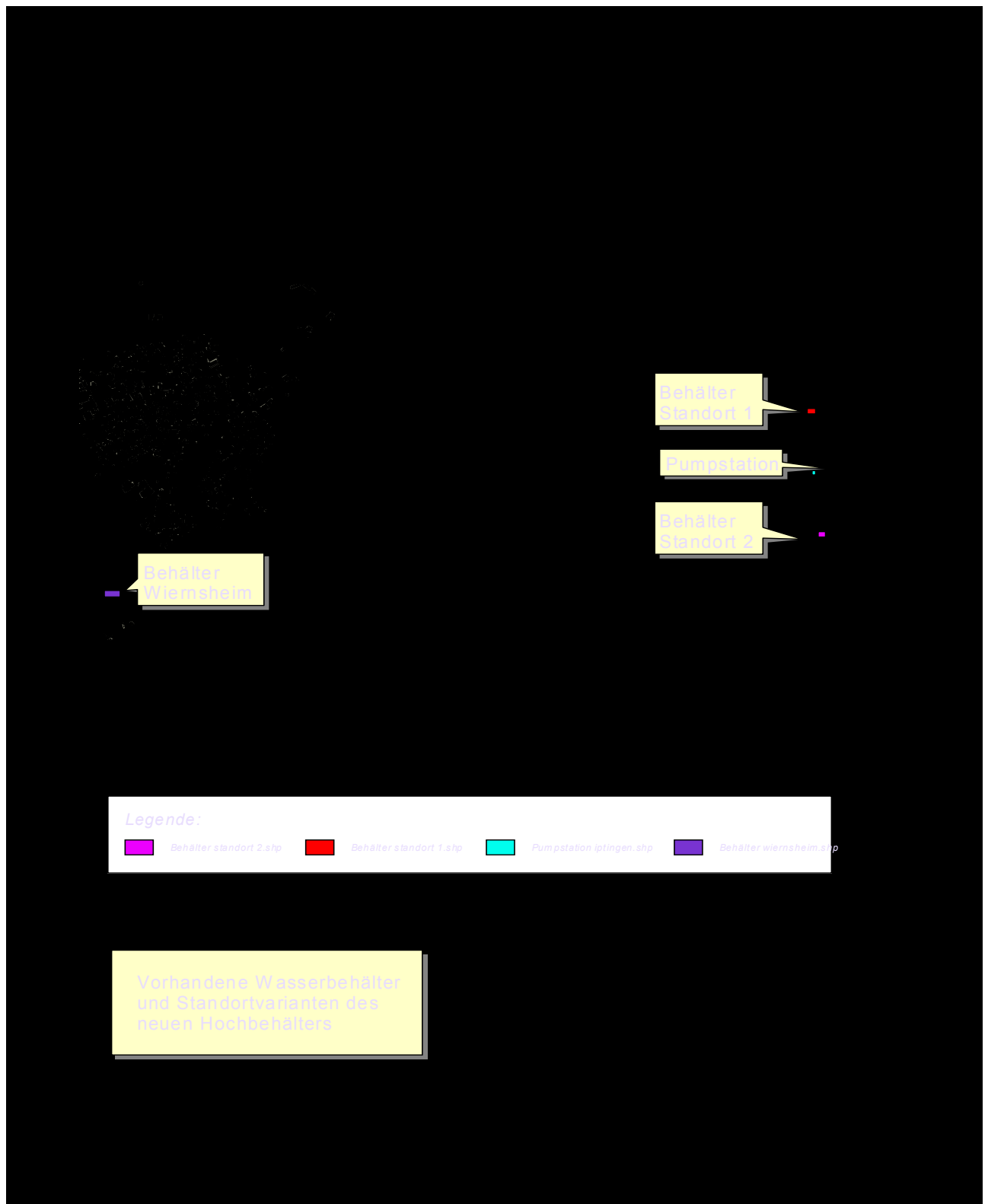


Abbildung 3: Karte mit projizierten und vorhandenen Behälterstandorten

10.00 Bemessung und Verlegung der Falleitung

10.1 Hydrostatik

In zwei oder mehreren unter einander verbundenen, nach oben offenen Gefäßen stellt sich ein gleich hoher Wasserspiegel, unabhängig von Lage, Form und Größe der einzelnen Gefäße und Verbindungen ein. Das ist das Prinzip der ungerichteten Druckausbreitung in einer isotropen homogenen Flüssigkeit. Ohne Rohrreibungsverluste entsteht eine horizontale Drucklinie bzw. beim Prinzip der Druckwasserversorgung eine statische Drucklinie (ohne Netzverbrauch).

10.2 Regelung von Zubringerleitungen

In den meisten Fällen können Zubringerleitungen ohne Regelung betrieben werden, da der Förderstrom durch die mechanischen und hydraulischen Verhältnisse eindeutig bestimmt ist. Gründe für Fremdregelung ergeben sich nicht aus dem Betrieb der Leitung selbst, sondern werden durch beschränkte Leistungsfähigkeit der Wassergewinnung, variable Entnahme aus dem von der Zubringerleitung gespeisten Verbrauchsnetz oder andere äußerer Umstände verursacht.

10.3 Regelung der Freifalleitung

Freifalleitungen müssen immer dann geregelt werden, wenn der Zulauf am Leitungsanfang geringer ist als der durch das Gefälle gegebene Durchfluss, was bei einer zweckmäßig bemessenen Freifalleitung mit variablem Zufluss mindestens zeitweise sicher eintritt.

Der entsprechende Volumenstrom ergibt sich zu:

$$Q < \sqrt{\frac{\Delta H * D}{83 * \chi * L}}^5$$

ΔH = Höhendifferenz zwischen Anfang und Ende der Leitung

D = Rohrdurchmesser (m)

L = Leitungslänge (km)

χ = Rohrreibungsbeiwert

$83\chi = 2$ für Überschlagsrechnung

Die Regelung muss verhindern, dass der obere Teil der Leitung teilweise entleert wird, weil dabei Luft in der Leitung zu Störungen führen würde. Diese Regelung erfolgt am unteren Ende der Leitung mit Drosselorganen die vom Wasserstand im Zulaufbehälter gesteuert werden KOTTMANN, A.: (1992).

11.00 Trassenplanung

Für die Trassenplanung war eine wichtige Voraussetzung, die Höhenverhältnisse darzustellen.

11.1 Erstellung TIN und digitales Höhenmodell

Das vektorielle Kartenblatt TK Blatt 7019 Mühlacker SW war die einzige Grundlage, welche zur Planung vorlag. Es bestand zwar die Möglichkeit auf dieser Grundlage eine Trassenplanung vorzunehmen, was aber mit vielen Umständen verbunden war.

Leichter und sicherer war deshalb, durch Interpolation von Höhenpunkten und Eingabe derselben in das vorhandene Bgrund-System, ein TIN und damit verbunden ein digitales Höhenmodell zu erzeugen **Abbildung 4**. Die dadurch sichtbaren, klassifizierten Höheschichten erlauben eine schnelle und präzise Beurteilung der verschiedenen Festlegungen.

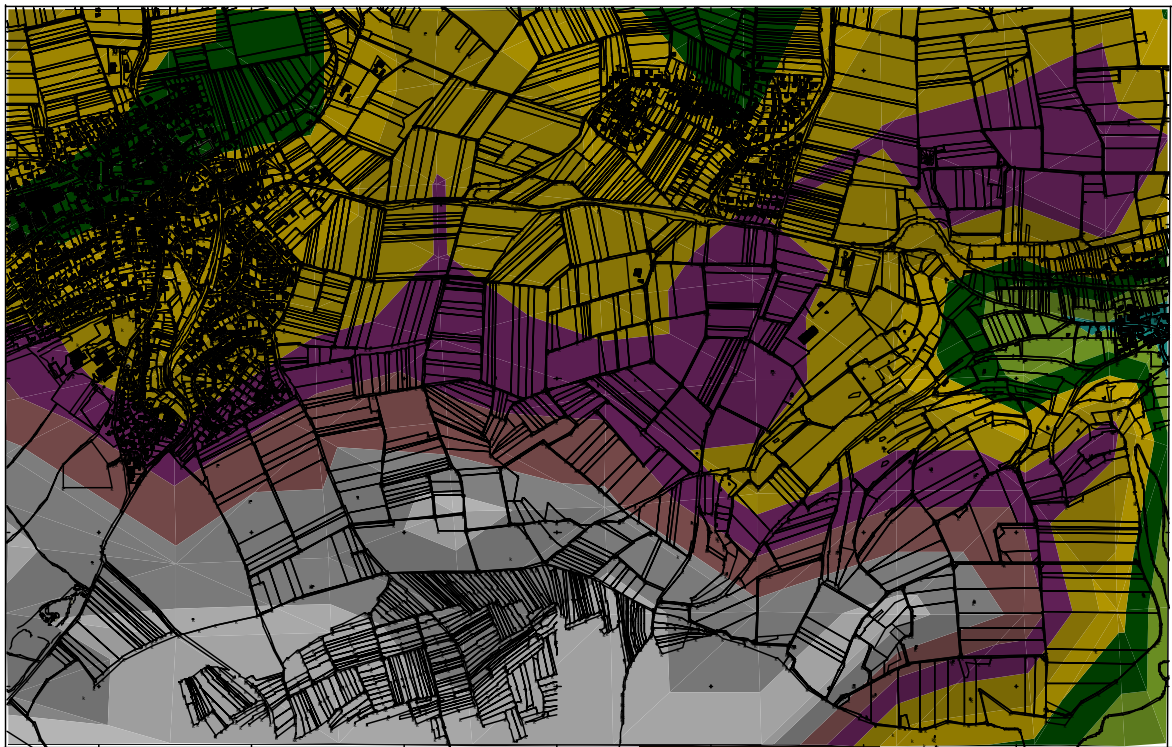


Abbildung 4 : Erzeugtes TIN mit Darstellung der klassifizierten Höheschichten und Ortsteilen

Wie auf der Abbildung 4 sichtbar, liegen in der Mitte, bei beinahe gleichem Richtungsverlauf von Westen nach Osten, die Höhen braun, 405m bis 425m und violett, 390m bis 405m ü.N.N.

In diesem TIN ist es in ArcView möglich mit dem Tool „ identify „ die jeweiligen Höhen zu bestimmen und somit die, für die Trassenbestimmung und zonale Festlegungen, wichtigen Entscheidungen zu treffen.

Gleiches gilt auch für das aus dem TIN zu erzeugende digitale Höhenmodell **Abbildung 5**. Dieses erlaubt zudem noch speziell eine Standortanalyse, welche bei den weiteren Planungen und Festsetzungen der Wasserversorgung große Dienste leistet.

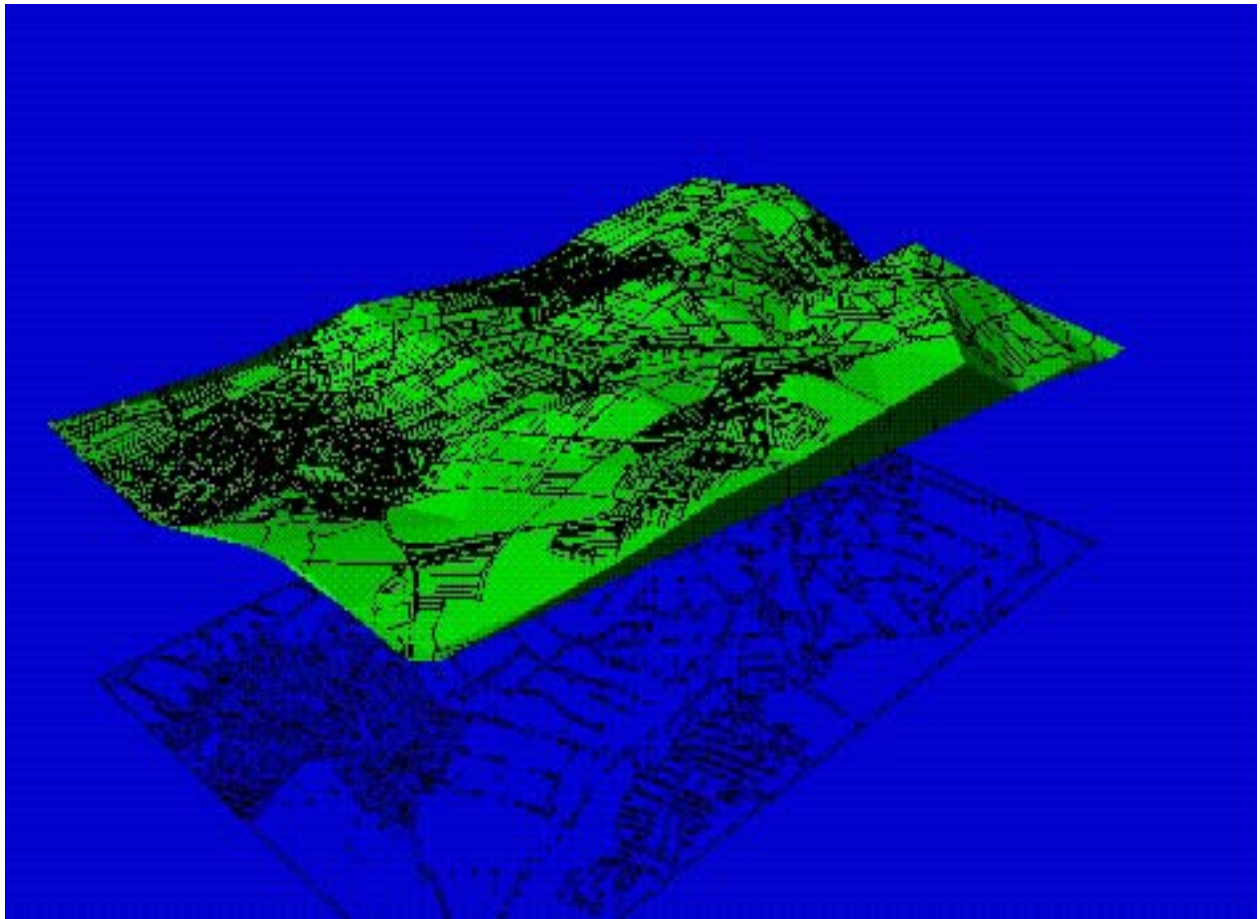


Abbildung 5: Digitales Höhenmodell mit Ortsteilen Wiernsheim, Serres und Iptingen um den vertical Factor 3 erhöht..

11.2 Festlegung der Trasse 1

Entsprechend dem im TIN ermittelten - für die Falleitung - günstigsten Höhenverlauf, erfolgt nun die Festlegung der Trasse 1. Dieser Trassenverlauf beginnt mit einem Absturz in Richtung Landesstraße L 1134 und quert diese um dann parallel in Richtung Ortsteil Wiernsheim zu folgen. Am Ende des Waldes bietet sich der Forstweg zur Richtungsänderung und weiterem Trassenverlauf an. Um nicht privates Grundeigentum in Anspruch zu nehmen verfolgt die Leitungstrasse nun den direkten Weg in östlicher Richtung, entlang dem Feldweg oberhalb des Neubaugebietes „Kazenloch“ und verlässt diesen nach Osten bis zum Feldweg Nr.58 von wo die Trasse direkt zum Ortsanfang des Ortsteiles Serres verläuft. Vom Ortsbeginn folgt dann die direkte Zuleitung zum projektierten Behälterstandort im Gewann „Kohlplatte“ mit einer im TIN ermittelten und festgesetzten Behälter- bzw. Wasserspiegelhöhe von 396,00 m ü.N.N.

11.3 Festlegung der Trasse 2

Der anfängliche Verlauf entspricht im wesentlichen dem der Trasse 1. Lediglich beim Waldweg wurde die Waldtraufe östlich ausgewählt die zu einer Höhe von 416.00 m ü.N.N. führt. Die Trasse folgt dann noch dem Verlauf 1 bis zu deren Höhe 404.00 m ü.N.N. und quert dann in südöstlicher Richtung im Privatbesitz befindliche Felder bis zum Tiefstpunkt bei 385.00 m.ü.N.N. um dann Richtung Westen auf die Höhe von 412.00 m ü.N.N. zu steigen. Die Weiterführung erfolgt dann wieder über privates Eigentum bis zum projektierten Behälterstandort 2 mit Behälter- bzw. Wasserspiegelhöhe von 393.00 m ü.N.N..

11.4 Trassenauswahl

Für die Trassenauswahl ist mit entscheidend der transportierte Volumenstrom und die Fließgeschwindigkeit. Entsprechend den Vorgaben in Abschnitt 10 erfolgt nun diese Berechnung für beide Trassen.

Bei einer Leitungslänge der Trasse 1 von 4,254 km und einem Rohrdurchmesser von 0,15 m ergibt sich somit ein Volumenstrom von 0,0211 m³s⁻¹, bei einer Fließgeschwindigkeit von ca. 1,5 m³s⁻¹. Dies entspricht einer sehr guten Strömungsgeschwindigkeit in der projektierten Trasse 1 **Abbildung 6**.

Die in der Trasse 2 ermittelte Leitungslänge beträgt 4,280 km und ist demzufolge fast identisch mit der Leitungstrasse 1 **Abbildung 7**. Fließgeschwindigkeit und Volumenstrom ergeben gleiche Werte. Die Voraussetzungen, die Versorgung betreffend, sind deshalb gleichwertig.

Trasse 2 quert auf großen Strecken privates Gelände. Zwei Grundstückseigentümer stellen weit überhöhte Forderungen für die Grundstücksnutzung und den Eintrag einer Grunddienstbarkeit. Eine erneute Trassenfestlegung mit durchgehendem Verlauf auf öffentlichem Bereich ergab eine Leitungslänge von 5,685 km mit zahlreichen Kontroll- und Entlüftungsschächten. Auch ist ein direkter Trassenverlauf zum projektierten Behälterstandort nicht möglich.

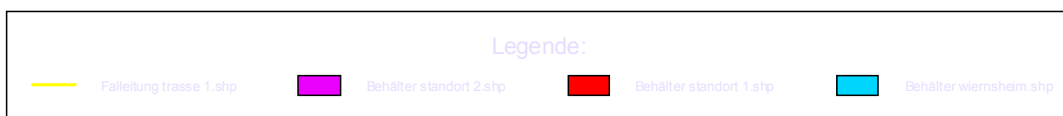
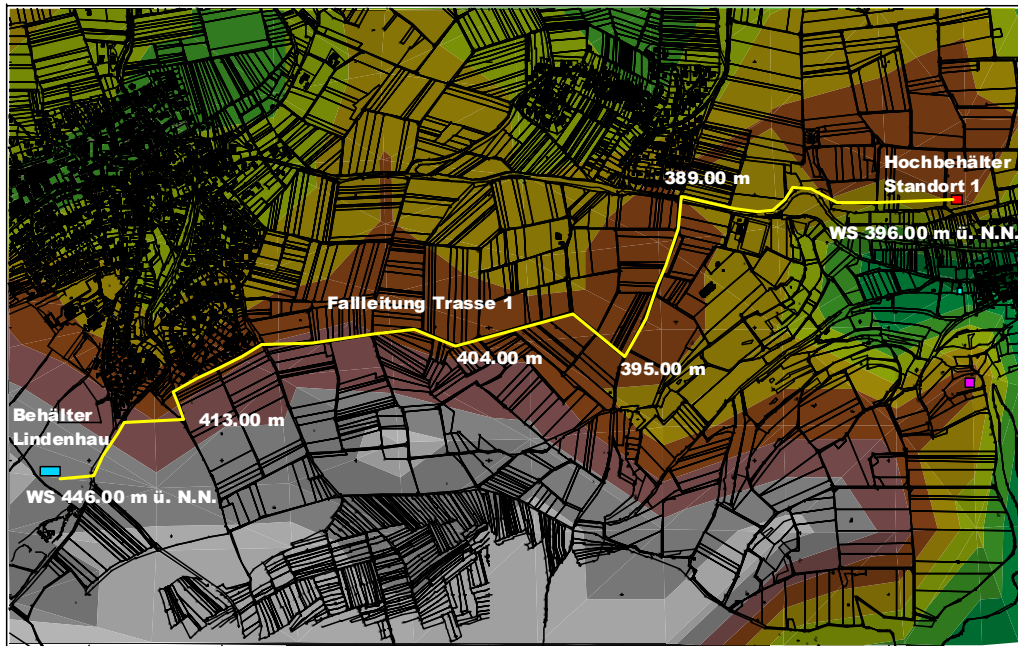
Der transportierte Volumenstrom beträgt bei dieser Länge und DN 150 gleich 0.018 m³s⁻¹ bei einer Fließgeschwindigkeit von 1.0 m³s⁻¹ und ist für die Versorgung des neuen Behälters zu gering.

Die Trasse 1 folgt überwiegend dem Verlauf öffentlicher Wege. Durch die Zuleitung beim Ortsteil Serres kann mit einem Übergabeschacht eine Notversorgung des Ortsteiles sichergestellt werden.

Vorteilhaft wirkt sich auch die Nähe zum bestehenden Druckbehälter in Iptingen aus. Hier kann mit einer Freifalleitung an der bestehenden Druckleitung des Pumpwerkes angeschlossen werden. Notwendig ist jedoch eine Druckstoßminderung in Form eines Drosselschachtes. Hierdurch kann eine Versorgung der hoch liegenden Gebäude erfolgen oder – dies wird die Zonenermittlung aufzeigen – der bestehende Behälter wird zur Versorgung der Niederzone verwendet. Gleichzeitig kann die abgetrennte Druckleitung bis zum neuen Behälter weitergeführt werden und den neuen Behälter – als Notversorgung – einspeisen.

Die Entscheidung des Trassenverlaufs geht deshalb zur Trasse 1.

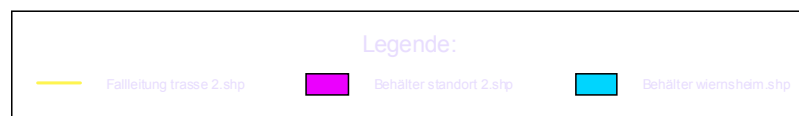
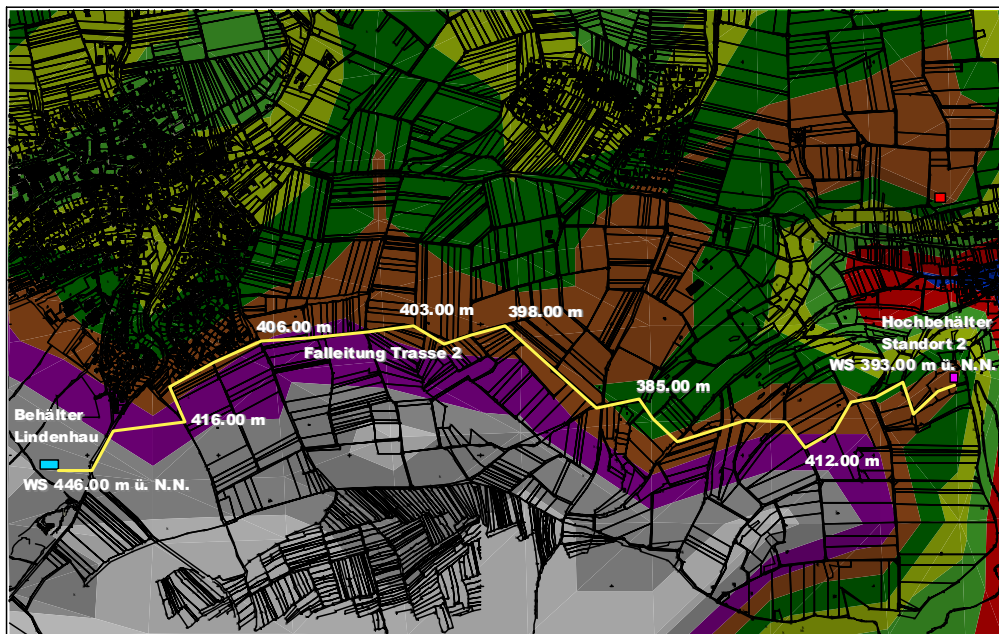
Gemeinde Wiernsheim Wasserversorgung Iptingen



Falleitung Trasse 1
mit Höhenpunkten

Abbildung 6: TIN mit Trasse 1 und projektiertem Hochbehälterstandort 1

Gemeinde Wiernsheim Wasserversorgung Iptingen



Falleitung Trasse 2
mit Höhenpunkten

Abbildung 7: TIN mit Trasse 2 und projektiertem Hochbehälterstandort 2

12.00 Hydraulische Bemessung des Wasserbehälters

Der Inhalt des Wasserbehälters für die Förderung von Trinkwasser richtet sich nach den vorhandenen Betriebsverhältnissen.

12.1 Speicherzeiträume

Die Bewirtschaftung des Wasserbehälters kann für den Ausgleich über einen Tag oder über längere Zeiträume erfolgen.

Der Tagesausgleich ist dabei der Regelfall. Er wird insbesondere bei Hochbehältern mit zugeordnetem Versorgungsgebiet angewandt und entspricht weitgehend den Bedürfnissen an Versorgungssicherheit.

12.2 Nutzinhalt

Der Inhalt des Wasserbehälters sollte es ermöglichen, den Unterschied zwischen Wasserzufluss und Wasserabgabe (fluktuierendes Wasservolumen) auszugleichen, einen Vorrat zur Überbrückung von Betriebsstörungen sowie zur Brandbekämpfung bereitzustellen und Verbrauchsspitzen abzudecken.

Der Tagesausgleich ist – wie schon erwähnt - der Regelfall. Für die Ermittlung des dazu erforderlichen Behälterinhalts sind die Daten für den Wasserzufluss und die Wasserabgabe an Höchstverbrauchstagen (jeweils stündlich) erforderlich. Genaue Aufzeichnungen über diese Mengen liegen nicht vor. Viele, vor allem größere Wasserversorgungsunternehmen, verfügen über solche Angaben. Auch sind dort in der Regel Prognosen über den voraussichtlichen Wasserbedarf an zukünftigen Höchstbedarfstagen, die der Bemessung zugrunde zu legen sind, vorhanden beziehungsweise können aus den Verbrauchsdaten entwickelt werden. Diese vorhandenen und veröffentlichten Unterlagen reichen aus, um auch den Wasserversorgungsunternehmen, die nicht über eigene Daten verfügen, zuverlässige Richtwerte für das erforderliche Tagesausgleichsvolumen an die Hand zu geben **Tabelle 1**.

Aus wirtschaftlichen oder betrieblichen Gründen kann es zweckmäßig sein, zusätzlichen Speicherraum zur Abdeckung kurzfristiger, zum Beispiel jahreszeitlich bedingter Tagesverbrauchsspitzen (m^3/d) bereitzustellen. Der Ausgleich erfolgt dann über einen den Tag überschreitenden Zeitraum. Der Vorteil liegt zum Beispiel darin, dass vor dem Behälter liegende Anlagenteile nicht für solche Verbrauchsspitzen ausgelegt werden müssen oder bei Fremdbezug Kapazitätserweiterungen später vorgenommen werden können.

Voraussetzung für eine „Langzeit“- Speicherung im Wasserbehälter ist, dass sich die Beschaffenheit des gespeicherten Trinkwassers im vorgesehenen Zeitraum nicht ändert.

Der Tagesbedarf einer Person wurde nicht mit 130 sondern mit 180 Litern angesetzt. Dies deshalb, da der Behälter auch als Notversorgung für den Ortsteil Serres dienen soll. Hier wären bei einem Notfall noch 680 Einwohner mit zu versorgen.

Ausgehend von einem höchsten Tagesbedarf im Sommer von 250 Litern/Einwohner ergibt sich für den Ortsteil Iptingen mit 1150 Einwohnern ein höchster Tagesbedarf von 287.500 Litern, was gerundet als $Q_d \text{ max}$ in m^3 auf 300 Kubikmeter erhöht wird.

Bei einer normalen Versorgungszeitzeit von 4 bis 24^o Uhr ergeben sich 20 Gesamtstunden, was einer stündlichen Fördermenge von 5% entspricht. Die Fluktuationmenge beträgt bei dieser Fördermenge ca. 26,0 %.

Hieraus wird ersichtlich, dass in jedem Fall die spezifischen Eigenheiten des Versorgungsgebietes wie auch der Versorgungsanlagen zu untersuchen und zu berücksichtigen sind BAUR, A.: (1991).

Der Nutzinhalt entspricht dem für die Wasserversorgung (ohne Löschwasserreserve) zur Verfügung stehenden Behältervolumen. Es ist außerdem nicht zweckmäßig, den Nutzinhalt für einen Zeitraum von mehr als etwa 20 Jahren zu bemessen.

Vorteilhafter ist es, ihn erst im Bedarfsfall durch eine weitere Wasserkammer zu vergrößern.

Ganglinie des häuslichen Wasserverbrauchs:

- häuslicher Wasserverbrauch $Q_{ed} = 300 \text{ m}^3$
- Wasserbedarf Industrie $Q_{Id} = 100 \text{ m}^3$ (8.00 – 18.00 h)
- Leistung aus Zulaufbehälter $Q_h = 75 \text{ m}^3 / \text{h}$
- Zulaufzeit 4.00 – 24.00 h

Zeit	Häusl. Bedarf	Ind. Bedarf	Std.Verbr. Insg.=qv	Verbr. Summe	Std. Zufluss.qz	qz-qv	Summe qz-qv
0-1							
1-2							
2-3							
3-4							
4-5	3		3	3	20	17	17
5-6	3		3	6	20	17	34
6-7	12		12	18	20	8	42
7-8	12		12	30	20	8	50
8-9	18	10	28	58	20	-8	42
9-10	18	10	28	86	20	-8	34
10-11	18	10	28	114	20	-8	26
11-12	18	10	28	142	20	-8	18
12-13	21	10	31	173	20	-11	7
13-14	21	10	31	204	20	-11	-4
14-15	21	10	31	235	20	-11	-15
15-16	21	10	31	266	20	-11	-26
16-17	21	10	31	297	20	-11	-37
17-18	21	10	31	328	20	-11	-48
18-19	15		15	343	20	5	-43
19-20	15		15	358	20	5	-38
20-21	15		15	373	20	5	-33
21-22	15		15	388	20	5	-28
22-23	3		3	391	20	17	-11
23-24	3		3	394	20	17	6

Tabelle 1: Rechnerische Ermittlung des fluktuierenden Wasservolumens

Ergebnis: - fluktuierendes Wasservolumen: $Q_{fluk} = 50 + 48 = 98 \text{ m}^3$ (24,5% von max Qd)

- erforderlicher Hochbehälterinhalt: $I_{mind} = 0,5 \text{ max Qd} = 200 \text{ m}^3$

- empfohlener Inhalt: $I_{opt} = \text{max Qd} = 400 \text{ m}^3$

zusätzlich 25% aus max Qd gleich 100 m^3 Löschwasserreserve: $Q_{ges} = 500 \text{ m}^3$ Gesamteinhalt

13.00 Zustand und Lage der Hydranten

Die Lage der Hydranten war nur in Neubaugebieten auf Bestandsplänen verzeichnet. Ansonsten waren im Altort Hydrantenschilder vorhanden, welche die Lage der Hydranten bezeichneten. Teilweise waren die Hydranten von Straßenbelägen überdeckt und mussten von diesen befreit werden. Danach war es möglich die bestehenden Hydranten aufzunehmen und ein Kanalkataster mit zugehöriger Datenbank zu erstellen Um bei Reparaturen oder Neuanschlüssen die Versorgung mit Frischwasser zu gewährleisten wurden zusätzliche Hydrantenstandorte zur Abdeckung einer Ringversorgung festgesetzt. **Abbildung 8.**

13.1 Verbleibende Hydranten

Die in den Neubaugebieten bestehenden Hydranten wurden alle auf ihre Wiederverwendbarkeit untersucht. Erstaunlicherweise befanden sich diese noch in einem sehr guten Zustand, so dass einer Wiederverwendung dieser Einbauteile nichts entgegenstand. Auch die Trommelanschlüsse am Hydrantenkopf, für die Anschlussleitungen zum Verbraucher, konnten nicht beanstandet werden. Da nach dem „Württembergischen System“ verlegt wurde, liegen diese Anschlussleitungen zuerst im Wasserleitungsgraben bevor die Abzweigung der Stahl- und PE-Rohre in das Gebäude selbst erfolgt. Pläne wie die Zuleitung erfolgt und welcher Trommelabgang das einzelne Gebäude versorgt, waren nicht vorhanden. So musste jeder einzelne Abgang abgestellt werden um damit das versorgte Gebäude festzustellen.

13.2 Erneuernde Hydranten

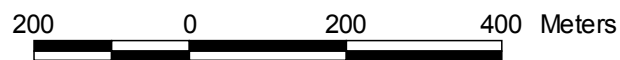
Das Alter der Versorgungsleitungen im Altort liegt zwischen 80 und 100 Jahre. Dementsprechend ist der Zustand der Leitungen und des Hydrantensystems. Unzählige Wasserrohrbrüche und damit verbundene Wasserverluste waren mit ausschlaggebend für die Überlegung einer Wasserleitungssanierung und damit verbunden einer Neuplanung der Wasserversorgung. Das Schachtmaterial und die Hydrantenschieber selbst sind im Altort in einem sehr schlechten Zustand. Etliche der Hydranten waren so stark korrodiert, dass ein öffnen und damit verbunden ein Anschluss der Feuerwehrlösungen im Brandfalle nicht möglich gewesen wäre. Trommeln und Abgangsleitungen sind teilweise aus Guss und Stahl. Manschettendichtungen und neue Verschraubungen zeugen von zahlreichen Reparaturen an den Hydranten und Versorgungsleitungen. Der Mörtel des Schachtmauerwerks war von Salpeter behaftet und führte deshalb bei einigen Schächten zu Absenkungen. Dass hier eine Erneuerung stattfinden musste war dringend geboten.

13.3 Zusätzliche Hydranten

Bei einigen der Leitungen war im Gesamtnetz kein Ringschluss vorhanden. Dies führt bei geringer Entnahme zu Fäulnisbildung und kann damit zum Auftreten von Kolibakterien führen. Um einer Gefährdung im neuen System vorzubeugen werden an diesen Endsträngen neue Hydranten vorgesehen, damit ein Ringschluss zur gleichmäßigen Durchströmung vorhanden ist wodurch eine gute Wasserqualität gewährleistet ist.

Bei einigen Ringschlüssen müssen Privatgrundstücke in Anspruch genommen werden was zu Mehrkosten und zu Entschädigungsansprüchen führen wird. Nach Möglichkeit werden hier sogenannte Erdraketen eingesetzt um den Schaden zu begrenzen. Geologische Gutachten haben gezeigt, dass ein Auftreten von Felsformationen in Iptingen ausgeschlossen werden kann.

Gemeinde Wiernsheim Ortsteil Iptingen



Legende:

A	Bestehende Hydranten	A	Zusätzliche Hydranten	A	Erneuerte Hydranten
---	----------------------	---	-----------------------	---	---------------------

Neuplanung der Wasserversorgung

Abbildung 8: Karte mit Hydrantenstandorten

14.00 Bemessungsgrundsätze bei den Verteilsystemen

Als Verteilrohrnetz wird das vornehmlich unter Straßen verlegte Leitungssystem bezeichnet, das zumeist aus vermaschten Haupt- und Versorgungsleitungen sowie Anschlussleitungen besteht. Dieses dient unmittelbar der Versorgung der Wasserverbraucher. Wegen der direkten Verbindung zum Verbraucher sind die zulässigen Drücke nach oben und unten begrenzt und müssen jederzeit aufrecht erhalten werden. Außerdem muss das entnommene Wasser unterbrechungsfrei nachgeliefert werden. Auch muss das Trinkwasser im Netz vor Qualitätseinbußen geschützt werden. In **Abbildung 9** ist das bestehende Wasserrohrnetz einschließlich des neuen Ringschlussleitungen dargestellt.

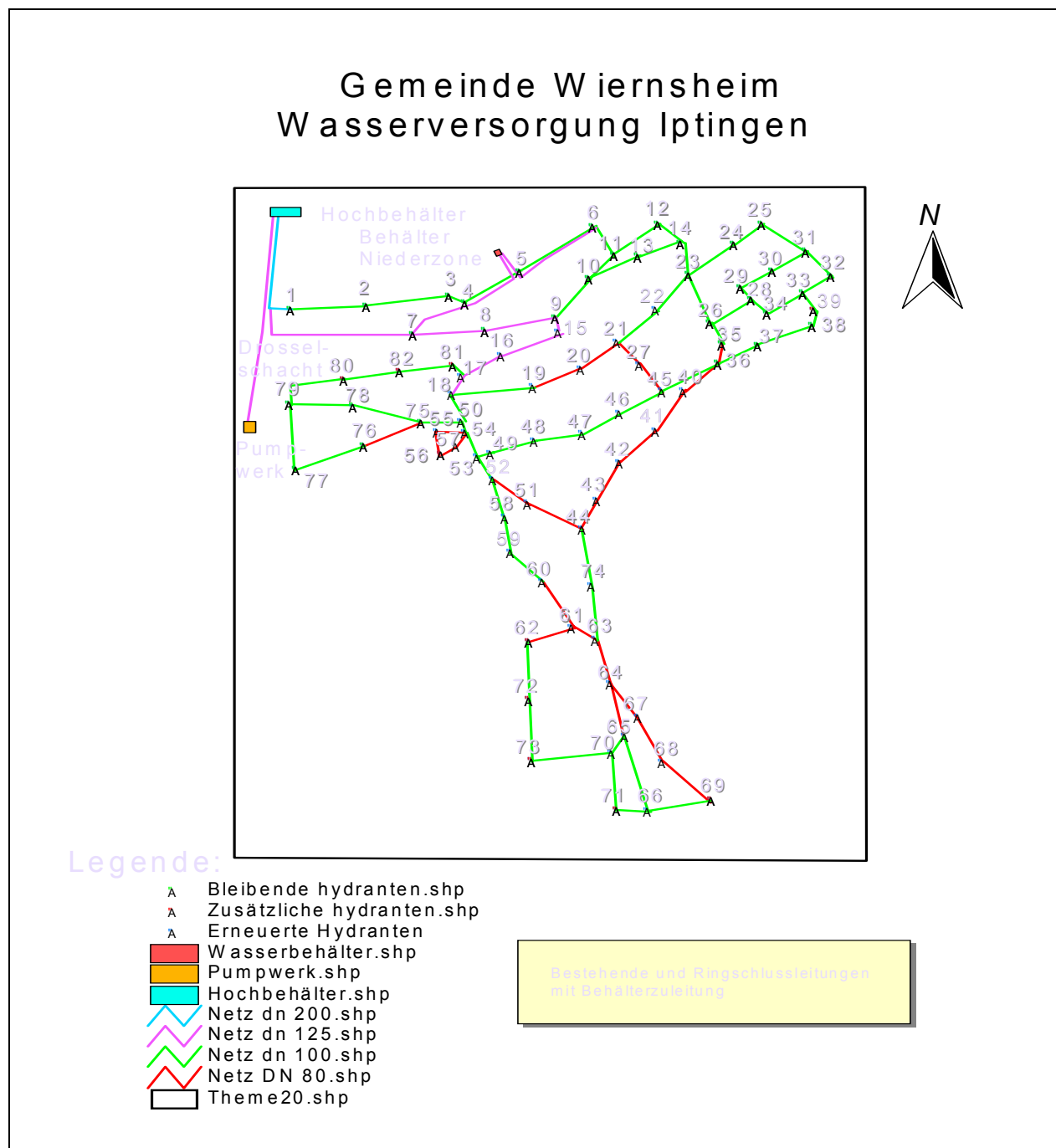


Abbildung 9: Netzplan mit Nennweiten der Rohre im Bestand und mit Ringschluss

14.1 Druckbereiche

Als idealer Druckbereich für Trinkwasser-Verteilssysteme gelten 4 bis 10 bar, gemessen auf Straßenhöhe. Bei diesem Druck können Häuser bis zu 8 Stockwerken versorgt werden, was in Iptingen jedoch nicht der Fall ist. Andererseits sind in diesem Druckbereich Druckminderer vor den Hausinstallationen zwar üblich, aber nicht unbedingt notwendig. Auch bei einer großen Ausdehnung des Netzes steht zur Überwindung des Strömungswiderstandes genügend Druck zur Verfügung. Rohre, Formstücke und Armaturen werden serienmäßig für die Druckstufe bis 10 bar ausgelegt und hergestellt.

Der erforderliche Mindestdruck am ungünstigsten Punkt des Versorgungsgebietes soll für Gebäude mit 1 EG 2,0 bar nicht unterschreiten BAASHUS, N.: (1930).

Es empfiehlt sich daher den Versorgungsdruck zwischen 30 bis 80 m Wassersäule (mWS), also 3 bis 8 bar, als technischen Betriebsdruck zu planen. Die Obergrenze 8 bar nimmt hierbei Rücksicht auf die Haushaltsgeräte, die Druckstöße über 10 bar normalerweise nicht verkräften. Im Regelfall soll der Versorgungsdruck 40 bis 60 mWS betragen, worunter früher der bürgerliche Versorgungsdruck verstanden wurde.

14.2 Druckzonen

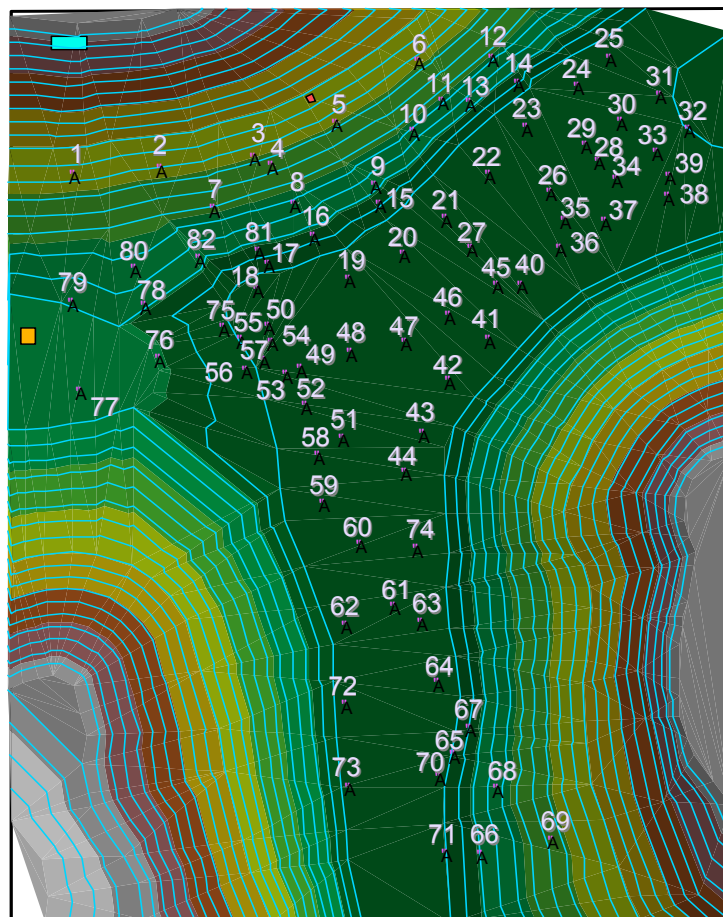
Im hügeligen Gelände müssen zur Einhaltung eines zweckmäßigen Druckes Druckzonen ausgeschieden werden, da sonst tief gelegene Gebiete zu hohen und hoch gelegene zu tiefen Druck aufweisen würden. Der Höhenunterschied zwischen oberer und unterer Zonengrenze soll etwa 60 m betragen. Bei Betrieb mit Hochbehälter soll die obere Zonengrenze 40 m unter dem mittleren Behälter-Wasserspiegel liegen.

Jede Druckzone ist als autonome Wasserversorgung mit zuverlässiger Wasserzuführung, Wasserspeicherung und üblichen Reserveanlagen zu betrachten. Die Notwasserzuführung bei Störungen kann aus benachbarten höheren Zonen über Zonentrennorgane erfolgen. Jede Druckzone muss wie eine eigene Wasserversorgung überwacht werden. Stundenverbrauch, Tagesverbrauch, Wochenverbrauch und Jahresverbrauch sind laufend zu ermitteln. Der Höhenunterschied zwischen mittlerem Wasserspiegel des Hochbehälters und dem tiefsten zu versorgenden Gebäude beträgt 100 m was zugleich einem Versorgungsdruck von 10 bar entspricht. Dieser Höhenunterschied entspricht den vorgenannten Ausführungen in idealster Weise. Das Gebiet kann nun in eine Hoch- und Niederdruckzone eingeteilt werden, wobei die Abgrenzung der Hochzone nicht unter 340,00 m.ü.N.N. liegen soll.

14.3 Höhenermittlung im TIN

Im TIN wurden nun die Höhen der Knotenpunkte **Abbildung 10**, Straßen und Gebäude ermittelt. Als unterste Abgrenzung der Hochzone wurde die Straßenhöhe von 340,00 m ü.N.N. festgesetzt. Die Abfrage ergab die in der **Abbildung 11** selektierten Gebäude, welche der Hochzone zuzuordnen sind.

Gemeinde Wiernsheim Wasserversorgung Iptingen

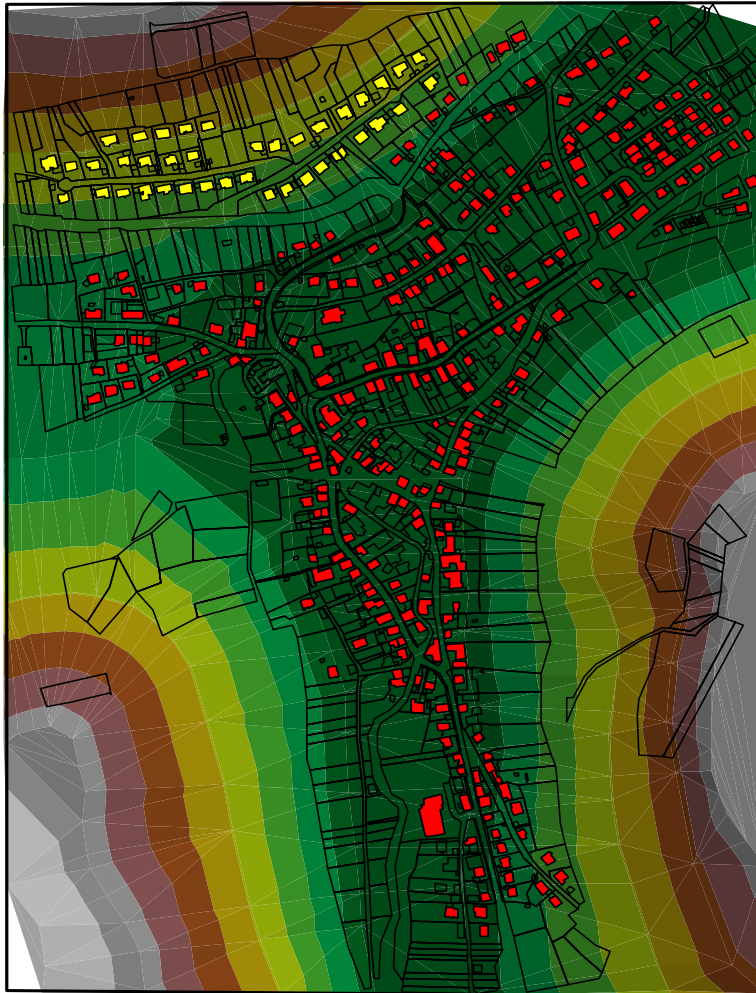


- A Hydranten
- Wasserbehälter.shp
- contur
- Pumpwerk.shp
- Hochbehälter.shp
- Crtin5
- Elevation Range
- 406 - 420
- 392 - 406
- 378 - 392
- 364 - 378
- 351 - 364
- 337 - 351
- 323 - 337
- 309 - 323
- 295 - 309
- Theme20.shp

Höhenermittlung der
Knotenpunkte im TIN

Abbildung 10: TIN mit Knotenpunkten

Gemeinde Wiernsheim Ortsteil Iptingen



Legende:

 *Wohngebäude*

Wohngebäude der Hochzone
zugeordnet

Abbildung 11: TIN mit ermittelten Gebäuden, gelb selektiert, in der Hochzone

Die Straßenhöhe von 345,00 m ü.N.N. entspricht einer Versorgungsdruckhöhe der Gebäude von 350,00m bis 365,00 m ü.N.N. und ermöglicht für die hoch gelegenen Gebäude noch einen Druck von 3 bar. Zur Veranschaulichung der Höhenlage und des Drucksystems bzw. der Druckzonen, wurde ein digitales Höhenmodell **Abbildung 12** des Ortsteiles Iptingen erstellt.

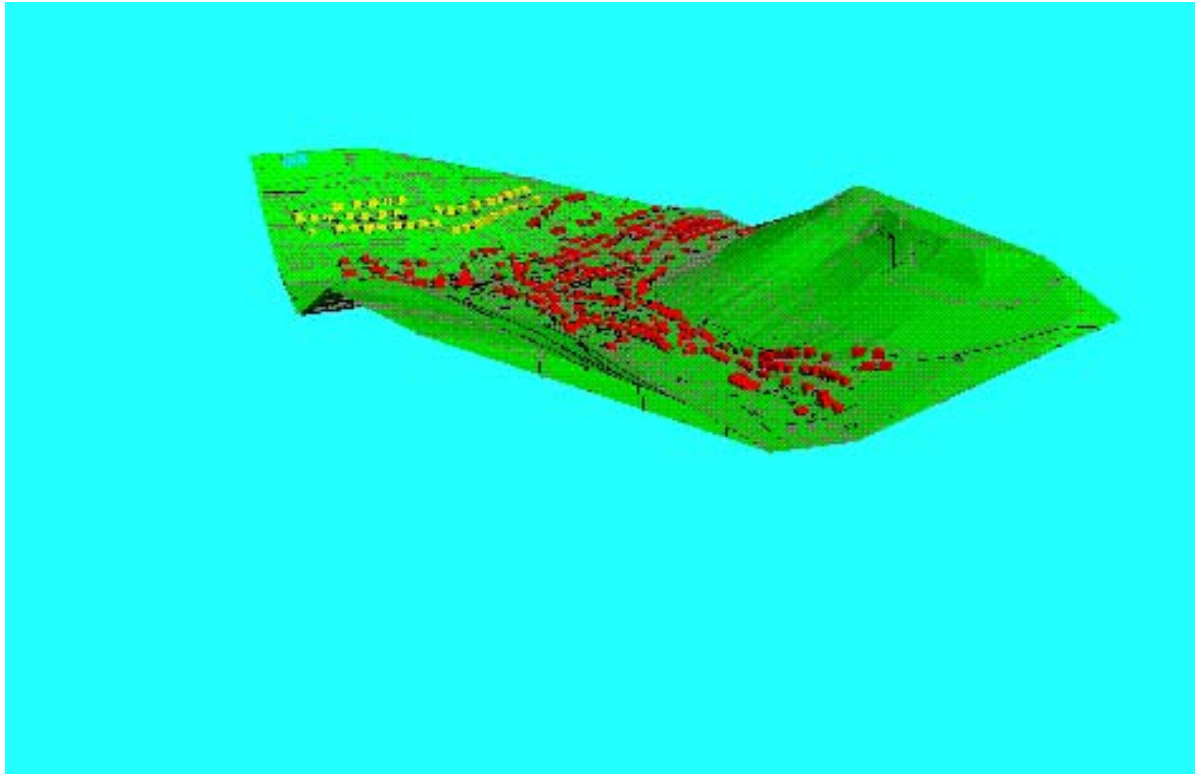


Abbildung 12: Digitales Höhenmodell Ortsteil Iptingen mit Zoneneinteilung der Gebäude und vertical Factor 1,5.

Von Vorteil für diese Zonenfestlegung ist, dass die 4 hoch gelegenen Gebäude der „Hohen Steige“, am rechten Bildrand, noch zur Niederzone eingebunden werden können, da sonst über eine Hauptleitung der Druckausgleich hätte vorgenommen werden müssen. Dies hätte zu erheblichen Mehrkosten geführt, da diese Verbindungsleitung durch den gesamten Ort verlegt werden müsste.

14.4 Durchflussgeschwindigkeit und wirtschaftlicher Rohrdurchmesser

Die übliche Strömungsgeschwindigkeiten im Verteilrohrnetz liegen bei großem Verbrauch zwischen 1 und 2 m s⁻¹. In Wohnstraßen ist für die Bemessung der Versorgungsleitungen der Löschwasserbedarf maßgeblich, ihm gegenüber ist der Haushalt- und Gewerbeverbrauch so gering, dass er in der Regel vernachlässigt werden kann. Übliche Durchmesser in Wohnstraßen sind DN 100 und DN 125, was bei 1 m s⁻¹ einer Entnahme von 12 - 35 l s⁻¹ entspricht. Der übliche Bedarf der Feuerwehr beträgt 20 bis 30 l s⁻¹, wobei aber der Trend zu ständig höherem Löschwasserbedarf geht.

Dagegen kann der Haushalt- und Gewerbeverbrauch ohne weiteres neben dem Feuerwehr – Bedarf gedeckt werden, wobei während des selten kurzfristigen Feuerwehreinsatzes eine stärkere Drucksenkung bei den privaten Verbrauchern in der Nähe der Brandstätte in Kauf genommen wird.

Die Grenzggeschwindigkeit von 2 m s⁻¹ darf nicht unbesehen als Bemessungsgröße verwendet werden. Maßgebend ist der Versorgungsdruck im ganzen Versorgungsgebiet, der im idealen Druckbereich von 4 bis 8 bar auch bei größtem Verbrauch (ausgenommen unmittelbar bei der Brandstätte) nicht unter 3 bar fallen und allgemein nicht mehr als $\pm 1,5$ bar schwanken soll.

Für die generelle Planung wird von den üblichen Fließgeschwindigkeiten in den verschiedenen Rohrleitungen ausgegangen.

14.5 Zubringer- und Hauptleitungen

Zubringer- und Hauptleitungen werden normal mit 1.5 bis 3 m s⁻¹ betrieben. Diese Geschwindigkeit liegt weniger unter der wirtschaftlichen Geschwindigkeit und gewährleistet, dass die Druckunterschiede zwischen statischem und dynamischem Druck in tragbaren Grenzen bleiben. Hauptleitungen sind als Bestandteil des Verteilrohrnetzes zu betrachten und werden im allgemeinen aufgrund der Rohrnetzrechnung bemessen. Für die Bemessung der Hauptleitung ist der Momentanverbrauch im zu versorgenden Gebiet maßgebend. Hauptleitungen, die vom Hochbehälter ausgehen, müssen den Gesamtverbrauch der versorgten Druckzone decken können. Der größte zu berücksichtigende Maximalverbrauch ergibt sich im Normalbetrieb aus dem Stundenmaximum des Höchstverbrauchtages.

Der maximale Stundenverbrauch erreicht in der Regel um 17 bis 19 Uhr 6 bis 10%, meist 8% des Tagesverbrauchs und die sekundliche Momententnahme somit 0.002 % des Tagesverbrauchs, in Iptingen also $400 \text{ m}^3 * 0.002\% = 0.008 \text{ l/s}$. Zu diesen Verbrauchszahlen ist der Löschwasserbedarf am ungünstig gelegenen Brandort zuzuzählen NABER, G.: (1982).

14.6 Versorgungsleitungen

Die Versorgungsleitungen werden normal mit 1 bis 2 m s⁻¹ betrieben, wobei die größte Geschwindigkeit meist bei der Brandbekämpfung eintritt. Sie müssen für den Löschwasserbedarf bei einem Großbrand in unmittelbarer Nähe der Versorgungsleitungen bemessen werden, dabei muss mindestens der aus zwei bis drei Hydranten entnommene Wasserstrom geliefert werden können ohne dass der Druckabfall von der nächsten Hauptleitung mehr als 1 bis 2 bar erreicht. Durch den Strömungswiderstand darf örtlich keine Drucksenkung unter den erforderlichen Versorgungsdruck eintreten.

14.7 Hausanschlüsse

Hausanschlüsse weisen wegen des geringen Durchmessers einen besonders großen Strömungswiderstand auf und dürfen nur geringste Druckschwankungen aufweisen, da sich diese bis zum Verbraucher auswirken und so Unfälle und Schäden verursachen können. Höhere Geschwindigkeiten können bewusst gewählt werden, wenn der Druck am Leitungsanfang zu hoch liegt und eine Druckminderung nötig ist, die nur bei Durchfluss eintreten muss. Für den gesamten Bauentwurf ist in jedem Fall eine genaue Berechnung des Druckverlaufs bei allen vorkommenden Betriebsfällen durchzuführen.

15.00 Netzberechnung

Die Netzberechnung ist die Bemessungsgrundlage für das System der Haupt- und Versorgungsleitungen.

15.1 Durchführung der Netzberechnung

Bei der Durchführung der Netzberechnung sind vor allem die folgenden Aufgabenstellungen zu unterscheiden:

- Erstmalige Bemessung des Versorgungssystems
- Hydraulische Analyse des bestehenden Rohrnetzes als Grundlage für die Netzerweiterung.
- Hydraulische Analyse bestehender Rohrsysteme zur Erkennung von Schwachstellen als Grundlage für die Verstärkung des Netzes und Installation der für eine ausreichende Betriebssicherheit erforderlichen Redundanzen. Die Netzberechnung dient hierbei dazu, die Druckverteilung im Verteilnetz zu berechnen und Gebiete mit ungenügendem Druck bei bestimmten Verbrauchsständen festzustellen.

Die Netzberechnung geht aus vom gegebenen Leitungsnetz, den angeschlossenen Förder- bzw. Speichereinrichtungen und den aus dem Netz entnommenen Verbrauchsströmen. Außerdem ist der Druck an einer bestimmten Stelle des Netzes festzulegen. Dies ist überwiegend am Hochbehälter.

Bei fortgeschrittener Installation des GI-Systems der Wasserversorgung ist die Eingabe der wesentlichen Elemente, wie Geometrie und Topographie des Systems sowie der enthaltenen Berechnungsdaten problemlos möglich.

Für die Durchführung der Netzberechnung ist es sinnvoll, das Rohrleitungssystem mit der zugehörigen Förder- bzw. Speichereinrichtung in einen Plan einzutragen **Abbildung 13**. Die Knoten sind mit einer Nummer zu versehen. In der Datenbank sind die Volumenströme den einzelnen Knoten zuzuordnen. Gleiches gilt für das Versorgungsnetz. Jeder Versorgungsstrang erhält eine Nummer sowie die zugehörigen Parameter der Durchflussgeschwindigkeit, die Druckverhältnisse am Knotenpunkt und die Durchflussmenge. Die Höhen der Knotenpunkte wurden wiederum im TIN ermittelt um die statischen Druckverhältnisse festzulegen.

Gemeinde Wiernsheim Wasserversorgung Iptingen

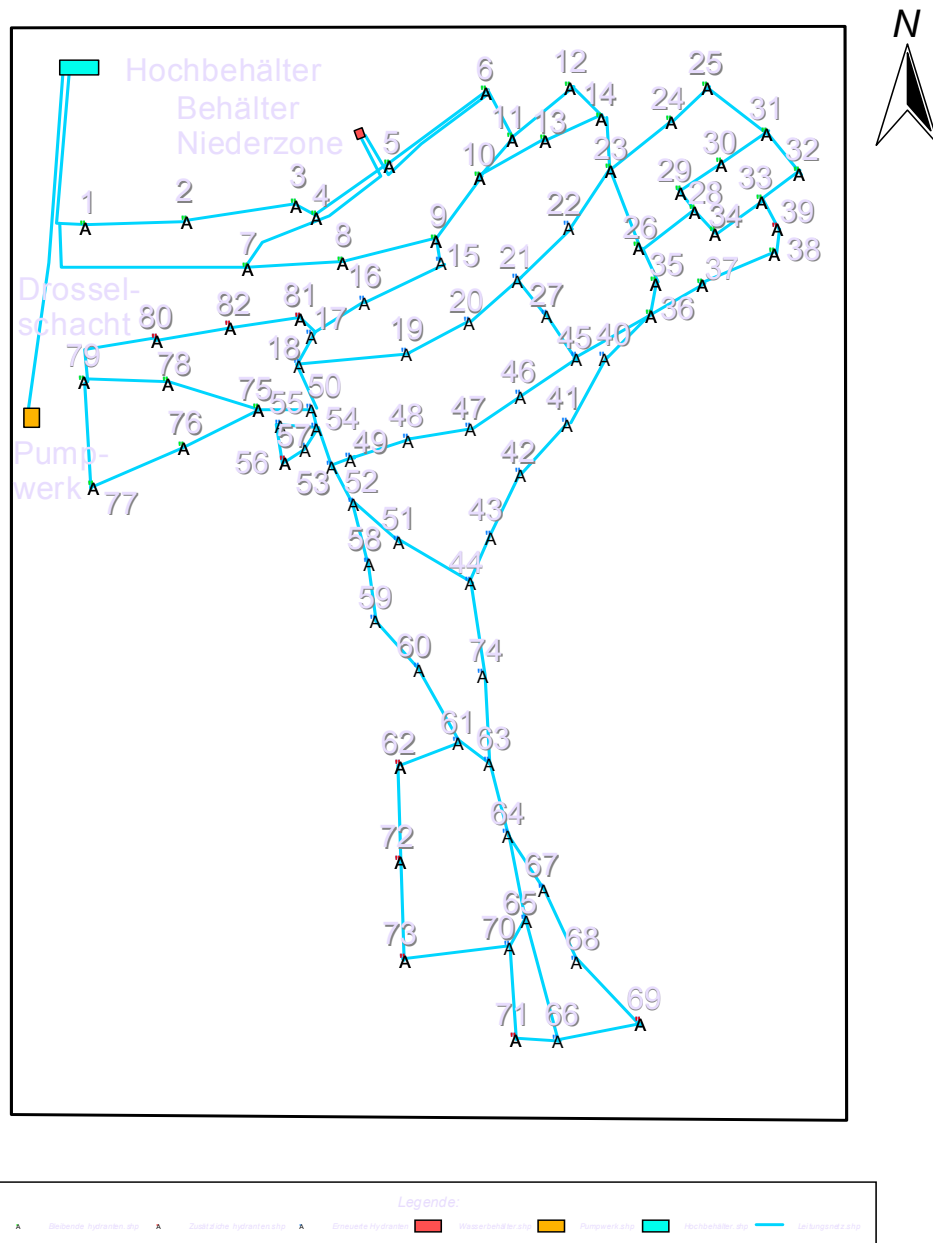


Abbildung 13: Netzplan zur Berechnungsgrundlage

16.00 Allgemeine Bemessungsparameter für Verteilungen

Der Rohrdurchmesser (Nennweite DN) ist abhängig von Q, v und PN (erforderlicher Mindest-/Maximaldruck).

16.1 Strangwassermenge und Betriebszustände

Für die Rohrleitungsbemessung können 3 Betriebszustände in Frage kommen:

BI: Größter Zulauf / Förderung des Hochbehälters ohne Wasserverbrauch

$$qI = \max. Qd / \text{Zulaufzeit} = \text{m}^3 / \text{h}$$

BII: Größter Stundenverbrauch an verbrauchsreichen Tagen (ohne Zulauf des Hochbehälters)

$$qII = f * \max. Qd = \text{m}^3 / \text{h}$$

BIII: Löschwasser mit größtem durchschnittlichen Verbrauch

$$qIII = q \text{ lösch} + \max. \text{mittl. } qh = \text{m}^3 / \text{h}$$

Löschwasser Feuerwehr 10 – 30 l / s für 2 h, Mittelwert Iptingen Kleinortschaft **0.015 l/s** (1 Löschgruppe 3 C – Rohre mit insgesamt 10 l / s in Städten bei Großbrand)

16.2 Wirtschaftliche Fließgeschwindigkeit

$$v = 0.60 - 1.80 \text{ m / s} \quad (\text{kleiner / großer DN})$$

Mindestfließgeschwindigkeit $v = 0.30 \text{ m / s}$ (Stagnation)

16.3 Betriebsdruckhöhe

$$\text{min. Druck} = 30 \text{ mWS} = 3 \text{ bar}$$

$$\text{max. Druck} = 80 \text{ mWS} = 8 \text{ bar}$$

17.00 Berechnungsvorgang

Entsprechend dem Verbrauchsdaten aus sekundlicher Momententnahme und Löschwasserverbrauch kann im Netzverteilsystem mit der Netzberechnung begonnen werden. Die notwendigen Parameter sind in der Datenbank von ArcView den jeweiligen Knoten und Strängen zugeordnet. Durch die Entnahme von Löschwasser steigt die Strömungsgeschwindigkeit im Leitungsnetz so, dass die Entnahmemenge sich vergrößert.

17.1 Bemessungsgröße

Für die maximale Entnahme wurden 0.008 l/s Momententnahme und 0.015 l/s Löschwasserbedarf am Hydranten und je Leitungsstrang ermittelt. Für die Berechnung wird der Wert von **0.023 l/s** Höchstverbrauch angesetzt.

Mit den in den **Tabellen 2 und 3** enthaltenen Berechnungsdaten und wie schon angesprochen mit den im GIS enthaltenen Elementen Geometrie und Topographie kann die Berechnung erfolgen DVGW.: (1986).

	Einheit	Übliche Größe	Anzahl
Höhen der Knoten	m NN	0 bis 1000	10 bis 300
Leitungslängen	m	10 bis 1000	10 bis 500
Leitungsdurchmesser	m	0.070 bis 1	10 bis 500
Knotenentnahmen	m ³ s-1	0.01 bis 3	10 bis 300
Zähigkeit des Wassers	m ² s-1	1.3 * 10 ²⁺³ (10°C)	1
Absolute Rauigkeit	mm	0.01 bis 0.1	1 bis 10
Betriebsrauigkeit	mm	1 bis 10	1 bis 10
Druck im Reverenzknoten	bar	0 bis 10	1
Knotenzuordnung der Leitungen			10 bis 500
Knotenbezeichnung			10 bis 500

Tabelle 2: Berechnungsdaten 1. Ordnung für Rohrnetzuntersuchungen

	Einheit	Art	Anzahl
Pumpenkennlinien	m ³ s-1/bar	p = f (q)	1 bis 10
Einspeisemengen	m ³ s-1		1 bis 10
Drosselklappen (Öffnungswinkel°)	bar	Diff.p = f (Winkel)	1 bis 10
Knoten mit konstantem Druck (Behälter)	bar	Q darf nicht vorgegeben werden	1 bis 10
Leitung mit konstanter Druckdifferenz	bar		1 bis 10
Verteilte Entnahme aus der Leitung	m ³ s-1m-1		10 bis 500
Gemeinsamer Faktor für alle Entnahmen		für Berechnung von Tag/Nacht	1 per Berechn
Entnahmekennlinien	m ³ s-1bar-1	q = p 1/2	1 bis 10

Tabelle 3: Berechnungsdaten 2. Ordnung für Rohrnetzuntersuchungen

Die Berechnung erfolgt an den jeweils ungünstigsten Entnahmestellen, den Hydranten und Leitungssträngen im Außernetz sowie im Innenbereich.
Bei diesen Berechnungen werden die Versorgungsstränge ermittelt, die eine Entnahme in der vorgegebenen Verbrauchsmenge unterschreiten.
Gleichzeitig wird der Druckverlust im Versorgungssystem im Bereich der Knoten ermittelt.

17.2 Berechnung und Netzanalyse 1

Die Wasserentnahme erfolgt am Knoten und Hydranten Nr. 25 und 32.

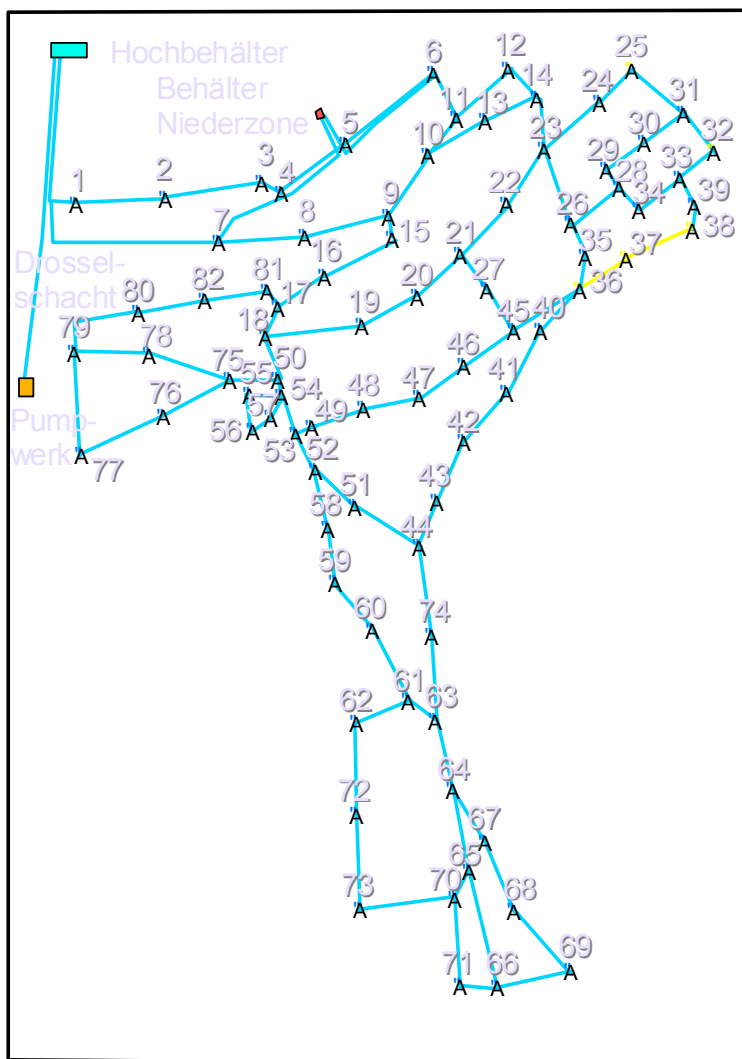


Abbildung 14: Versorgungsengpässe im Brandfall (Strang gelb)

Die Berechnung ergab einen Druckabfall auf unter 1,2 bar bei den Strängen 66, Knoten 36 – 37 und 65, Knoten 37 – 38. Die notwendige Wasserentnahme konnte bei Knoten 25 und 32 bereitgestellt werden. Die Zuwasserströme erfolgten aus dem westlichen und nördlichen Leitungsnetz. Der Nenndurchmesser der Leitungen und der Hydranten wurde von DN 80 auf DN 100 erhöht. Die Nachberechnung erbrachte die vorgegebenen Druck- und Förderwerte.

17.3 Berechnung und Netzanalyse 2

Die Wasserentnahme erfolgt am Knoten und Hydranten Nr. 42

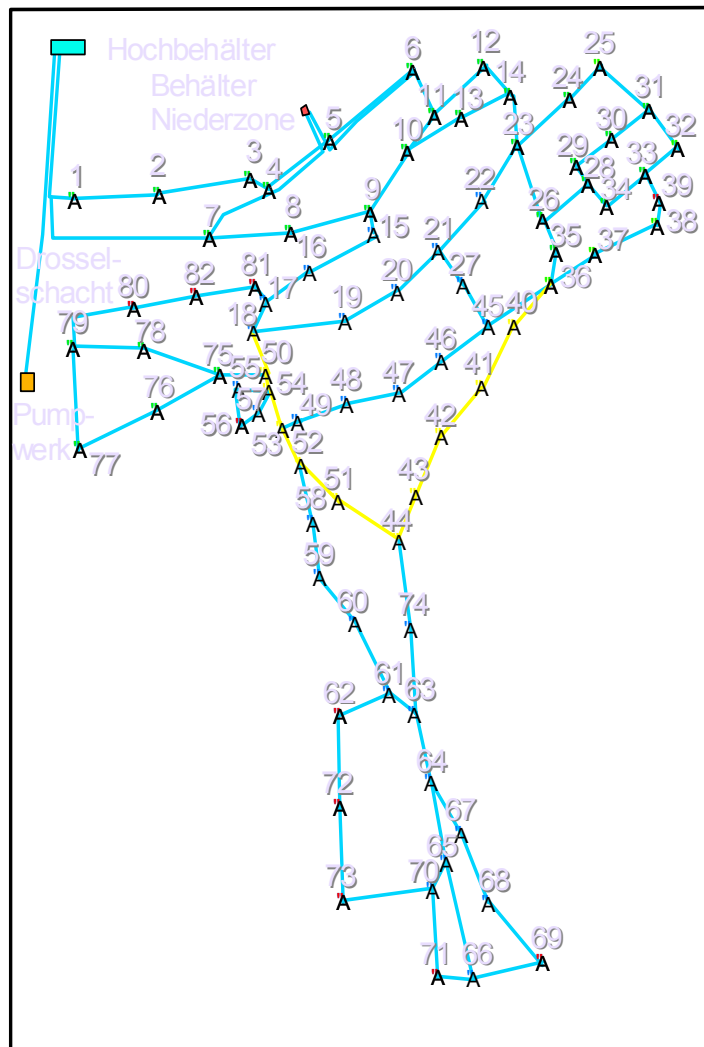


Abbildung 15: Versorgungsengpässe im Brandfall (Stränge gelb selektiert)

Eine Löschwasserentnahme im Brandfalle bei Hydrant und Knoten 42 führt zu großen Problemen bei der Wasserversorgung. Da nur zwei Zuleitungsstrecken vorhanden sind und diese auch noch stark unterdimensioniert sind ist eine Löschwasserversorgung nicht mehr ausreichend. Auch der Druckabfall bis Knoten 18 lässt starke Mängel im Verteilungssystem erkennen. Das Rohrleitungsnetz von Knoten 36 bis 44 und 44 bis 53 besteht noch aus DN 80 Stahlleitungen. Die Zubringer- und Hauptleitung der Niederzone mit DN 125 endet bei Knoten 18. Um eine ausreichende Versorgung des Kernortes sicherzustellen, erfolgt die Verlängerung und Aufdimensionierung der Hauptleitung mit DN 125, ab Knoten 18 bis Knoten 44. Hierdurch ist für das südlich und östlich gelegene Netz eine höherer Wassertransport möglich. Das Leitungsnetz von Knoten 36 bis 44 wird auf DN 100 erhöht, da zur Ringversorgung jetzt ebenfalls der höhere Wassertransport der Hauptversorgungsleitung genutzt werden kann.

17.4 Berechnung und Netzanalyse 3

Die Löschwasserentnahme erfolgt am Knotenpunkt und Hydranten 69.

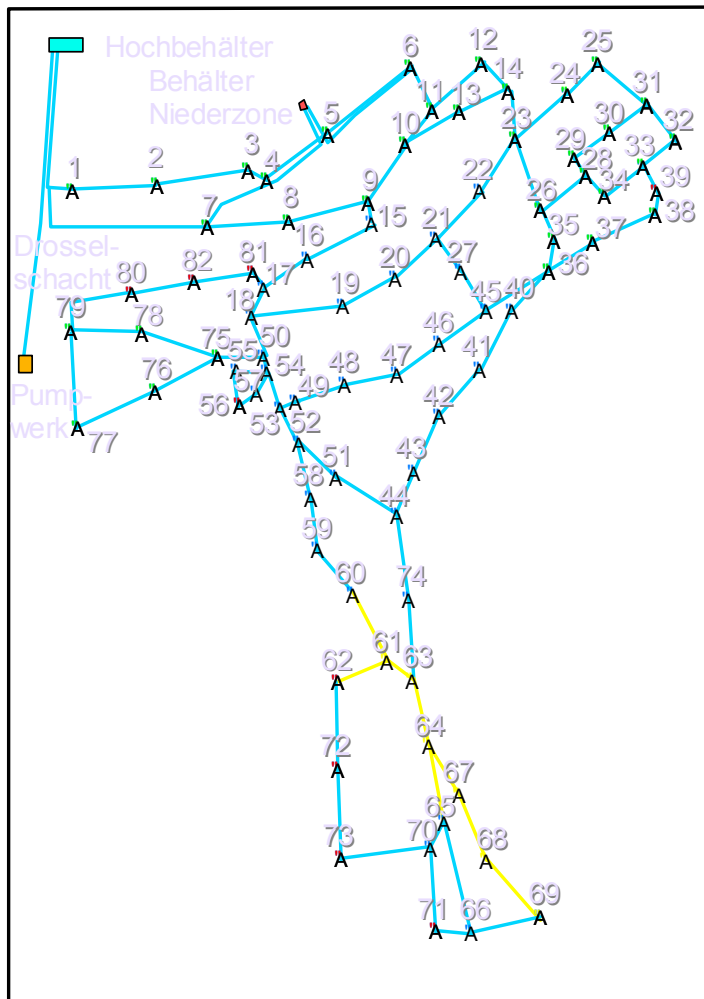


Abbildung 16: Versorgungsengpässe im Brandfall (Stränge gelb selektiert)

Trotz der aufdimensionierten Haupt- und Versorgungsleitung aus Berechnung 2, lässt die Versorgung des Knotens 69 nur eine ungenügende Versorgung zu. Auch die Hochlage des Knotenpunktes ist mit ein Grund für den Versorgungsengpass. Die direkte Leitung von Knoten 60 bis 69 und 61 bis 62 ist wiederum eine Leitung mit DN 80. Aber auch ein Druckabfall von Knoten 74 bis 63 lässt sich nach Verlängerung der Hauptleitung nicht erklären. Da von Knoten 61 über den Ringschluss kein verstärkter Wassertransport möglich ist, liegt die Entnahmemenge nur bei den für den Haushaltsverbrauch notwendigen Mengen. Um die Durchflussmenge zu erhöhen und auch einen hohen Wassertransport über die Ringleitung zu ermöglichen, wird die Hauptleitung von Knoten 44 bis 63 auf DN 125 und die Leitungsstränge von Knoten 60 bis 69, 61 bis 62 und 64 bis 65 auf DN 100 erweitert. Die Nachberechnung nach Neubemessung erbrachte die geforderten Entnahmewerte. Durch die Aufdimensionierung ergaben sich an den weiteren Entnahmeknoten 73 und 59 keine Löschwasserengpässe und starke Druckabfälle im Netz.

17.5 Berechnung und Netzanalyse 4

Entnahme des Löschwassers am Knotenpunkt 77

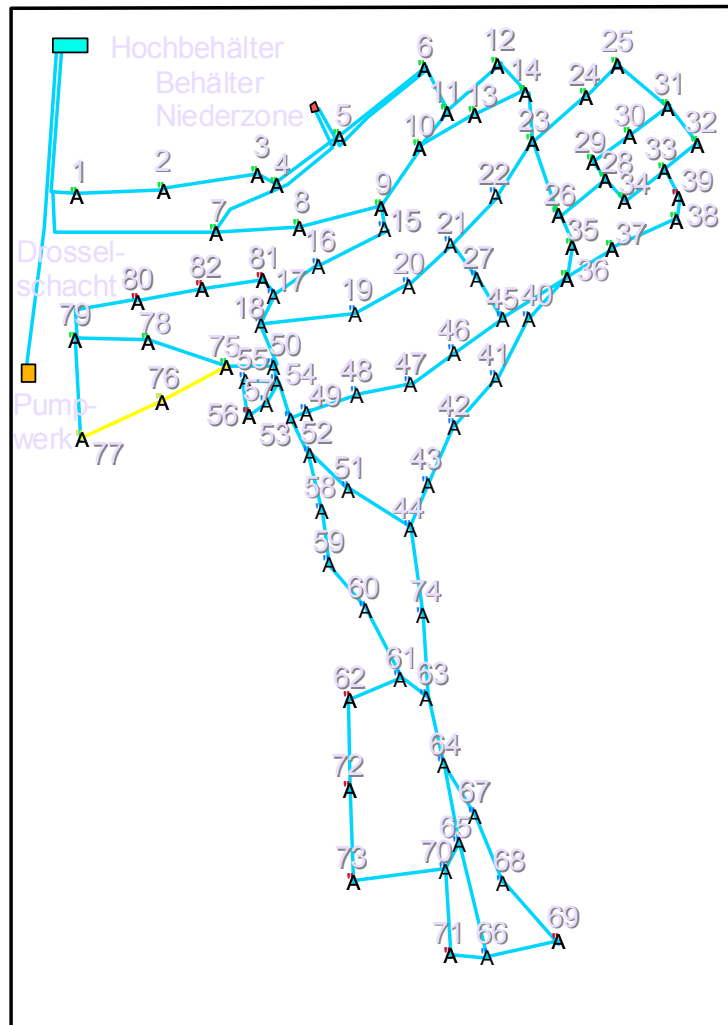
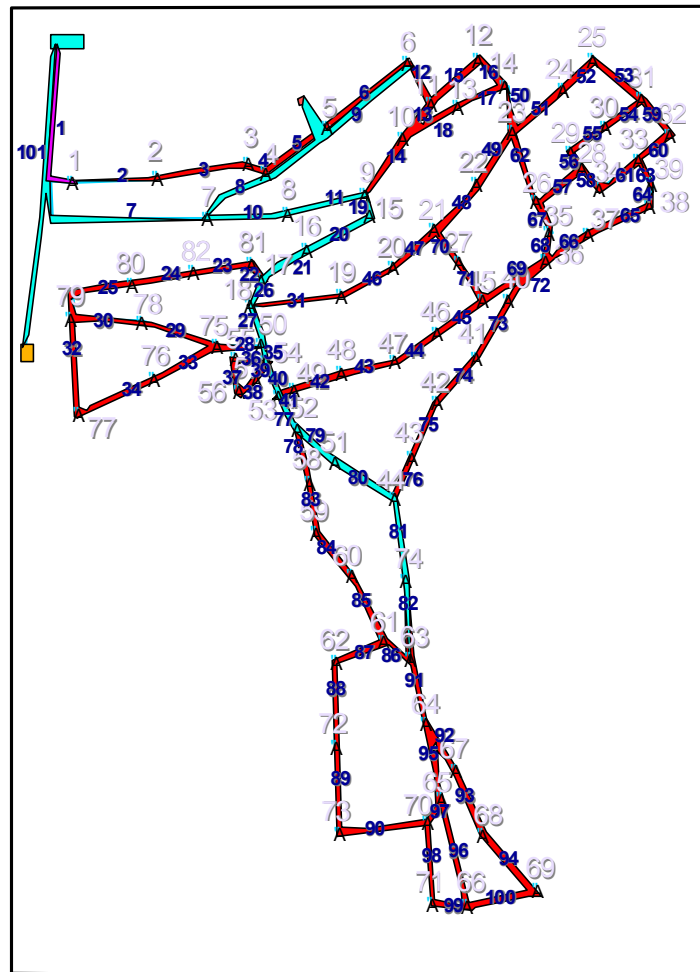


Abbildung 17: Versorgungsengpässe im Brandfall (Stränge gelb selektiert)

Durch die nach der Berechnung veränderten Rohrquerschnitte lässt sich ein relativ stabiles Verhalten des Rohrnetzes feststellen. Die Entnahme aus Knoten 77 führte zwar zu einer Unterversorgung der Haushalte im Strang Knoten 75 bis 76 durch Druckabfall. Die Löschwasserversorgung war jedoch ausreichend. Da bei der bisherigen Berechnung und Netzanalyse überwiegen der Rohrdurchmesser DN 80 zur Löschwasserknappheit führte, werden sämtliche Rohre dieses Durchmessers in DN 100 dimensioniert. Bei den nachfolgend vorgenommenen Berechnungen im Außen- und Innennetz wurde ein stabiles System vorgefunden.

Abbildung 18 zeigt das neu berechnete Wasserleitungsnetz mit Rohrquerschnitten.

Gemeinde Wiernsheim Wasserversorgung Iptingen



- A Hydranten
- Netz DN 200
- Netz DN 125
- Netz DN 100
- Wasserbehälter.shp
- Pumpwerk.shp
- Hochbehälter.shp
- Leitungsnetz.shp
- Theme20.shp

Netzplan
mit Hydranten

Abbildung 18: Netzplan mit NW nach Neuplanung und Neuberechnung

In **Abbildung 19** ist das Wasserverteilungsnetzes dargestellt. Die zugehörigen Daten sind der **Tabelle 4** zu entnehmen.

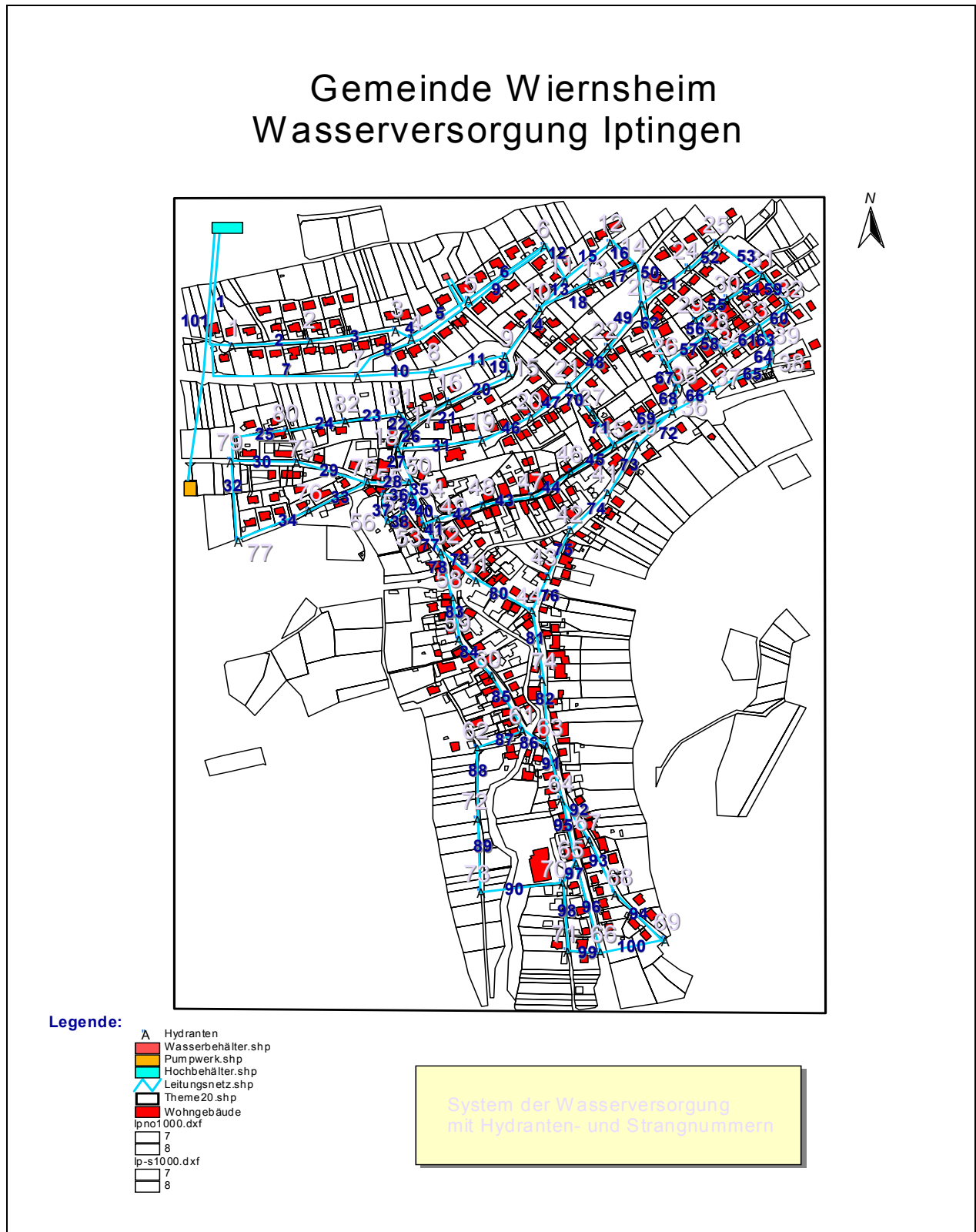


Abbildung 19.: Wasserversorgungsnetz mit Hydranten, Behältern und Gebäuden

Zone	Ltg.-Nr.	DN	Ström. -V	Durchfluss m³s-1	Länge	Durchfl. m³s-1	Durchfl. ges.	stat.Dr.bar
H	1	200	1.8	0.031	186.8	0.056	5.791	0.0
H	2	100	1.2	0.008	99.2	0.010	0.794	5.2
H	3	100	1.2	0.008	106.2	0.010	0.850	5.5
H	4	100	1.2	0.008	24.8	0.010	0.198	5.9
H	5	100	1.2	0.008	90.8	0.010	0.726	5.9
H	6	100	1.2	0.008	128.4	0.010	1.027	5.7
N	7	125	1.4	0.012	229.9	0.017	2.759	6.4
N	8	125	1.2	0.012	214.7	0.014	2.576	6.2
N	9	125	1.4	0.012	178.8	0.017	2.146	1.5
N	10	125	1.2	0.012	97.3	0.014	1.168	3.0
N	11	125	1.2	0.012	96.1	0.014	1.153	3.5
N	12	100	1.2	0.008	57.6	0.010	0.461	2.1
N	13	100	1.2	0.008	53.5	0.010	0.428	3.2
N	14	100	1.2	0.008	79.7	0.010	0.638	3.5
N	15	100	1.2	0.008	81.5	0.010	0.652	3.1
N	16	100	1.2	0.008	46.3	0.010	0.370	3.8
N	17	100	1.2	0.008	63.8	0.010	0.510	4.1
N	18	100	1.2	0.008	75.5	0.010	0.604	3.7
N	19	125	1.4	0.012	22.2	0.017	0.266	4.3
N	20	125	1.4	0.012	88.6	0.017	1.063	4.6
N	21	125	1.4	0.012	59.9	0.017	0.719	4.6
N	22	100	1.2	0.008	23.9	0.010	0.191	4.6
N	23	100	1.2	0.008	68.1	0.010	0.545	4.1
N	24	100	1.2	0.008	78.5	0.010	0.628	3.6
N	25	100	1.2	0.008	106.1	0.010	0.849	3.3
N	26	125	1.2	0.012	35.4	0.014	0.425	5.0
N	27	125	1.2	0.012	49.7	0.014	0.596	5.0
N	28	100	1.2	0.008	53.5	0.010	0.428	5.0
N	29	100	1.2	0.008	94.0	0.010	0.752	4.6
N	30	100	1.2	0.008	83.3	0.010	0.666	3.8
N	31	100	1.2	0.008	109.6	0.010	0.877	5.0
N	32	100	1.2	0.008	111.1	0.010	0.889	4.0
N	33	100	1.4	0.008	85.1	0.011	0.681	4.5
N	34	100	1.2	0.008	100.2	0.010	0.802	4.0
N	35	125	1.2	0.012	20.2	0.014	0.242	5.0
N	36	100	1.4	0.008	37.7	0.011	0.302	5.0
N	37	100	1.4	0.008	42.0	0.011	0.336	4.9
N	38	100	1.4	0.008	24.2	0.011	0.194	5.0
N	39	100	1.4	0.008	27.5	0.011	0.220	5.0
N	40	125	1.2	0.012	47.7	0.014	0.572	5.0
N	41	100	1.2	0.008	27.7	0.010	0.222	5.0
N	42	100	1.2	0.008	65.5	0.010	0.524	5.0
N	43	100	1.2	0.008	62.6	0.010	0.501	5.0
N	44	100	1.2	0.008	61.0	0.010	0.488	5.0
N	45	100	1.2	0.008	65.4	0.010	0.523	5.0
N	46	100	1.4	0.008	70.1	0.011	0.561	5.0
N	47	100	1.4	0.008	67.3	0.011	0.538	5.0
N	48	100	1.2	0.008	76.3	0.010	0.610	5.0
N	49	100	1.2	0.008	73.1	0.010	0.585	5.0
N	50	100	1.2	0.008	55.6	0.010	0.445	5.0
N	51	100	1.2	0.008	83.4	0.010	0.667	5.2
N	52	100	1.2	0.008	53.2	0.010	0.426	5.2
N	52	100	1.2	0.008	53.2	0.010	0.426	5.2

N	53	100	1.2	0.008	77.4	0.010	0.619	5.4
N	54	100	1.2	0.008	56.7	0.010	0.454	5.4
N	55	100	1.2	0.008	53.1	0.010	0.425	5.3
N	56	100	1.2	0.008	29.7	0.010	0.238	5.1
N	57	100	1.2	0.008	66.2	0.010	0.530	5.0
N	58	100	1.2	0.008	32.2	0.010	0.258	5.2
N	59	100	1.2	0.008	57.9	0.010	0.463	5.5
N	60	100	1.2	0.008	48.0	0.010	0.384	5.5
N	61	100	1.2	0.008	55.1	0.010	0.441	5.3
N	62	100	1.2	0.008	90.2	0.010	0.722	5.0
N	63	100	1.2	0.008	38.1	0.010	0.305	5.4
N	64	100	1.2	0.008	26.1	0.010	0.209	5.3
N	65	100	1.2	0.008	82.5	0.010	0.660	5.2
N	66	100	1.2	0.008	64.9	0.010	0.519	5.0
N	67	100	1.2	0.008	39.4	0.010	0.315	5.0
N	68	100	1.4	0.008	36.2	0.011	0.290	5.0
N	69	100	1.2	0.008	90.7	0.010	0.726	5.0
N	70	100	1.4	0.008	46.8	0.011	0.374	5.0
N	71	100	1.4	0.008	57.8	0.011	0.462	5.0
N	72	100	1.4	0.008	64.5	0.011	0.516	5.0
N	73	100	1.4	0.008	78.0	0.011	0.624	5.0
N	74	100	1.4	0.008	71.6	0.011	0.573	5.0
N	75	100	1.4	0.008	73.6	0.011	0.589	5.0
N	76	100	1.4	0.008	49.7	0.011	0.398	5.0
N	77	125	1.2	0.012	44.3	0.014	0.532	5.0
N	78	100	1.2	0.008	67.3	0.010	0.538	5.0
N	79	125	1.4	0.012	63.1	0.017	0.757	5.0
N	80	125	1.4	0.012	86.3	0.017	1.036	5.0
N	81	125	1.2	0.012	98.1	0.014	1.177	5.0
N	82	100	1.2	0.008	93.3	0.010	0.746	5.0
N	83	100	1.2	0.008	60.0	0.010	0.480	5.0
N	84	100	1.2	0.008	68.0	0.010	0.544	5.0
N	85	100	1.4	0.008	89.5	0.011	0.716	5.0
N	86	100	1.4	0.008	41.6	0.011	0.333	5.0
N	87	100	1.4	0.008	62.2	0.011	0.498	5.0
N	88	100	1.2	0.008	103.0	0.010	0.824	5.0
N	89	100	1.2	0.008	105.1	0.010	0.841	5.0
N	90	100	1.2	0.008	107.9	0.010	0.863	5.0
N	91	100	1.4	0.008	79.3	0.011	0.634	5.0
N	92	100	1.3	0.008	67.6	0.010	0.541	4.7
N	93	100	1.2	0.008	81.7	0.010	0.654	3.8
N	94	100	1.1	0.008	97.4	0.009	0.779	3.0
N	95	100	1.4	0.008	94.8	0.011	0.758	5.0
N	96	100	1.2	0.008	132.7	0.010	1.062	4.2
N	97	100	1.2	0.008	33.7	0.010	0.270	5.0
N	98	100	1.2	0.008	97.3	0.010	0.778	5.0
N	99	100	1.2	0.008	43.8	0.010	0.350	4.5
N	100	100	1.0	0.008	85.2	0.008	0.682	3.2
D	101	125	0.0	0.012	352.5	0.000	4.230	0.0

Tabelle 4: Angaben zum neuen Wasserverteilungsnetz

17.6 Berechnung mit Gleichzeitigkeitsfaktor

Eine andere Möglichkeit der Netzberechnung bietet die Methode der Anschlusswerte mit Gleichzeitigkeitsfaktor. Hier wird für jede Zapfstelle die maximale Wasserentnahme bei voller Öffnung ermittelt. Die Summe der ermittelten Entnahmen wird durch einen Faktor reduziert, der berücksichtigt, dass die gleichzeitige Entnahme aus allen Zapfstellen mit zunehmender Zapfstellenzahl immer unwahrscheinlicher wird. Der Faktor berechnet sich aus \sqrt{Z} , wobei Z die Anzahl Einheiten bezeichnet.

Aus der Summe der Quadrate der Belastungseinheiten kann der erforderliche Leitungsdurchmesser berechnet werden, wenn als zulässige Geschwindigkeit 2 m s⁻¹ angenommen wird, die nicht dauernd überschritten werden soll.

$$D = 25 \sqrt{\sum q^2} = 12.5 \sqrt{Z}$$

mit q in l s⁻¹ der einzelnen Zapfstellen
 Z in Belastungswerten
 D in mm

18.00 Rohrnetzüberwachungsmanagement

Die Führung des Rohrnetzbetriebes erfordert die Überwachung und Kontrolle des Wasserhaushaltes (Einspeismengen), die Überprüfung der Anlagenteile auf Zustand und Funktion nach vorgegebenen Kriterien bzw. auf Verluste mit geeigneten Verfahren im Rahmen der Instandhaltungsmaßnahmen. Zur Führung und Auswertung der betrieblichen Informationen hat sich der Einsatz von Computern bewährt. Die Auswertung der Betriebsdaten über mehrere Jahre gibt Auskunft über den Zustand und die Entwicklung der Schwachstellen des Leitungssystems und dessen Einbauten. Diese Ergebnisse sind dann Grundlagen für Entscheidungen von Sanierungen oder Erneuerungen von Rohrleitungen und Anlagenteile, zur Sicherstellung der Versorgung, zur Substanzerhaltung der Anlagenteile und zur gezielten wirtschaftlichen Steuerung der Instandhaltungsmaßnahmen. KILCHMANN, A.: (1997).

Ein Rohrnetzüberwachungsmanagement mittels integrierter PC-Programmen gliedert sich im wesentlichen in drei Bereiche.

18.1 Netzinformation

Netzinformation betrifft die Leitungsdarstellung in Leitungsplänen, Übersichtsplänen, Schemaplänen und Anschlusskizzen. Die numerischen Datenbanken der Leitungsdaten, Anschlussdaten, Armaturendaten und Einbauten (Leitungsdokumentation). Abhängig davon sind Schnittstellen zu anderen Anwendungen wie Vermessung, Lagerverwaltung allgemeine EDV, Betriebsablauf, Tarifwesen und Betriebswirtschaft.

18.2 Planungsinformation

Diese bezieht sich auf das Netzmodell zur Ermittlung des hydraulischen Istzustandes und Reserven des Rohrnetzes, Behälterbelastung sowie von Planungsvarianten (Rohrnetzberechnung). Beispielsweise kann durch Umschalten der Betriebszustände direkt am Monitor ein Belastungsfall für eine Planung / Störfall / Spülpläne mit farbiger Darstellung von Fließgeschwindigkeiten und Druckverhältnissen und somit eine optimierte Sanierung des Rohrnetzes simuliert werden.

18.3 Betriebsinformation

Hierunter fällt die Verarbeitung der täglich anfallenden Betriebsdaten, wie Schadensdaten, Netz- und Armaturenüberprüfung, Einspeisedaten (Früherkennung der Netzverluste) und Gütekontrolldaten sowie andere, zur systematischen Wartung und Instandhaltung der Anlagenteile (Rohrnetzüberwachung). Voraussetzung hierfür sind natürlich entsprechende Dateien, wie z. B. Leitungsdatei, Armaturendatei, Anschlussdatei, Schadensdatei, Gebäudedatei, die dann mittels EDV-Verknüpfung von Grafik-Datenbank und Leitungsplan in den Rohrnetzplan eingeblendet werden können.

Dies ermöglicht die Gegenüberstellung der aktuellen Betriebsergebnisse mit z. B. Vorjahreswerten. Voraussetzung für die Betriebsdatenführung mittels EDV ist die Schematisierung der Datenaufnahme, damit über lange Zeiträume vergleichende Auswertungen möglich sind. Die einzelnen Dateien sollen Angaben zur Versorgungszone, Lfd.-Nr., Straße, Abschnitts-Nr., Plan-Nr., Armatur-Nr., DN-Leitung, DN-Armatur, Art und Funktion, Material, Einbaujahr, Länge, Schadensteil, Schadensart, Gebäudeart und Wohneinheiten sowie ähnlich zweckmäßige Angaben enthalten.

Die Betrachtung der Schadensentwicklung über mehrere Jahre gibt Aufschluss über die Entwicklung der Schadensdynamik, die für die Versorgungs- und Anschlussleitungen getrennt dargestellt werden soll. Eine genauere Betrachtung der Schadensentwicklung, z. B. für einzelne Versorgungszone, für bestimmte Materialien oder bestimmte Nennweiten geben ein schärferes Bild über die Schadensstatistik bezogen auf die Leitungslänge (Schäden je km Leitungslänge) zur Beurteilung von Trends der Schwachstellen im Rohrnetz. Die Auswertung der Betriebsdaten über mehrere Jahre und die Gegenüberstellung der Schäden bezogen auf Material, Nennweiten, Verlegejahr und anderen Parametern kann mit einem GIS graphisch dargestellt werden um Maßnahmen für Erneuerungen einzuleiten.

19.00 Schlussbetrachtung

Der Einsatz eines GIS bei der Neuplanung der Wasserversorgung hat sich für alle Bereiche der Bearbeitung ausgezeichnet bewährt und als ein Werkzeug mit nahezu unbegrenzten Möglichkeiten erwiesen.

Wie sich aus den Berechnungen ersehen lässt, war die Neuplanung der Wasserversorgung ein Akt welcher schon lange überfällig war. Der nirgends in seiner Gesamtheit dokumentierte Bestand des Wasserversorgungsnetzes zeugt von der Leichtfertigkeit mit welcher das kostbare Gut des Trinkwassers behandelt wurde und noch wird.

Die Wasserverluste in der Gesamtgemeinde erreichten im Jahre 1999 den unvorstellbaren Anteil von 35 % an der Gesamtförderung und Verteilung. Das Wasserverteilungsnetz sollte deshalb auch in den anderen Ortsteilen einer Generalüberholung unterzogen werden. Selbstverständlich liegen auch Unstimmigkeiten in den zum Teil veralteten Messeinrichtungen. Die Durchlaufzähler an den Einlauf- und Auslassleitungen der Behälter weisen schon durch die große Durchströmmenge Fehler auf, die nicht nur durch eine Eichung am Flügelrad behoben werden können, sondern auch die inneren Komponenten der Zähler bedürfen einer Eichung.

Bei der Neuplanung und Neuberechnung wurde auf die Einhaltung wirtschaftlicher Rohrdurchmesser geachtet. Bei optimalen bzw. wirtschaftlichen Rohrdurchmessern erreicht die Summe von Einstellungskosten und Barwert der Betriebskosten ein Minimum. Eine andere Berechnungsart mit gleichem Ergebnis geht vom Minimum der Summe aus Betriebskosten und Kapitaldienst für Verzinsung und Tilgung der Erstellungskosten aus.

Für die Ermittlung des wirtschaftlichen Rohrdurchmessers müssen also Annahmen über zukünftige Zinssätze und über die Abschreibungspraxis gemacht werden. Bei der langen Lebensdauer der Rohrleitungen von 50 Jahren und mehr ist eine genügende Sicherheit für solche Annahmen während der ganzen Abschreibungszeit nicht gegeben.

Noch unsicherer sind die Annahmen über die Betriebskosten, die wesentlich vom Energiepreis während der gesamten Lebensdauer der Leitung abhängen. Schließlich ist auch zu prüfen, ob die Leitung ständig mit dem vollen Volumenstrom belastet wird oder ob der Bemessungsstrom nur während kurzer Zeit (z. B. im Hochsommer) benötigt wird und zu den übrigen Zeiten eine viel geringere Belastung eintritt.

Andererseits ist zu beachten, dass die Leistungsfähigkeit einer Leitung nur schwierig zu erhöhen ist, sodass meist auf den höchsten, in ferner Zukunft zu erwartenden Volumenstrom dimensioniert werden muss.

Die Berechnung des wirtschaftlichsten Rohrdurchmessers darf also nur unter genauer Festlegung der Annahmen und Voraussetzungen durchgeführt werden und muß vom Entscheidungsträger unter Würdigung dieser Annahmen und Voraussetzungen gewichtet werden.

Der wirtschaftlichste bzw. optimale Rohrdurchmesser ist somit nur ein Bemessungswert unter zahlreichen anderen Bemessungskriterien.

Die jetzt vorhandenen Daten lassen sich durch weitere Attribute und Parameter, während der Bauzeit, zu einem voll funktionsfähigen Kanalinformationssystem ausweiten das auf Zukunft betrachtet sämtliche Informationen schnell bereitstellt.

20.00 Literaturverzeichnis

BAASHUS, N.:

Druckhöhenverlust in Leitungen mit kontinuierlich veränderlichem Querschnitt (1930)

BAUR, A.:

Die Wasserspeicherung – ein wichtiger Teil der Wassergewinnungs- und Wasserverteilungsanlagen (1991)

DVGW Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches

Berechnung von Rohrnetzen mit elektrischen Datenverarbeitungsanlagen (1986)

GANDENBERG, W.:

Druckschwankungen in Wasserversorgungsanlagen (1950)

KOTTMANN, A.:

Druckstoßermittlung in der Wasserversorgung (1992)

NABER, G.:

Transportation of water over long distances (1982)