

III-3
74

Joseph Kersch 1083.



PROJECT

IV/42-69

FÜR DAS

WASSERWERK LAIBACH

VON

OSCAR SMREKER.



ERLÄUTERUNGS-BERICHT.



Inv. številka 1083		
Omara III	Po ica 3	Številka 77

PROJECT

FÜR DAS

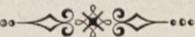
WASSERWERK LAIBACH

VON

OSCAR SMREKER.



ERLÄUTERUNGS-BERICHT.



LAIBACH.

VERLAG DES STADTMAGISTRATES LAIBACH.

DRUCK VON KLEIN & KOVAČ.

III 33555 II L, a, a

PROJECT

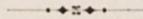
WASSERWERK LAIBACH

OGOSTR. EMERITUS



F. Z. B. 12.12.2/1951

INHALT



	Seite
Einleitung	1
I. Allgemeine Hydrographie der Umgebung von Laibach	3
II. Specielle hydrologische Untersuchungen	4
III. Die Qualität des Wassers	13
IV. Untersuchungen über die Ergiebigkeit des Grundwasserstromes	23
V. Der Wasserbedarf	34
VI. Die Druckhöhe	39
VII. Allgemeine Disposition der Wasserversorgungs-Anlage	41
VIII. Beschreibung der einzelnen Bauobjecte	45
IX. Anlagekosten	67
X. Vergleiche der beiden Varianten	70
Anhang: Tabelle I.	71
Tabelle II.	73





EINLEITUNG.



ie mit der Anlage einer städtischen Wasserversorgung zusammenhängenden und dazu erforderlichen Arbeiten kann man im Allgemeinen in drei grosse von einander zeitlich und sachlich getrennte Gruppen scheiden, und zwar:

- a) die Vorarbeiten,
- b) das Detail-Project,
- c) die Bauausführung.

Die Vorarbeiten bezwecken die Ermittlung der für die Versorgung der betreffenden Stadt geeignetsten Bezugsquelle und umfassen die Untersuchungen über die Qualität und Ergiebigkeit derselben und werden dann als mit positivem Resultate abgeschlossen betrachtet werden, wenn es gelungen ist, den in jeder Beziehung geeignetsten Bezugsort nachzuweisen.

Das Detail-Project einer Wasserversorgungs-Anlage fusst auf dem Resultate der Vorarbeiten und sind in demselben alle jene Massnahmen und Vorkehrungen principiell festzustellen, welche erforderlich sind, um das Wasser der ins Auge gefassten Bezugsquelle zu gewinnen, dem Versorgungsgebiete zuzuführen und dort entsprechend zu vertheilen.

Während demnach die Erforschung der geeignetsten Bezugsquelle eine Aufgabe vorwiegend speculativer Natur ist, bietet die Aufstellung eines Detail-Projectes lediglich eine Constructions-Aufgabe, deren Lösung, wenn auch mehr oder minder elegant, wissenschaftlich oder empirisch und dementsprechend rationell und billig, oder unrationell und theuer, immer möglich sein wird.

Die Vorarbeiten für die Wasserversorgung der Stadt Laibach sind nun vor einigen Jahren von einer, von Seiten der Stadt eigens dazu ernannten Wasser-Commission in die Hand genommen worden, und hat diese Commission unter thätiger Mitwirkung des Herrn k. k. Oberbergrathes Dionys Stur, Directors der geologischen Reichsanstalt in Wien, die von ihr übernommene Aufgabe so weit gelöst, dass von den verschiedenen, für die Wasserversorgung der Stadt Laibach in Betracht kommenden Bezugsquellen zwei, nämlich die Tiefquelle bei Skaručna und die Tiefquelle des Laibacher Feldes, als die geeignetsten und einer eingehenden Untersuchung werth erkannt wurden; die Arbeiten dieser Commission sowie das Gutachten des Herrn Directors Stur sind in besonderen Elaboraten niedergelegt, worauf hier ganz speciell hingewiesen werden soll.

Im April v. J. wurde Schreiber dieses von Seiten der Stadt zur Ergänzung der Vorarbeiten mit der Vornahme einer eingehenden hydrologischen Untersuchung der beiden näher ins Auge gefassten Bezugsquellen, nämlich des Quellgebietes bei Skaručna und des Quellgebietes im Laibacher Felde, sowie mit der Aufstellung der auf den Bezug aus diesen beiden Gebieten basirenden Detail-Projecte für eine einheitliche Wasserversorgung der Stadt Laibach betraut und sind die Resultate der diesbezüglichen Arbeit in dem vorliegenden Elaborate enthalten.

Die hydrologischen Untersuchungen, welche in den Abschnitten I und II niedergelegt sind, umfassen einheitlich die beiden ins Auge gefassten Bezugsgebiete, indem die Wässer derselben sich als sachlich identisch und nur durch formales Auftreten verschieden dargestellt haben; die Aufstellung der Detail-Projecte und Kostenanschläge ist jedoch für das Laibacher Feld und für Skaručna getrennt erfolgt, damit die beiden Projecte auch in Bezug auf ihre Anlagekosten mit einander verglichen werden könnten.

Für die Disposition der Anlage waren für mich die nachstehenden Erwägungen leitend.

Eine Wasserleitung wird technisch rationell und finanziell vortheilhaft angelegt sein, wenn dieselbe bei einem minimalen Kostenaufwande eine in jeder Beziehung zweckentsprechende und ausreichende Versorgung des betreffenden Gebietes gestattet; dabei darf aber nicht nur dem augenblicklichen Bedarfe Rechnung getragen, sondern es muss auch darauf Rücksicht genommen sein, dass eine durch den nachstehenden Bedarf bedingte spätere Vergrößerung im Rahmen der ursprünglichen Anlage möglich sei, ohne dass dadurch ausserordentliche Mehrkosten verursacht würden.

Dementsprechend ist es bei der Disposition der Wasserversorgungs-Anlage von grosser Wichtigkeit, sich über die Leistung der Anlage vollständig im Klaren zu sein, und deshalb wurden die beiden, die Leistung bedingenden Factoren, nämlich der Wasserbedarf sowie die Druckhöhe in den Abschnitten V u. VI einer besonderen Erörterung unterzogen.

Wenn der Umfang dieses Elaborates das sonst für derartige Arbeiten gebräuchliche, viel bescheidenere Mass weit überschreitet, so ist der Grund dafür einzig und allein darin zu suchen, dass ich die Lösung der mir anvertrauten Aufgabe auf der breitesten Basis angestrebt habe.

Es soll mir zur besonderen Genugthuung gereichen, wenn der vorliegenden Arbeit kein anderer Vorwurf als der zu weit gehender Vorsicht und Gründlichkeit gemacht werden kann, denn es ist meine Ueberzeugung, dass es kaum einen anderen Zweig der Technik gibt, wo Oberflächlichkeit und Selbsttäuschung so weittragende und schwerwiegende Folgen haben können, als es auf dem Gebiete der Wasserversorgung der Fall ist.

In der Darstellung war ich bestrebt, die Ausführungen in eine möglichst allgemein verständliche Form zu kleiden und theoretische Speculationen zu vermeiden, soweit dies möglich war; des mathematischen Apparates konnte ich nicht vollständig entbehren, habe denselben aber auf das unerlässliche Mass beschränkt.

Mannheim im Januar 1888.

Smreker.



I.

Allgemeine Hydrographie der Umgebung von Laibach.

Die allgemeine Hydrographie der Umgebung von Laibach ist in den Berichten der städtischen Wasser-Commission sowie in dem Gutachten des Herrn k. k. Oberbergrathes Dionys Stur, Directors der geologischen Reichsanstalt in Wien, eingehend erörtert, und kann ich mich an dieser Stelle damit begnügen, auf diese Arbeiten, sowie auf die beiliegende geologische Karte, Blatt Nr. 2, hinzuweisen.

Wie aus der erwähnten Karte, Blatt Nr. 2, ersichtlich, liegt die Stadt Laibach an der Grenze zweier vollständig von einander getrennten Becken, und zwar des Laibacher Moorbeckens und des oberkrainischen diluvialen Beckens, welches letztere, wie aus den eingangs genannten Arbeiten hervorgeht, einzig und allein für die Wasserversorgung der Stadt Laibach in Betracht kommt.

Dieses oberkrainische Becken ist mit diluvialen Ablagerungen, und zwar vorwiegend Kies- und Geröllschichten, zwischen welchen auch mehr oder minder mächtige Conglomeratbänke eingebettet sind, ausgefüllt; ein durch die Punkte Gross-Kahlenberg, Flödnig, Vranšica und Debeli Vrh näher bezeichneter Höhenzug theilt das oberkrainische Becken in zwei Theile, deren nördlicher in der Folge als das Becken von Krainburg, während der südliche Theil als das Laibacher Becken bezeichnet werden soll.

Die beiden genannten Becken stehen jedoch durch den Einschnitt der Save bei Zwischenwässern, durch den Thalriss bei Skaručna, sowie durch die breite Niederung bei Mannsburg mit einander in directer Verbindung, und ist es ganz zweifellos, dass diese beiden Theile geologisch als zusammenhängend zu betrachten sind.

Die generellen Untersuchungen der Wasser-Commission haben nun gezeigt, dass das gesamte diluviale Becken mit Grundwasser erfüllt ist, dessen Vorhandensein sich einerseits durch bestehende Brunnen, anderseits durch das Zutagetreten von Quellen documentirt; die gemachten Untersuchungen liessen es à priori als wahrscheinlich erscheinen, dass das Auftreten von Grundwasser im ganzen diluvialen Becken ein continuirliches sei, dass also das bei Skaručna durch die natürlichen Verhältnisse zutagetretende Grund- resp. Quellwasser identisch mit dem, dem physischen Auge unsichtbaren Grundwasser des Laibacher Feldes sei, welche Voraussetzung durch die im folgenden Abschnitte erörterten speciellen hydrologischen Untersuchungen als unzweifelhaft richtig nachgewiesen wurde.

Von diesem Gesichtspuncte ausgehend, mussten die speciellen hydrologischen Untersuchungen für die beiden von der Wasser-Commission in Aussicht genommenen Bezugsorte, nämlich das Gebiet bei Skaručna und das Laibacher Feld, einheitlich durchgeführt werden, wie dieses auch thatsächlich geschehen ist.





II.

Specielle hydrologische Untersuchungen.

Das Quellgebiet von Skaručna sowie das Laibacher Feld, welche nach den allgemeinen Untersuchungen sich als die geeignetsten Bezugsquellen für das zur Versorgung der Stadt Laibach erforderliche Wasser ergaben, liegen beide in dem südlichen Theile des oberkrainischen Diluvial-Beckens, welches speciell als das Laibacher Becken bezeichnet wurde, und deshalb wurden die speciellen hydrologischen Untersuchungen auf dieses Becken allein beschränkt.

Diese Untersuchungen sollen in erster Linie die Erscheinungsform des auf diesem Gebiete auftretenden Grundwassers, dessen Vorhandensein durch die verschiedenen Brunnen, Quellen u. s. w. nachgewiesen ist, feststellen; nur in dem Falle, wenn das Grundwasser als mächtiger Grundwasserstrom auftritt, kann darauf die Versorgung der Stadt Laibach mit völliger Sicherheit des Bezuges basirt werden; es muss ferner untersucht werden, ob das Grundwasser bedeutenden Schwankungen ausgesetzt ist, und welchen Einfluss diese Schwankungen auf die Ergiebigkeit, resp. Durchflussmenge ausüben können. Von besonderer Wichtigkeit sind die Untersuchungen über die Beschaffenheit des Untergrundes, sowie über die Qualität des Grundwassers. Ferner musste auch noch der Zusammenhang, resp. die Abhängigkeit des auf dem untersuchten Gebiete vorhandenen Grundwassers von dem Wasser der Save in den Kreis der Untersuchungen gezogen werden.

Demnach kann man die Aufgabe der speciellen hydrologischen Untersuchungen, wie folgt, präcisiren:

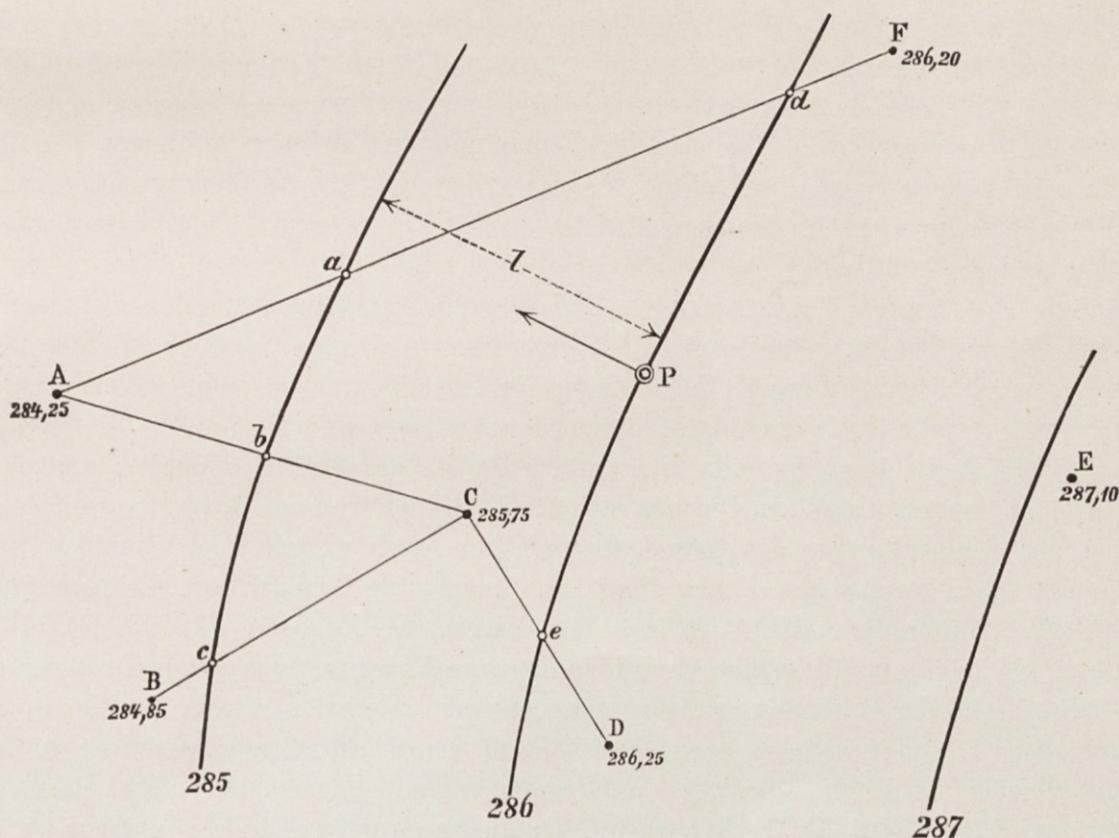
- 1) Ermittlung der Erscheinungsform des Grundwassers;
- 2) wenn dasselbe einen Grundwasserstrom bildet, so sind Richtung, Gefälle und seitliche Ausdehnung desselben zu bestimmen;
- 3) Feststellung des Abhängigkeitsverhältnisses zwischen dem Grundwasser und dem Wasser der Save;
- 4) Ermittlung der Grundwasser-Schwankungen und deren voraussichtlicher Einfluss auf die Durchflussmengen des unterirdischen Stromes;
- 5) Untersuchungen über die zu Gebote stehende Mächtigkeit des Grundwasserstromes in verticalem Sinne;
- 6) Untersuchungen der Bodenverhältnisse des Untergrundes;
- 7) Ermittlung der zweckmässigsten örtlichen Disposition der Wassergewinnungsanlage.

Die eingehenden Untersuchungen über die Qualität des auf dem untersuchten Gebiete auftretenden, resp. erschlossenen Grundwassers, sowie die Untersuchungen über die Ergiebigkeit, resp. Durchflussmengen desselben, welche streng genommen ebenfalls den speciellen hydrologischen Untersuchungen beizufügen sind, sind jedoch wegen ihres eigenartigen Charakters hier ausgeschieden und werden je für sich allein in speciellen Abschnitten behandelt.

Aus der hydrologischen Karte, Blatt Nr. 3, ist dieses specieller untersuchte Gebiet in seiner Configuration, seinen topografischen und hydrologischen Verhältnissen dargestellt.

Für die Erkenntniss der Erscheinungsform des auftretenden Grundwassers ist eine Aufnahme des Grundwasserspiegels in Horizontalcurven erforderlich; kennt man für einen und denselben Zeitpunkt die absoluten Höhen (Coten) des Grundwasserspiegels für eine Reihe über das Gebiet zerstreuter Punkte, so ist es durch Anwendung des Interpolationsverfahrens ohne Weiteres möglich, eine Reihe von Punkten zu bestimmen, in welchen das Grundwasser eine gewisse vorgeschriebene Höhe besitzt; verbindet man nun diese Punkte gleicher Höhe des Grundwassers, so erhält man in den meisten Fällen eine stetige Curve, welche man als Isohypse des Grundwassers oder als Horizontalcurve des Grundwasserspiegels zu bezeichnen pflegt; längs einer solchen Isohypse hat das Grundwasser überall dieselbe absolute Höhe, wodurch eine Bewegung des Grundwassers in der Richtung der Isohypse ausgeschlossen ist; die Bewegung des Grundwassers ist nur möglich in der Richtung von der einen Horizontalcurve nach der nächst tiefer gelegenen, und zwar wird die Bewegung in der Linie des grössten Gefälles, also in der Normalen auf die Isohypse erfolgen müssen. Die Aufnahme des Grundwasserspiegels in Horizontalcurven löst demnach neben der Frage nach der Erscheinungsform des Grundwassers mit einem Schlage auch noch die Frage nach der Richtung und dem Gefälle des Grundwasserstromes, denn nur der Spiegel eines Stromes lässt sich in Horizontalcurven aufnehmen, während der Spiegel eines Beckens horizontal ist.

Die beistehende Skizze möge das eben Gesagte erläutern. (Fig. 1).



Die Coten des Grundwasserspiegels in den Punkten *A*, *B*, *C*, *D*, *E* und *F* seien, wie in der Skizze beige geschrieben, für denselben Zeitpunkt gegeben; es steht das Grundwasser darnach im Punkte *A*, z. B. 284·25 *m* über dem Adriatischen Meere, während zur gleichen Zeit das Grundwasser im Punkte *B* 284·85 *m*, im Punkte *C* 285·75 *m* über der Adria sich befindet. Zwischen den Punkten *A* und *C* einerseits und zwischen den Punkten *B* und *C* andererseits muss es nun immer in der directen Verbindungslinie *AC* resp. *BC* je einen Punkt *b* oder *c* geben, welcher 285 *m* über der Adria liegt, also die Cote 285 besitzt; nach den Regeln des Interpolationsverfahrens muss sich

der Punct b genau in der Mitte zwischen A und C , der Punct e in $\frac{1}{6}$ der Distanz BC von B entfernt befinden; bestimmt man in analoger Weise den Punct a zwischen A und F etc., so erhält man durch die Puncte a, b, c , etc., die Isohypse 285, d. i. jene Curve, längs welcher das Grundwasser in allen Puncten 285 m über der Adria sich befindet; in analoger Weise kann man die Isohypsen 286.0, 287.0 u. a. construiren. Ein in einem beliebigen Puncte P der Isohypse, z. B. 286, befindliches Wasserpartikelchen, wird im Puncte P nicht ruhen können, sondern muss sich, seiner Schwere folgend, nach den Gesetzen der Hydrodynamik in der Linie des grössten Gefälles nach abwärts zu bewegen, d. h. es wird bestrebt sein, die Isohypse 285 auf dem möglichst kürzesten Wege zu erreichen; diese Linie des grössten Gefälles ist aber die im Puncte P errichtete Normale der Isohypse 286, also wird diese Normale gleichzeitig die Richtung des Grundwasserstromes darstellen.

Die horizontale Entfernung zweier Isohypsen von einander gibt sofort das Gefälle des Grundwasserstromes; in dem vorliegenden Falle gibt der Abstand l der Isohypse 286 von der Isohypse 285 jene Länge, auf welche der Grundwasserspiegel sich um einen Meter gesenkt hat; das Gefälle des Grundwasserstromes ist demnach 1 m auf l m Länge; $1 : l$ ist also das specifische Gefälle des Grundwasserstromes.

Für das in Untersuchung gezogene Gebiet waren in den vorhandenen Brunnen und Quellen eine Reihe von natürlichen Grundwasseraufschlüssen gegeben, denen einige durch Bohrungen aufgeschlossenen Grundwasserspiegel angereicht wurden; die das Gebiet durchziehende Linie der Südbahn und der Rudolphsbahn sind für die erfolgten Zwecke sehr günstig gelegen, indem sie in den Brunnen der Bahnwärtshäuser sehr günstig situirte Beobachtungspuncte bieten.

In der Anlage 1 sind die verschiedenen Beobachtungspuncte zusammengestellt und näher beschrieben; jeder der Grundwasseraufschlüsse wurde mit einem Fixpuncte versehen, dessen Cote durch sorgfältige Nivellements festgelegt wurde. Von diesen Fixpuncten wurden in regelmässigen Zwischenräumen, und zwar jeweils bei sämmtlichen unmittelbar aufeinanderfolgend, die Abstiche bis zum Grundwasser gemessen und auf diese Weise jeweils die Cote des Grundwassers an dem betreffenden Beobachtungspuncte für den speciellen Tag ermittelt, und sind die Resultate dieser Beobachtungen in der Anlage 1 enthalten.

Die in der Anlage 1 zusammengestellten Grundwasser-Beobachtungen umfassen die Zeitperiode von Ende Juni bis Mitte Dezember 1887, erstrecken sich also ungefähr auf die Dauer eines halben Jahres; wenn diese Zeitperiode, auch allgemein betrachtet, keine sehr grosse ist, so können in dem vorliegenden Falle doch die darauf basirenden Schlüsse als vollständig zutreffend betrachtet werden, indem die Beobachtungsperiode den ganzen Herbst des Jahres umfasste, der als ganz exceptionell arm an meteorologischen Niederschlägen betrachtet werden kann, worauf ich bei den Erörterungen der Schwankungen des Grundwasserspiegels noch einmal zurückkommen werde.

In der hydrographischen Karte, Blatt Nr. 3, sind die beobachteten Brunnen und Grundwasseraufschlüsse eingetragen, mit Ausnahme der Puncte Nr. 50, 51, 52, 53, 54, 56 und 57, welche letzteren als bereits weiter östlich für die vorliegende Frage nur von untergeordneter Bedeutung sind; für die während der Beobachtungsdauer eingetretenen minimalen Stände, welche in den Tagen des 30. September, 1. und 2. October beobachtet wurden, wurde der Grundwasserspiegel des ganzen Beobachtungsgebietes in Horizontaleurven aufgenommen und finden sich diese ebenfalls in der hydrographischen Karte, Blatt Nr. 3, eingetragen. Zu diesen Grundwasser-Horizontalen ist erläuternd zu bemerken, dass sich dieselben nur auf das Gebiet beschränken, soweit der Verlauf ein vollständig regelmässiger ist, und wurden deshalb verschiedene an der südwestlichen sowie nordwestlichen Grenze gelegene Brunnen, welche allem Anscheine nach bereits in das das Diluvium unterlagernde Schiefergebirge herabreichen, von der Benützung ausgeschlossen.

Diese Aufnahme des Grundwasserspiegels in Horizontaleurven zeigt, dass das Grundwasser in dem ganzen Laibacher Becken continuirlich zusammenhängt und in Bewegung begriffen ist, also einen Grundwasserstrom bildet, der in seinem Oberlaufe von Nord nach Süd, im Mittellaufe von Nordwest nach Südost strömt und sich schliesslich gegen Osten wendet; diese Continuität, also der

Grundwasserstrom, erstreckt sich auch nördlich über die Save hinaus in der Richtung nach Skaručna hin, und ist damit unzweifelhaft der Nachweis geliefert, dass hydrologisch das bei Skaručna natürlich zutagetretende, also Quellen bildende Grundwasser mit dem Grundwasser des Laibacher Feldes identisch ist. Sehr deutlich zeigt sich dieses Verhalten aus dem in Blatt Nr. 4 dargestellten Längenprofile des Grundwasserstromes, welches nach der auf der hydrografischen Karte, Blatt Nr. 3, punctirt eingezeichneten Linie Skaručna, Rebol, St. Martin, Save, Roje, Kleče, Bohrloch Nr. 1, Pulvermagazin, Brunnen an der Leimfabrik und von da parallel der Südbahn gelegt ist; in diesem Längenprofile, dessen Richtung auch ungefähr mit der Strömungsrichtung des Grundwassers zusammenfällt, sind auf Blatt Nr. 4 die Maxima und Minima der Grundwasserstände innerhalb der Beobachtungsperiode eingetragen, und zwar erstere vom 22., 23. und 24. October roth und letztere vom 30. September, 1. und 2. October blau; dieses Grundwasserprofil zeigt einen bei hohen und niedrigen Grundwasserständen fast parallelen Verlauf des Grundwasserstromes, der in der Nähe des Bohrloches 1 bei den hohen Ständen ein Gefälle von:

1 : 670,

bei den niedrigen Ständen ein Gefälle von

1 : 710

zeigt. Jenseits der Save nimmt das Gefälle bis zum Rebol stark zu und verflacht sich von dort aus ganz auffällig.

Diese Erscheinung erklärt sich vollständig befriedigend aus der Configuration des Thaleinrisses, welche bei Rebol ein Zusammentreten der Thalränder zeigt; diese oberflächliche Configuration lässt aber auch schliessen, dass die das theilweise wasserdurchlässige Bett des Grundwasserstromes bildenden Schiefer etc. beim Rebol unterirdisch etwas näher zusammentreten und dadurch gewissermassen ein natürliches, in den Grundwasserstrom eingebautes Wehr bilden, oberhalb dessen der Spiegel des Grundwasserstromes gestaut und dadurch erhöht wird; auf diesen Umstand ist wohl auch zum grössten Theile das Auftreten der Quellen oberhalb des Rebol zurückzuführen, welche nicht auftreten könnten, wenn das stauende Hinderniss beim Rebol nicht vorhanden wäre, indem dann das Gefälle des Grundwasserstromes von Skaručna bis zur Save ein ziemlich gleichmässiges wäre, wodurch der Grundwasserspiegel beim Rebol bereits tief unter der Thalsole zu liegen käme.

In dem unteren Verlaufe südlich von der Save zeigt jedoch der Grundwasserstrom einen völlig gleichmässigen Verlauf, der auch im Längenprofile durch das fast constante Gefälle zum Ausdruck gelangt; von besonderer Wichtigkeit erscheint der Umstand, dass sich das relative Gefälle bei den verschiedenen Grundwasserständen wenig ändert, dass demnach die Durchflussgeschwindigkeit des Grundwassers, abgesehen von der Beschaffenheit des Untergrundes, hauptsächlich von dem Gefälle des Grundwasserstromes abhängig erscheint und durch die verschiedene Höhe der Grundwasserstände auch nicht merklich alterirt wird.

Zum Vergleiche der absoluten Grösse des Gefälles, welches in dem vorliegendem Falle im Mittel zu

1 : 700

angenommen werden kann, mag hier noch angeführt werden das Gefälle des Grundwasserstromes bei Strassburg, welchem das zur Versorgung der genannten Stadt dienende Wasser entnommen wird und 1 : 1700 beträgt; der nördlich von Mannheim nachgewiesene Grundwasserstrom, auf welchem die Wasserversorgung dieser Stadt basirt, und welcher ein Gefälle von 1 : 1400 zeigt, während das Grundwasser in der lombardischen Tiefebene, nördlich von Mailand und ziemlich nahe am Fusse der Voralpen, welches Gebiet Verfasser dieses in der jüngsten Zeit zu untersuchen Gelegenheit hatte, das relativ starke Gefälle von 150 zeigt.

Auch die Frage nach dem Einflusse des das Laibacher Becken durchziehenden Saveflusses auf den unterirdischen Grundwasserstrom findet aus den erhobenen Thatsachen ihre Erledigung.

Wie das Längenprofil des Grundwasserstromes auf Blatt Nr. 4 zeigt, bleibt das Grundwasser ganz wesentlich unter der Sohle des Saveflusses, und zwar bei niederen Grundwasserständen

sehr erheblich, und setzt das gleichmässige Gefälle, welches es am Laibacher Felde zeigt, auch unter der Save durch, unbeirrt von dieser letzteren, gleichmässig fort, zeigt sich demnach von der Save absolut unabhängig; diese Verhältnisse sind jedoch nicht nur aus dem auf Blatt Nr. 4 dargestellten Profile der Save (St. Martin-Kleče) ersichtlich, sondern finden sich in derselben Weise auch durch die Beobachtungspunkte 19 und 20 bei Ježica bestätigt; in der hydrografischen Karte, Blatt Nr. 3, sind die Horizontaleurven des Grundwassers, welche für die diluviale Terasse voll ausgezogen sind, auch unter der Save durch punctirte fortgesetzt und zwar auf die am linken Ufer befindlichen Grundwasserbeobachtungspunkte 59 (Ůrnuče) und 58 (St. Jakob) bezogen. Diese Fortsetzung schliesst sich nun ganz regelmässig an den Verlauf der Horizontaleurve vom rechten Ufer an, und ist damit der Beweis erbracht, dass auf dem ganzen Gebiete des Laibacher Beckens der Wasserspiegel der Save über dem Grundwasserspiegel liegt, diese beiden Wasserspiegel also von einander vollständig unabhängig sind, was jedoch nur möglich ist, wenn das Bett der Save im Allgemeinen undurchlässig ist.

Diese Thatsache steht im völligen Einklange mit der Erfahrung, welche lehrt, dass Flussbette im Allgemeinen mehr oder weniger wasserundurchlässig sind; diese Erfahrung kann in der völlig befriedigendsten Weise dadurch erklärt werden, dass die im Wasser gelöst enthaltenen Bicarbonate durch die bei der Bewegung in offenem Gerinne entstehende Berührung mit der atmosphärischen Luft etc. einen Theil ihrer Kohlensäure abgeben und dann als unlösliche Monocarbonate niederfallen und so das Bett des Flusses dichten; auch die bei Hochwasser abgesetzten Sinkstoffe wirken in dieser Richtung günstig.

Die Erscheinung, dass das Grundwasser in Flusstälern bedeutend unter dem Wasserspiegel des oberflächlichen Flusslaufes liegt und doch von diesem letzteren vollständig unabhängig ist, ist keine vereinzelte oder selten auftretende, sondern ist mehrfach festgestellt worden; speciell möchte ich hier noch erwähnen, dass ganz analoge Verhältnisse von dem Verfasser dieses für das Thal des Setta, dessen Grundwasser für die Versorgung der Stadt Bologna*) dient, nachgewiesen worden sind.

Der in Vorstehendem geführte Nachweis für die Unabhängigkeit des Grundwassers des Laibacher Feldes von dem Wasser der Save gilt strenge genommen nur für mittlere und kleine Flusswasserstände und erübrigt noch zu untersuchen, welchen Einfluss die Hochwässer der Save, welche über das gewöhnliche Bett des Flusses hinaus das ganze Profil des Inundationsgebietes in Anspruch nehmen, auf das Grundwasser ausüben, indem bei der Ueberflutung solcher Flächen eine theilweise Versickerung à priori nicht ausgeschlossen ist.

In dieser Richtung war die vorliegende Beobachtungsperiode insoferne sehr günstig, als innerhalb derselben in Folge der starken Niederschläge im October v. J., und zwar in den ersten Tagen des November die Save einen ganz ausserordentlich hohen Stand erreichte; in Folge der erwähnten starken Niederschläge war auch das Grundwasser des ganzen Laibacher Beckens seit der zweiten Octoberhälfte im Steigen begriffen, und zwar, wie der auf dem Längenprofile des Grundwasserstromes auf Blatt Nr. 4 aufgenommene Stand vom 22., 23. und 24. October zeigt, vollständig gleichmässig; aus diesem Längenprofile, sowie aus den in der Anlage I zusammengestellten Grundwasserbeobachtungen kann nun mit Sicherheit geschlossen werden, dass die Hochwässer der Save, wenn sie auch die im und in unmittelbarer Nähe des Inundationsgebietes gelegenen Brunnen einigermaßen beeinflussen, doch auf den Grundwasserstrom selbst, dessen Richtung und Gefälle keinen irgendwie nachweisbaren Einfluss auszuüben vermögen.

Damit ist nun nachgewiesen, dass das Grundwasser des Laibacher Beckens von dem Savewasser vollständig unabhängig ist, und diese Erkenntniss erscheint um so wichtiger, als der Laie gerne geneigt ist den unter Umständen wirklich vorhandenen Einfluss der verschiedenen Flusswasserstände auf das Grundwasser zu verallgemeinern, ja darüber hinaus ganz allgemein das Grundwasser in Flusstälern in seiner Entstehung auf das Flusswasser zurückzuführen.

*) Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1883.

Den Untersuchungen über die Schwankungen des Grundwasserstandes und deren Einfluss auf die Durchflussmenge des unterirdischen Stromes mögen einige allgemeinen Betrachtungen über die Entstehung des Grundwassers vorausgeschickt werden.

Auf die Frage nach der Entstehung des Grundwassers eine erschöpfende Antwort zu geben, ist zur Zeit nicht möglich; wie in fast allen Richtungen der Forschung, ist auch hier der Fragen letzte eine, nämlich die nach der Entstehung, vorläufig noch als eine offene zu betrachten, wenn gleich die Möglichkeit ihrer Lösung keineswegs ausgeschlossen ist. Von den vielen Hypothesen, welche zur Erklärung der Entstehung des Grundwassers aufgestellt worden sind, können bis heute nur diejenigen, welche die Atmosphäre als Erzeugerin des Grundwassers annehmen, einen Anspruch auf wissenschaftliche Beachtung erheben. Solcher Hypothesen oder Entstehungstheorien, wie sie vielfach mit besonderer Vorliebe genannt werden, gibt es zwei, nämlich die sogenannte Versickerungstheorie und die Lehre des Herrn Dr. Volger. Diese beiden Theorien sollen im Folgenden in kurzen Worten skizzirt, dabei aber jede kritische Beurtheilung unterlassen werden, da eine solche hier zu weit führen würde.

Unser Planet ist mit einer Atmosphäre umgeben, welche, der Hauptsache nach aus Luft bestehend, neben anderen Bestandtheilen stets mehr oder weniger Wasserdampf enthält; sie schliesst selbstredend nicht mit der Erdoberfläche ab, sondern setzt sich in das Innere fort, die Poren unserer Erdrinde ausfüllend. Der Luftfeuchtigkeit, zu deren Mengenbestimmung besondere Apparate, Hygrometer genannt, dienen, sind die atmosphärischen Niederschläge, die als Regen, Schnee, Hagel, Reif, Thau und Nebel auf die Erdoberfläche gelangen, zu verdanken. Nach der Versickerungstheorie scheidet sich das durch die feuchten Niederschläge auf die Oberfläche gelangte Wasser in drei Theile, von denen der eine verdunstet, der zweite oberflächlich abläuft und der dritte in den Erdboden versickert. Dieses versickerte Wasser erzeugt die Bodenfeuchtigkeit, bezw. das Grundwasser, während der oberflächlich ablaufende Theil der Niederschlagsmenge das Tagwasser bildet. Wie sich die Niederschlagsmenge quantitativ in diese drei Theile scheidet, ist zur Zeit noch gänzlich unbekannt, indem die Ergebnisse der wenigen bisher zur Bestimmung der Versickerungs- und Verdampfungs- menge angestellten Versuche weit auseinander gehen, was bei den ungemeinen Schwierigkeiten, die sich der Durchführung solcher Versuche entgegenstellen, und der grossen Menge grösstentheils noch unbekannter Factoren, welche dabei mitwirken, nicht Wunder nehmen darf.

Herr Dr. Volger bestreitet die Möglichkeit einer solchen Versickerung in grössere Tiefen; er lässt vielmehr das gesammte durch die feuchten Niederschläge auf die Erdoberfläche gelangte Wasser entweder verdunsten oder oberflächlich ablaufen und so das Tagwasser bilden, während er die Bodenfeuchtigkeit und das Grundwasser unmittelbar als Verdichtungsproducte der Luftfeuchtigkeit in den tieferen Schichten entstehen lässt, und zwar in der Weise, dass er annimmt, die in das Innere unseres Erdballes eindringende Atmosphäre schlage ihren Wassergehalt unmittelbar an die kälteren Bodenschichten nieder. Wie man sieht, besteht der Gegensatz zwischen diesen beiden Entstehungshypothesen wesentlich darin, dass die Versickerungstheorie Tag- und Grundwasser aus den aus der Atmosphäre auf den Erdball niederfallenden Hydrometeoren entstehen lässt, während Herr Dr. Volger jede dieser beiden Erscheinungsformen ohne Weiteres für sich aus der Atmosphäre erzeugen lässt, und zwar das Tagwasser durch Verdichtung der Luftfeuchtigkeit über und an der Erdoberfläche, die Bodenfeuchtigkeit, bezw. das Grundwasser durch Verdichtung der Luftfeuchtigkeit im Inneren der Erdrinde.

Da nun nach dem Vorstehenden die Entstehung von Tag- wie Grundwasser auf dieselbe Ursache, die Luftfeuchtigkeit zurückzuführen ist, so folgt, dass auch zwischen den erzeugten Mengen Analogien vorhanden sein müssen; den Massstab für die erzeugten Mengen von Tagwasser bilden die Pegelstände der sichtbaren Wasserläufe, den Massstab für das Grundwasser bildet die Höhe des unbeeinflussten Grundwasserstandes; die Grundwasserschwankungen sind daher ebenso wie die Schwankungen der Wasserstände der sichtbaren Flussläufe im Allgemeinen auf die meteorologischen Verhältnisse zurückzuführen.

Die Durchflussmenge eines unterirdischen Stromes ist in erster Linie von der Menge der atmosphärischen Niederschläge auf dem Niederschlagsgebiete des Stromes, ferner von der Vertheilung der Niederschläge, der Bodenbeschaffenheit und anderen Factoren abhängig; als Kriterien für die Beurtheilung der Durchflussmenge dienen ganz analog, wie bei oberflächlichen Flussläufen, das Profil und die Geschwindigkeitsverhältnisse des Stromes; die Geschwindigkeit des Wassers des unterirdischen Stromes ist abhängig von der Natur des Geschiebes der wasserführenden Schichte und dem Gefälle des Grundwasserspiegels; bei gleichen Verhältnissen des Untergrundes hinsichtlich Durchlässigkeit, Korngrösse des Geschiebes etc. wird pro Flächeneinheit des Querprofiles desto mehr Wasser unterirdisch durchfliessen, je grösser das Gefälle des Grundwasserstromes ist, und umgekehrt.

Die Schwankungen des Grundwasserspiegels ausserhalb der Einwirkungsgrenzen etwa vorhandener oberflächlicher Wasserläufe sind daher nicht nur hinsichtlich ihrer absoluten Grösse zu beobachten, sondern es ist hauptsächlich zu untersuchen, ob mit wechselnden Grundwasserständen nicht auch Veränderungen des Gefälles, resp. der Neigung des Grundwasserspiegels eintreten. — Senkungen des Grundwasserspiegels bewirken eine Verminderung des Durchflussprofils an der betreffenden Stelle, welche direct proportional der stattgehabten Senkung ist; diese Verminderungen des Durchflussprofils sind aber in der Regel dem gesammten Profile gegenüber bedeutungslos. Dagegen bewirken vorkommende Wechsel im Gefälle Aenderungen der Geschwindigkeit des unterirdisch durchfliessenden Wassers, sind daher von bedeutendem Einflusse auf die Durchflussmenge des Grundwasserstromes.

Um ein übersichtliches Bild über die während der Beobachtungs-Periode stattgehabten Schwankungen des Grundwassers zu gewinnen, sind auf den Blättern Nr. 5 und 6 die Beobachtungsergebnisse einiger Brunnen, sowie des Save-Pegels an der Brücke Ježica-Črnuče (Beobachtungspunkt Nr. 20) graphisch aufgetragen; man sieht daraus deutlich, dass das Wasser der Save, sowie das Grundwasser des Laibacher Beckens, in seinen Schwankungen auf dieselben Ursachen zurückzuführen ist; denn während in der Periode von Juni bis Anfang October ein allgemeines Zurückgehen des oberflächlichen, sowie des unterirdischen Wassers zu constatiren war, beginnt in der ersten Hälfte des October in Folge der bereits erwähnten kräftigen Niederschläge ein gleichzeitiges allgemeines Steigen der Wasserstände, das bis zum Herbste anhält.

Von practischem Werthe sind hauptsächlich für die Disposition der Wassergewinnungs-Anlage die Minima der Grundwasserstände; in dieser Beziehung ist nun wohl anzunehmen, dass die Grundwasserstände im September vergangenen Jahres ziemlich nahe einem absoluten Minimum gekommen sind, indem die Wasserstände, wie die in der Anlage I enthaltenen Angaben über die Coten der Brunnensohlen zeigen, in einigen seit langer Zeit bestehenden und stets im Gebrauche gewesenen Brunnen, wie z. B. am Pulvermagazin und am Munitionsmagazin, im September vorigen Jahres einen so geringen Stand erreichten, dass man mit Sicherheit schliessen kann, dass, wenn dieses in früheren Jahren in noch stärkerem Masse der Fall gewesen wäre, man nothgedrungen die Brunnen hätte vertiefen müssen.

Das auf Blatt Nr. 6 aufgetragene Diagramm der Grundwasserbeobachtungen am Bohrloch Nr. I im Laibacher Felde, zu welchem zu bemerken ist, dass die Beobachtung am 29. Juli voraussichtlich auf einen Beobachtungsfehler zurückzuführen ist, zeigt relativ nicht sehr erhebliche und stetig verlaufende Schwankungen des Grundwasserspiegels; wie aus der Anlage I ersichtlich, hat das Steigen des Grundwassers sich auch im November noch fortgesetzt und ist die Differenz zwischen dem maximalen und minimalen Grundwasserstande im Laibacher Felde während der Beobachtungsperiode zu fast 3 *m* anzunehmen.

Zur Untersuchung der Beschaffenheit des Untergrundes, der eventuellen Mächtigkeit der wasserführenden Schichte, sowie behufs Entnahme von zuverlässigen Wasserproben wurden an drei in der hydrographischen Karte Blatt Nr. 3 bezeichneten Stellen Bohrversuche vorgenommen, deren Ergebnisse auf Blatt Nr. 7 dargestellt sind; danach zeigt sich das Grundwasser im Laibacher Felde (Bohrloch Nr. 1) rund

20·5 *m* unter Terrain,

wechselweise mit Kies-, Conglomerat- und Sandschichten überdeckt; die wasserführenden Schichten bestehen der Hauptsache nach aus Schichten von grobem Kies, feinerem Kies und Sand, die stellenweise durch Conglomeratbänke von geringer Mächtigkeit durchbrochen werden; die wasserführenden Schichten sind im Allgemeinen als sehr wasserdurchlässig zu bezeichnen; ähnliche Verhältnisse zeigt das bereits im alluvialen Gebiete der Save abgeteufte Bohrloch Nr. III, nur mit dem Unterschiede, dass das Grundwasser an dieser Stelle nur circa

6.4 m

vom Terrain überlagert ist.

Das Bohrloch I wurde auf 40.65 m unter Terrain, also circa 20 m unter Grundwasserspiegel abgeteuft, ohne dass man dabei auf die das Laibacher Becken unterlagernden festen Gesteine gekommen wäre, und ist daher mit Sicherheit anzunehmen, dass die Mächtigkeit der wasserführenden Schichte an dieser Stelle ganz wesentlich mehr als 20 m beträgt.

Das bei St. Lucia abgeteufte Bohrloch II zeigt das Grundwasser bereits auf

8.4 m unter Terrain.

Dieses Bohrloch wurde auf 18.4 m unter Terrain, also 10 m unter Grundwasserspiegel abgeteuft; während an dieser Stelle das Grundwasser von Lehm mit Gerölle und Kies überdeckt ist, zeigen die wasserführenden Schichten einen Wechsel von Kies-, Sand-, Conglomerat- und Lehmschichten; die eigentlich wasserführenden Kies- und Sandschichten weisen ein wesentlich kleineres Korn auf, als die Schichten im Laibacher Felde.

Zum Zwecke der Vornahme eingehender Untersuchungen wurden den drei beschriebenen Bohrlöchern nach vorhergegangenem, längerem Pumpen Wasserproben entnommen und dieselben eingehend untersucht; die Resultate dieser Untersuchungen finden sich unter dem Abschnitte über die Qualität des Wassers eingehend erörtert.

Es erübrigt nur noch auf die zweckmässigste örtliche Disposition der Wassergewinnungs-Anlage einzugehen. Für den Bezug des Wassers aus dem Gebiete bei Skaručna ergeben die im Vorstehenden niedergelegten Resultate der hydrologischen Untersuchungen, dass die Wassergewinnung am zweckmässigsten oberhalb des natürlichen Wehres beim Rebol, also zwischen dem Rebol und St. Lucia etwas unterhalb des Bohrloches II anzulegen ist.

Für das Laibacher Feld ist dagegen der Spielraum ein etwas grösserer; in Rücksicht auf die in Aussicht zu nehmende zukünftige Vergrösserung der Stadt, darf die Wassergewinnung nicht zu nahe an die jetzige Grenze derselben gelegt werden; während es sich anderseits empfiehlt, um selbst den Schein einer möglichen Beeinflussung des Grundwassers durch die Hochwässer der Save zu meiden, mit der Wassergewinnung etwas weiter von der Save wegzubleiben; in der Nähe der Wassergewinnung soll das Grundwasser auch eine beträchtliche Ueberdeckung behalten, um einerseits eine möglichst constante Temperatur zu bewahren, und anderseits gegen Infection durch einsickerndes Tagwasser möglichst geschützt zu sein. Wünschenswerth erscheint es ferner, die Wassergewinnung, wenn möglich, in bewaldetes Terrain zu legen; schliesslich ist es auch von Wichtigkeit für die Leitung des Wassers nach der Stadt, sowie für die Zufuhr des Materiales Strassen zur Verfügung zu haben, welche möglichst nahe an der Pumpstation vorbeiziehen.

Allen diesen geschilderten Bedingungen genügt das Wäldchen, in welchem das Bohrloch I abgeteuft wurde, und ergibt sich daher dieses Terrain als die passendste Gewinnungsstelle für das Grundwasser aus dem Laibacher Felde.

Die in diesem Abschnitte behandelten speciellen hydrologischen Untersuchungen lassen sich demnach in ihren Resultaten, wie folgt, zusammenfassen:

1) Die diluvialen Schichten des Laibacher Beckens sind Trägerinnen eines unterirdischen Grundwasserstromes, welcher sich seitlich bis an die Thäländer ausdehnt und im grossen Ganzen der Thalrichtung folgt; der Zusammenhang dieses Grundwassers in dem ganzen untersuchten Gebiete ist ein continuirlicher und ist demnach das Wasser des Gebietes bei Skaručna identisch mit dem Grundwasser des Laibacher Feldes.

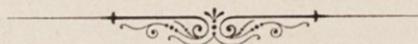
2) Das Wasser dieses Grundwasserstromes ist hinsichtlich seiner Provenienz, sowie in seinem ganzen übrigen Verhalten von dem Wasser der Save unabhängig.

3) Das Wasser dieses unterirdischen Stromes qualificirt sich, wie dies in dem folgenden Abschnitte noch näher nachgewiesen werden wird, vermöge seiner chemischen und physikalischen Eigenschaften als ganz vorzüglich geeignet zum Gebrauche und als Trinkwasser, wie zu gewerblichen oder industriellen Zwecken, und erstrecken sich diese vorzüglichen Eigenschaften auf das ganze Gebiet, soweit nicht locale Einflüsse diese Qualität ändern.

4) Die Trägerinnen des Grundwasserstromes sind im Laibacher Felde abwechselnd Kies- und Sandschichten und beträgt die Mächtigkeit der wasserführenden Schichten im Laibacher Felde jedenfalls wesentlich mehr als 20 *m*.

5) Die Schwankungen des Grundwasserspiegels vollziehen sich auf dem ganzen untersuchten Gebiete gleichmässig; dieselben sind absolut nicht sehr bedeutend und von unwesentlichem Einflusse auf die Durchflussmenge des unterirdischen Stromes.

6) Bei der Entnahme des Wassers aus dem Gebiete von Skaručna ist die Wassergewinnung am zweckmässigsten oberhalb des Rebol, bei der Entnahme aus dem Laibacher Felde in dem Eichwäldchen bei Savlje, wo das Bohrloch I abgeteuft wurde, zu disponiren.





III.

Die Qualität des Wassers.

Für die Beurtheilung der Qualität eines Wassers sind dessen physikalische und chemische Eigenschaften, also Aussehen, Farbe, Geruch, Geschmack, Temperatur etc. einerseits, der Gehalt an fremden Bestandtheilen organischer oder unorganischer Natur anderseits massgebend; die genaue Ermittlung dieser Eigenschaften ist das Ziel der sogenannten qualitativen Untersuchungen, welche demnach bei den Vorarbeiten für eine städtische Wasserversorgung eine sehr wichtige Rolle spielen.

Die Anforderungen an die Qualität eines Wassers hängen im Allgemeinen lediglich von dem Gebrauchszwecke ab. Ein Wasser, das zum Trinken und zum Hausgebrauche dienen soll, soll farb- und geruchlos, glanzhell sein, eine niedere, möglichst constante Temperatur und einen angenehmen, erfrischenden Geschmack besitzen; der Gehalt an mineralischen Bestandtheilen, speciell der durch die Härte*) des Wassers ausgedrückte Gehalt an Kalk- und Magnesiaverbindungen, ist, solange derselbe gewisse Grenzen nicht überschreitet, für die Beurtheilung eines Wassers als Trinkwasser ziemlich irrelevant; dagegen soll ein Trinkwasser so wenig als möglich organische Stoffe enthalten. Absolut ausgeschlossen vom Trinkgebrauche sind alle jene Wässer, die durch animalische Abfallstoffe verunreinigt oder selbst nur der Gefahr einer solchen Verunreinigung ausgesetzt sind; auch die im Wasser vorkommenden Mikroorganismen sind genau zu untersuchen und Wässer, welche gesundheitsgefährliche Arten enthalten, auszuschliessen.

Bei der Beurtheilung eines Wassers hinsichtlich seiner Eignung zu industriellen und gewerblichen Zwecken, also als Brauchwasser, wird die Härte zum massgebenden Kriterium. Zu diesen Zwecken kann ein Wasser in erster Linie nicht weich genug sein; doch ist hiebei sehr wohl zu unterscheiden, ob das Wasser in gewöhnlichem oder gekochtem Zustande zur Verwendung gelangt; im ersteren Falle kommt die gesammte, im letzteren die bleibende Härte in Betracht. Klarheit, Reinheit und die übrigen für ein Trinkwasser unentbehrlichen Eigenschaften, fallen für das Brauchwasser im Allgemeinen weniger ins Gewicht.

Das Wasser einer städtischen Wasserleitung soll nun so gut als möglich beiden Zwecken dienen und darf unter keinen Umständen gesundheitsschädliche Substanzen irgendwelcher Art enthalten.

Von grosser Wichtigkeit und Bedeutung sind die im Wasser enthaltenen Mikroorganismen; man weiss, dass gewisse Infectionskrankheiten durch solche Organismen erzeugt, resp. übertragen

*) Man unterscheidet zwischen gesammter und bleibender Härte; erstere gibt den Gehalt an Kalk, resp. kohlensaurem Kalk oder dessen äquivalenter Menge irgend eines Erdalkalimetalles oder Magnesiumsalzes im gewöhnlichen, letztere denselben im gekochten Wasser an. Die Härte wird in deutschen, französischen oder englischen Härtegraden ausgedrückt. Ein deutscher Härtegrad entspricht einem Theile Kalkes, resp. dessen Aequivalent in Magnesia etc. in 100.000 Theilen Wasser; ein französischer Härtegrad entspricht einem Theile kohlensauren Kalkes, resp. dessen Aequivalent in 100.000 Theilen Wasser und ein englischer einem solchen Theile in 70.000 Theilen Wasser; demnach sind 100 französische Härtegrade entsprechend 56 deutschen oder 70 englischen.

werden und kennt bereits für einzelne Krankheiten die betreffenden Erreger. Man wird daher jedes Wasser, das derartige Organismen oder deren Keime enthält, von der Verwendung für eine städtische Wasserleitung unbedingt ausschliessen müssen. Ferner kann das Vorhandensein von gewissen Algen, speciell der Crenothrix, für eine städtische Wasserleitung sehr verhängnissvoll werden, wie z. B. dieses die Erfahrungen in Berlin lehren, wo die Crenothrix in dem Rohrnetze derartig wucherte, dass das Wasser absolut unbrauchbar wurde und man schliesslich zur Aufsuchung einer anderen Bezugsquelle gezwungen war.

Es wird deshalb neben einer chemischen Untersuchung des zur Wasserversorgung einer Stadt in Aussicht genommenen Wassers auch eine mikroskopische Untersuchung angestellt werden müssen.

Eine wesentliche Rolle bei der Beurtheilung eines Wassers als Trinkwasser spielt dessen Temperatur. Für den Laien ist dieselbe eigentlich bestimmend; er findet sein Brunnenwasser frisch und hält es daher für vorzüglich, wenn dasselbe selbst noch so sehr verunreinigt ist. Ein Wasser, das in der heissen Jahreszeit eine Temperatur von 9° bis 10° Reaumür besitzt, schmeckt angenehm frisch.

Nachdem verschiedene Analysen und mikroskopische Untersuchungen der, verschiedenen Brunnen entnommenen Wasserproben das Wasser sowohl von Skaručna, als auch auf dem Laibacher Felde als ein allen Anforderungen als Trink- und Brauchwasser entsprechendes erkennen liessen, wurde eine genaue Untersuchung der aus den Bohrlöchern I., II. und III. entnommenen Wasserproben durchgeführt, und zwar wurden die Untersuchungen von verschiedenen Seiten gänzlich unabhängig von einander vorgenommen.

Es sollen in Nachstehendem die Resultate der chemischen und mikroskopischen Untersuchungen kurz recapitulirt werden:

A) Bohrloch Nr. I. auf dem Laibacher Felde:

Die Wasserproben wurden am 19. August 1887 geschöpft und von den folgenden Herren untersucht:

- a) vom Herrn Professor Knapitsch,
- b) vom Herrn Professor Stolba in Prag,
- c) von den Herren Dr. Bissinger & Henking in Mannheim,

und folgen nachstehend abschriftlich die von diesen Herren festgestellten Resultate:

a) vom Herrn Professor Knapitsch:

Copie des Resultates der Analyse eines Trinkwassers aus dem Brunnen vom Laibacher Felde, geschöpft den 19. August 1887.

Das filtrirte Wasser enthält in einem Liter = 1000 Gramm nachstehende Körper:

Kieselsäure	0.0031	Gramm
Kalk als Oxyd	0.0665	"
Magnesiumoxyd	0.0186	"
Eisenoxyd und Thonerde	Spuren	
Chloralkalien	0.00043	"
Chlor	0.00086	"
Salpeterige Säure	—	
Salpetersäure	0.00163	"
Schwefelsäure	0.00448	"
Ammoniak	—	
Freie und halbgebundene Kohlensäure	0.1342	"
Gesammtrückstand	0.182	"
Glührückstand	0.154	"
Härte	9.25°	"

Ein Liter Wasser reducirt 0.0012 mineralisches Chamäleon.

Die Temperatur des Wassers betrug an der Quelle 10·5° C.

Das Wasser war klar und wohlschmeckend und gab nach längerem Stehen einen unbedeutenden Bodensatz. Derselbe bestand aus Eisen- und Kalkverbindungen. Die mikroskopische Untersuchung ergab keine niederen Thierformen und nur einzelne grüngefärbte Kugelalgen waren auffindbar; aber auch nach achttägigem Stehen konnte eine auffallende Vermehrung von niederen Pflanzenformen nicht nachgewiesen werden.

Das Wasser bleibt ferner im sterilisirten Kolben mit sterilisirter Zuckerlösung vermischt klar. Auf vielen Deckgläschen eingetrocknete Tropfen ergaben einen Rückstand, der aus wohlausgebildeten Krystallen bestand, und nur bei einzelnen Gläschen waren einzelne unschädliche Algen nachweisbar.

Die angestellten Plattenculturen ergaben kein nennenswerthes Resultat; es entwickelten sich wohl auf einzelnen Platten in der Gelatine Colonien von Bacillen, die beim Füllen der Flaschen ins Wasser gelangten, aber von keiner charakteristischen Eigenschaft waren.

Das Wasser entspricht sowohl in chemischer als auch bacteriologischer Hinsicht allen Anforderungen eines vorzüglichen Trinkwassers.

Laibach, den 7. November 1887.

Gez: **Balthasar Knapitsch** *m. p.*,

k. k. Professor für Chemie.

b) Vom Herrn Professor Franz Stolba in Prag:

Chemische Analyse des Wassers aus dem Versuchsbrunnen I der Stadt Laibach, geschöpft am 19. August 1887:

Das vollkommen klare Wasser enthält nach der qualitativen und quantitativen Analyse in einem Liter Milligramme (Milliontheile):

Kalk Ca O	70·915	Milligr.
Magnesia Mg O	20·783	"
Kali K ₂ O	4·227	"
Natron Na ₂ O	0·686	"
Eisenoxydul Fe O	0·200	"
Thonerde Al ₂ O ₃	Spuren	
Ammoniak NH ₃	—	"
Kohlensäure CO ₂ :		
einfach gebundene	76·694	"
halb gebundene	76·694	"
Schwefelsäure SO ₃	5·077	"
Salpetersäure N ₂ O ₅	0·940	"
Salpetrige Säure N ₂ O ₃	—	"
Phosphorsäure P ₂ O ₅	0·300	"
Kieselerde Si O ₂	3·300	"
Chlor Cl	1·120	"
Organische Stoffe	1·515	"
Verdampfrückstand (150° C)	185·500	"

Das Wasser enthält demnach nach anderer Zusammenstellung in einem Liter Milligramme:

Kohlensaures Calcium Ca CO ₃	122·664	Milligr.
Kohlensaures Magnesium Mg CO ₃	43·441	"
Kohlensaures Eisenoxydul Fe CO ₃	0·322	"
Schwefelsaures Calcium Ca SO ₄	3·193	"
Schwefelsaures Kalium K ₂ SO ₄	6·982	"
Chlorkalium K Cl	0·708	"

Chlornatrium Na Cl	1·293 Milligr.
Salpetersaures Calcium Ca (NO ₃) ₂	1·427 „
Phosphorsaures Calcium Ca ₃ (PO ₄) ₂	0·655 „
Kieselerde Si O ₂	3·300 „
Organische Stoffe	1·515 „

Die Härte des Wassers beträgt in deutschen Härtegraden:

gesamnte Härte	9·97°
temporäre Härte	9·75°

Die in einem Liter enthaltene organische Substanz erfordert zur Oxydation 0·5 Milligramme übermangansaures Kalium, entsprechend 2½ Milligramme organische Substanz nach Kubel.

Eigenschaften des Wassers.

Das Wasser war im Zustande der Einsendung vollkommen klar, geruchlos und von angenehmem Geschmacke.

Beim längeren Stehen und Luftzutritte setzten grössere Mengen einen sehr geringen Niederschlag von rostfarbenem Eisenhydroxyd ab, sonst erlitt es keine weitere Veränderung.

Prag, den 20. September 1887.

Gez. **Franz Stolba** m. p.,

k. k. Professor der techn. Chemie an der techn. Hochschule in Prag.

c) Von der amtlichen Lebensmittel-Untersuchungs-Anstalt und chemischen Versuchsstation der Herren Dr. Bissinger & Henking in Mannheim.

Wasserprobe, geschöpft am 19. August 1887, übergeben am 28. August 1887 durch Herrn O. Smreker — Hier.

(Bd. II., Fol. 299, Nr. 1271.)

Härte (berechnet)	8·75
Farbe	farblos
Aussehen	glänzend hell und klar
Niederschlag	nicht vorhanden
Farbe des Gesamttrückstandes	fast rein weiss
„ „ Glührückstandes	rein weiss
Mikroskopischer Befund	unverdächtig.

1000 Gram = 1 Liter Wasser enthalten Gramme:

Gesamttrückstand	0·1850
Glührückstand	0·1720
Glühverlust	0·0130
Thonerde mit Eysenoxydspuren	0·00108
Kalk	0·0710
Magnesia	0·0118
Kieselsäure	0·0033
Chlor	0·01597
Schwefelsäure (S O ₃)	0·00604
Phosphorsäure	nicht vorhanden
Freie und halbgebundene Kohlensäure	65·8 m. gr.
Schwefelwasserstoff	nicht vorhanden
Organische Substanzen in Gramm Kalium-	
hypermanganates	0·0159
entsprechend verwendbarem Sauerstoffe	0·0040

Ammoniak	nicht vorhanden
Salpetrige Säure	„ „
Salpetersäure	„ „
Metall, wie: Blei, Kupfer u. s. w.	„ „

Das Wasser ist nach diesem Befunde ganz vorzüglich vereigenschaftet zum Gebrauche als Trinkwasser, sowie als Nutzwasser für häusliche und industrielle Zwecke.

Indem wir zum Schlusse noch darauf aufmerksam machen, dass uns im Ganzen nur circa 3 Liter zur Ausführung der Analyse zu Gebote standen, was bei dem sehr weichen Wasser als misslich zu bezeichnen ist, zeichnen

hochachtend

Dr. Bissinger & Henking.

Mannheim, den 11. September 1887.

B) Bohrloch Nr. II, Grundwasser bei St. Lucia, identisch mit dem Quellwasser bei Skaručna.

Resultat der Untersuchung des Herrn Professors Knapitsch der unterm 10. September 1887 aus dem Bohrloche Nr. II bei St. Lucia entnommenen Wasserprobe:

a) Chemische Analyse:

Ein Liter enthält in Grammen:

Kieselsäure	0·0051	Gramm
Calciumoxyd	0·0671	„
Magnesiumoxyd	0·0119	„
Eisenoxyde und Thonerde	0·0006	„
Chloralkalien	0·0005	„
Chlor	0·0011	„
Salpeterige Säure	—	„
Salpetersäure	0·00087	„
Schwefelsäure	0·00036	„
Ammoniak	—	„
Freie und halbgebundene Kohlensäure	0·1166	„
Fixe Bestandtheile	0·1575	„
Glührückstand	0·1420	„
Glühverlust (organische Substanz)	0·0155	„
1 Liter reducirt mineralischen		
Chamäleon	0·00074	„
Härte	8·37	„
Temperatur	10·4°	C.

Die chemische Analyse dieses Wassers zeigt, dass dasselbe allen hygienischen Anforderungen in jeder Hinsicht entspricht.

b) Bacteriologische Untersuchung des Wassers:

Thiere, nämlich die niedersten Gebilde des Thierreiches, wie sie häufig in unseren Brunnenwässern zu finden sind, waren nicht auffindbar. Die auf vielen Deckgläschen eingetrockneten Tropfen Wassers liessen nur scharfkantige Krystalle erkennen. Auch entwickelten sich nur aus einzelnen Tropfen in der Nährgelatine einzelne Colonien von Bacillen, wie sie auch im destillirten Wasser vorkommen. Solche Keime gelangen beim Füllen der Flaschen ins Wasser.

Auch der nach mehrwöchentlichem Stehen entwickelte, aber unbedeutende Bodensatz besteht nur aus Fragmenten von Gesteinstrümmern, wenigen Algen und einzelnen Bacillen. Eine Vermehrung von Algen konnte nach langem Stehen nicht constatirt werden.

Auch hält sich im sterilisirten Kolben das Wasser hell und klar. Eine Entwicklung von Pilzfäden u. s. w. ist auch heute nicht zu beobachten.

Auch auf Grund der mikroskopischen Untersuchung muss das Wasser als vortrefflich erklärt werden.

Laibach, den 17. October 1887.

Gez: **Balthasar Knapitsch** m. p.,
k. k. Professor für Chemie.

C) Bohrloch Nr. III, Grundwasser bei Kleče.

Die Wasserproben wurden am 29. September 1887 geschöpft und sowohl vom Herrn Professor Knapitsch, Professor Stolba in Prag, als auch in der chemischen Versuchstation der Herren Dr. Bissinger & Henking untersucht.

Nachstehend folgen abschriftlich die von diesen Herren festgestellten Resultate:

a) vom Herrn Professor Knapitsch:

Resultat der Untersuchung der unterm 29. September 1887 aus dem Bohrloche Nr. III bei Kleče entnommenen Wasserprobe:

1) Chemische Analyse:

Ein Liter enthält in Grammen:

Kieselsäure	0·0016
Calciumoxyd	0·0605
Magnesiumoxyd	0·0165
Eisenoxyd und Thonerde	Spuren
Chloralkalien	0·00046
Chlor	0·00098
Salpeterige Säure	—
Salpetersäure	0·00087
Schwefelsäure	0·0054
Ammoniak	—
Freie und halbgebundene Kohlensäure	0·121
Fixe Bestandtheile	0·158
Glührückstand	0·143
Glühverlust (organische Substanz)	0·015
1 Liter reducirt mineralischen	
Chamäleon	0·00074
Härte	8·3
Temperatur	9·2° C.

Berechnet man aus den gefundenen Säuren und Basen die wahrscheinlich entsprechend der chemischen Verwandtschaft vorkommenden Salze, so ergibt sich für das Wasser von Kleče:

Chloralkalien	0·00046
Magnesiumchlorid	0·00090
Magnesiumnitrat	0·00110
Magnesiumcarbonat	0·03240
Calciumsulphat (Gyps)	0·00190
Calciumcarbonat	0·10650
Kieselsäure	0·00160

Summe 0·14486 Gramm

im Liter. Gefunden wurden als Glührückstand, d. i. die Summe aller Salze, 0·143 Gr. Da beim Glühen Zersetzung und Verflüchtigung im geringen Masse eintritt, so sind die beiden Zahlen gut übereinstimmend.

Die chemische Analyse der beiden Wässer aus dem Bohrloche Nr. II bei St. Lucia und dem Bohrloche Nr. III bei Kleče zeigt, dass dieselben allen hygienischen Anforderungen in jeder Hinsicht entsprechen. Ferner geben die angeführten Zahlen an, dass beide Wässer in ihrer Zusammensetzung fast gleich sind, denn die Differenzen sind so unbedeutend, dass man nur sagen darf, beide Wässer sind gleich vorzüglich.

2) Bacteriologische Untersuchung des Wassers:

In dem Grundwasser von Kleče sind niedere Thiere nicht nachweisbar und auch die auf vielen Deckgläschen eingetrockneten Tropfen Wassers liessen einen Rückstand zurück, der nur aus den Salzen, die im Wasser gelöst sind, bestand. Die mit Nährgelatine angestellten Plattenculturen ergaben bei einzelnen Platten einige Colonien unschädlicher Bacillen.

Bei zwei Flaschen entstand infolge von langem Stehen ein unbedeutender Niederschlag, der sich unter dem Mikroskope als Partikelchen von Mineralien und einzelnen unschädlichen Kugelalgen erwies. Eine Vermehrung von pflanzlichen niederen Gebilden trat auch nach dreiwöchentlichem Stehen nicht ein. Eine Flasche dagegen zeigt auch heute noch immer keinen Bodensatz, das Wasser ist schön klar, als wenn es eben geschöpft worden wäre.

Das vorliegende Wasser muss als vorzügliches Trinkwasser bezeichnet werden.

Laibach, den 17. October 1887.

Gez. **Balthasar Knapitsch** m. p.,

k. k. Professor für Chemie.

b) Vom Herrn Professor Franz Stolba in Prag:

Das vollkommen klare am 29. September 1887 aus dem Bohrloche Nr. III geschöpfte Wasser, enthält nach der chemischen Analyse in einem Liter folgende Bestandtheile in Milligrammen (Milliontheilen):

Kalk Ca O	61·300 Milligr.
Magnesia Mg O	18·852 "
Kali K ₂ O	1·852 "
Natron Na ₂ O	0·731 "
Ammoniak NH ₃	sehr schwache Spuren
Eisenoxydul Fe O	0·155 Milligr.
Manganoxydul Mn O	sehr schwache Spuren
Thonerde Al ₂ O ₃	Spuren
Kohlensäure CO ₂ :	
einfach gebundene	65·964 Milligr.
halb gebundene	65·964 "
Schwefelsäure SO ₃	5·836 "
Salpetersäure N ₂ O ₅	0·940 "
Kieselerde Si O ₂	3·00 "
Phosphorsäure P ₂ O ₅	Spuren
Chlor Cl	0·838 "
Organische Stoffe	2·000 "
Verdampfrückstand	161·500 "
Fluor, Strontian	Spuren

Die Härte des Wassers beträgt in deutschen Härtegraden:

Die gesammte	8·74°
Die temporäre	8·39°

Das Wasser enthält nach anderer Zusammenstellung in einem Liter Milligramme:

Kohlensaures Calcium Ca CO_3 . . .	103·163	Milligr.
Schwefelsaures Calcium Ca SO_4 . . .	7·254	„
Salpetersaures Calcium $\text{Ca (NO}_3)_2$. . .	1·427	„
Kohlensaures Magnesium Mg CO_3 . . .	39·381	„
Schwefelsaures Kalium $\text{K}_2 \text{SO}_4$. . .	3·421	„
Chlornatrium Na Cl	1·380	„
Kohlensaures Eisenoxydul Fe CO_3 . . .	0·249	„
Kieselerde Si O_2	3·000	„
Organische Stoffe	2·000	„
Summa . . .	161·275	Milligr.

Ausserdem Spuren von Manganoxydul, Thonerde, Fluor, Phosphorsäure, Strontian und Ammoniak.

Die in einem Liter enthaltene organische Substanz erforderte 0·78 Milligr. hypermangansauren Kaliums zur Oxydation.

Eigenschaften des Wassers:

Das Wasser war im Zustande der Einsendung vollkommen klar und geruchlos.

Grössere Wassermengen setzten beim längeren Stehen und Luftzutritte einen sehr unbedeutenden rostfarbenen Absatz von Eisenhydroxyd ab zufolge der Oxydation des gelösten kohlensauren Eisenoxyduls.

Die mikroskopische Untersuchung entsprach der chemischen Zusammensetzung und ergab nichts Bedenkliches.

Das analysirte Wasser aus dem Versuchsbrunnen Nr. III ist demnach ein ungewöhnlich reines, vorzügliches Trinkwasser.

Prag, den 20. October 1887.

Gez. *Franz Stolba m. p.*,

k. k. Professor der techn. Chemie an der techn. Hochschule in Prag.

c) Von der amtlichen Lebensmittel-Untersuchungs-Anstalt und chemischen Versuchsstation der Herren Dr. Bissinger & Henking in Mannheim.

Wasserprobe aus Laibach ämtlich gesiegelt, das Siegel unverletzt, übergeben am 28. August 1887 durch Herrn O. Smreker.

(Bd. II., Fol. 438, Nr. 1564.)

Härte (berechnet)	8·88
Farbe	farblos
Aussehen	glänzend hell und klar
Bodensatz	nicht vorhanden
Farbe des Gesamtrückstandes	fast rein weiss
„ „ Glührückstandes	rein weiss
Verhalten beim Glühen	unbedeutende Schwärzung
Mikroskopischer Befund	unverdächtig.

1000 Gramme = 1 Liter Wasser enthalten Gramme:

Gesamtrückstand	0·1607
Glührückstand	0·1467
Glühverlust	0·0180
Thonerde mit Eisenoxydspuren	0·00061
Kalk	0·0636

Magnesia	0·01801
Kieselsäure	0·00246
Chlor	0·00533
Schwefelsäure (S O ₃)	0·00682
Freie und halbgebundene Kohlensäure	0·06433
Phosphorsäure	nicht nachweisbar
Schwefelwasserstoff	nicht vorhanden
Organische Substanzen in Grammen	
Kaliumhyperanganates	0·00822
Entsprechend verwendbarem Sauerstoffe	0·00208
Ammoniak	minimale Spur
Salpeterige Säure	nicht vorhanden
Salpetersäure	" "
Metalle, wie: Blei, Kupfer u. s. w.	" "

Nach diesem Befunde ist das Wasser als ein ganz vorzügliches, zu jedem häuslichen und industriellen Zwecke verwendbar zu bezeichnen.

Zum Schlusse bemerken wir noch, dass diesmal circa 6½ Liter Wasser zur Untersuchung zur Verfügung standen und dass sämtliche Bestandtheile zweimal bestimmt wurden. Die angegebenen Werthe sind die Mittelzahlen.

Mannheim, den 11. November 1887.

Amtliche Untersuchungs-Anstalt Mannheim
(Dr. Bissinger & Henking)
Gez. **Dr. Carl Bissinger** m. p.

Zum Vergleiche sei nachstehend noch eine im Januar 1886 vom Herrn Prof. Knapitsch ausgeführte Analyse des Flusswassers der Save angeführt:

Chemische und mikroskopische Untersuchung des Wassers aus dem Saveflusse
im Januar 1886:

In 100.000 Theilen oder Grammen sind enthalten:

Kieselsäure	0·255
Kalciurnoxyd	5·628
Magnesiumoxyd	1·903
Eisenoxyd und Thonerde	Spuren
Chloralkalien	0·30
Chlor	0·163
Salpeterige Säure	—
Salpetersäure	—
Schwefelsäure	0·703
Ammoniak	—
Freie und halbgebundene Kohlensäure	9·68
Leicht oxydirbare organische Substanzen	0·025
Fixe Bestandtheile	16·35
Glührückstand	14·15
Härte	8·28

Die in Vorstehendem angeführten Analysen zeigen zur Evidenz, dass die Wässer aus den drei Bohrlöchern ihrer Natur nach vollständig untereinander übereinstimmen, also auch chemisch als identisch zu betrachten sind. Im Vergleiche mit dem Wasser der Save zeigt sich zwar eine ziemliche Uebereinstimmung bezüglich der festen Bestandtheile, dagegen zeigt das Savewasser einen ganz

erheblich geringeren Gehalt an freier und halbgebundener Kohlensäure, und geben diese chemischen Untersuchungen einen weiteren Beweis von der bereits hydrologisch nachgewiesenen Unabhängigkeit des Grundwassers von dem Flusswasser der Save, indem es sonst unmöglich wäre, dass die Wässer aus den Bohrlöchern I und III einen nahezu um 50% höheren Gehalt an freier und gebundener Kohlensäure haben, als das Wasser der Save.

Die qualitativen Untersuchungen haben demnach übereinstimmend ergeben, dass das Grundwasser aus dem ganzen in Betracht kommenden Gebiete seiner Natur nach identisch und vermöge seiner vorzüglichen chemischen und physikalischen Eigenschaften gleich ausgezeichnet als Trinkwasser wie auch als Brauchwasser qualificirt ist.





IV.

Untersuchungen über die Ergiebigkeit des Grundwasserstromes.

Handelt es sich darum, zu irgend einem Zwecke Wasser zu beschaffen, so gilt es den Nachweis zu erbringen, dass das erforderliche Wasserquantum wirklich vorhanden und dessen Entnahme für alle Zeiten gewährleistet ist.

Für das Tagwasser fällt dieser Nachweis nicht schwer, hier steht dem untersuchenden Ingenieur die Hydrologie mit ihren hochausgebildeten Messapparaten und Methoden und ihrem reichen, theilweise weit in die Vergangenheit zurückgreifenden Erfahrungsmateriale helfend zur Seite.

Beim Grundwasser hört die unmittelbare Wahrnehmung auf, das Vorhandensein desselben ist nur mittelst eines Indicienbeweises zu erhärten, die stattfindende Bewegung kann nicht direct beobachtet, sondern nur aus anderen, durch unmittelbare Beobachtung festgestellten Thatsachen gefolgert werden; kein Wunder deshalb, wenn der Laie, der in der Regel nur durch den Beweis ad oculos, oder durch directe Wahrnehmung überzeugt werden kann, sich dem Grundwasser gegenüber etwas misstrauisch verhält und leicht geneigt ist, das Erforschen unterirdisch fließender Ströme und das Streben nach Erkenntniss der dabei waltenden Gesetze u. s. w. mit spiritistischen Experimenten auf eine Stufe zu stellen. Es darf dieses um so weniger befremden, als man selbst in Fachkreisen heute noch mitunter der Meinung begegnet, es sei das Grundwasser mit dem ganzen Complexe der damit zusammenhängenden Erscheinungen dem crassen Empirismus als Domäne zuzuweisen und seien wissenschaftliche Forschungen auf diesem Gebiete als theoretische Speculationen gewissermassen nur zu dulden, ohne Anspruch auf practische Verwendbarkeit erheben zu dürfen. Doch auch hier ist die Forschung siegreich vorgedrungen, wenn es auch erst der jüngsten Zeit vorbehalten war, das geheimnissvolle Dunkel, welches sich früher über das Wesen des Grundwassers breitete, aufzuhellen und die Erscheinung des Grundwassers in formaler Beziehung richtig aufzufassen. So weiss man heute bestimmt, dass das Grundwasser in denselben formalen Modificationen auftritt, wie das Tagwasser auf der Oberfläche. Man findet unterirdisch kleine Wasseradern, schwache Läufe und mächtige Ströme von bedeutender lateraler Ausdehnung; auch Becken von bedeutenderer oder geringerer Grösse treten auf. Man findet Grundwasserströme nicht nur in den Geschieben der Thäler von Flüssen, und zwar oft von diesen gänzlich unabhängig, oft mit denselben in die mannigfachsten Wechselbeziehungen tretend, man findet Grundwasserströme auch weitab von den Flüssen auf Hochebenen etc. etc. Man hat ferner erkannt, dass die Quellen, die in der Wasserversorgungstechnik eine so bedeutende Rolle gespielt haben und theilweise, wenn auch nur im negativen Sinne, d. h. infolge der Wassercalamität, an der so viele mit Hochquellenleitungen in der kostspieligsten Weise versorgten Städte leiden, noch heute spielen, weiter nichts sind, als Derivate von Grundwasserströmen, resp. Abflüsse von Grundwasserbecken, und dass demnach die Ergiebigkeit, Beständigkeit und Nachhaltigkeit einer Quelle lediglich von der Natur des Grundwasserlaufes abhängt, dessen

Derivat die Quelle ist. Diese vollständige Uebereinstimmung in den verschiedenen Modificationen der formalen Erscheinung zwischen Tag- und Grundwasser ist durch eine Reihe unanfechtbar festgestellter Thatsachen erhärtet, die sich bei diesbezüglichen eingehenden wissenschaftlichen Untersuchungen ergeben haben. In dieser Richtung sind hier zu erwähnen die auf dem Gebiete der Grundwasserversorgung gewissermassen bahnbrechenden hydrologischen Untersuchungen des Herrn A. Thiem, die derselbe zum Zwecke der Wasserversorgung der Städte Strassburg i./E., München, Leipzig etc. angestellt hat, sowie die von dem Verfasser zum Zwecke der Wasserversorgung der Stadt Prag durchgeführte Untersuchung der hydrologischen Verhältnisse der Kreideformation Mittelböhmens, wo es gelungen ist, in einem räumlich engbegrenzten Gebiete die verschiedensten Erscheinungsformen des Grundwassers nachzuweisen und damit für die Hydrologie des Untergrundes ein gewissermassen typisches Beispiel zu gewinnen; ferner die Untersuchungen des Verfassers für die Wasserversorgung der Städte Bologna und Mannheim, für welcher letzteren Fall zum ersten Male eine directe Ermittlung der Durchflussmengen des unterirdischen Grundwasserstromes mittelst exacter Versuche stattgefunden hat.

Die Forschungen auf dem Gebiete des Grundwassers haben sich aber nicht darauf beschränkt, die Erscheinungsformen der unterirdischen Wässer an sich und die Analogie derselben mit denen des Tagwassers zu erkennen und festzustellen, sondern es wurden auch die Bewegungserscheinungen in den Kreis der Untersuchungen gezogen und die dabei waltenden Gesetze zu erforschen gesucht. Auch hierin sind bedeutende, überraschende Erfolge erzielt worden und darf man hoffen, dass in nicht zu ferner Zeit die Wissenschaft der Hydrologie, welche sich heute im Allgemeinen nur mit den oberflächlichen Wässern der Erde beschäftigt, auch das Grundwasser in ihr Gebiet einschliessen und als Lehre von der Ruhe, Bewegung und Vertheilung des gesammten Wassers unseres Erdballes definirt werden wird. Dadurch ist man heute bei der so wichtigen quantitativen Beurtheilung eines Grundwasserstromes nicht mehr auf empirische Schätzungen angewiesen, sondern man kann die Ergiebigkeit und Nachhaltigkeit eines Grundwassergebietes nach wissenschaftlichen Grundsätzen beurtheilen und sind dabei dieselben Gesichtspuncte geltend, wie für die Beurtheilung der Durchflussmengen oberirdischer Wasserläufe, wenn auch die Methoden, der Natur der Sache entsprechend, für das Grundwasser wesentlich umständlicher sind. Wie beim oberirdischen Wasserlaufe ist auch beim Grundwasserstrom die Durchflussmenge pro Zeiteinheit abhängig von dem Profile und der Geschwindigkeit. Beim Tagwasser kann das Profil sowohl wie die Geschwindigkeit in den einzelnen Puncten des Profiles direct gemessen werden; für das Grundwasser kann aber nur das Gesamtprofil direct (durch Bohrungen bis auf wasserdurchlässige Schichten) bestimmt werden. Zur Kenntniss des freien, effectiven Durchflussprofils bedarf es noch der Kenntniss des für jedes Terrain verschiedenen Durchfluss- oder Durchlässigkeitscoefficienten des Untergrundes, d. h. des Verhältnisses zwischen dem effectiven Durchflussquerschnitte und der Gesamtfläche eines gegebenen Querschnittes der wasserführenden Schichte. Ist z. B. für einen gegebenen Querschnitt F der wasserführenden Schichte F' das effectiv dem durchströmenden Wasser zur Verfügung stehende, freie Profil, so ergibt sich für diesen Untergrund der Durchflusscoefficient u als Quotient

$$u = \frac{F'}{F}.$$

Zweckentsprechende Methoden zur Ermittlung dieses Durchflusscoefficienten u sind aber entwickelt*); also kann man das freie Durchflussprofil für jeden Fall bestimmen.

Desgleichen ist es zur Zeit noch nicht möglich, mit genügender Genauigkeit die an und für sich im Allgemeinen sehr geringe Geschwindigkeit des Grundwassers direct zu messen; aber auch diese Klippe wird umschifft durch indirecte Bestimmung. Jeder Grundwasserstrom besitzt ein gewisses ihm eigenthümliches, natürliches Gefälle, welches dazu verbraucht wird, die der Bewegung des Wassers im Untergrunde entgegenstehenden Widerstände zu überwinden; diese Widerstände

*) O. Smreker: Die „Depressionsflächen bei Schachtbrunnen“ (Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure. Band XXV. 1881).

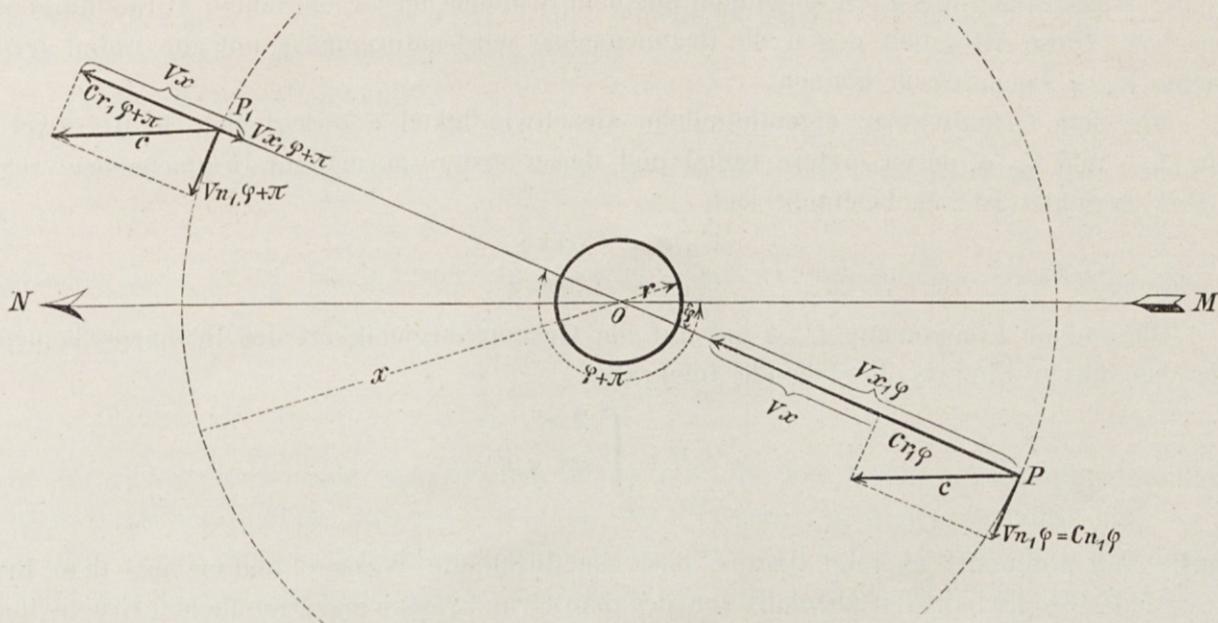
sind abhängig einerseits von der Beschaffenheit des Untergrundes, andererseits von der Geschwindigkeit des durchströmenden Wassers; also besteht auch eine gewisse Wechselbeziehung zwischen dieser Geschwindigkeit und dem Gefälle, welches letzteres direct gemessen werden kann. Es ist nun gelungen, das Widerstandsgesetz*) für die Bewegung des Wassers im Untergrunde zu ermitteln und Methoden zur Bestimmung der Widerstandscoefficienten des Untergrundes zu entwickeln. Dadurch ist das Verhältniss zwischen dem Gefälle des Grundwasserstromes und der Geschwindigkeit, die für alle Punkte desselben Profils näherungsweise als constant vorausgesetzt werden kann, bestimmt. Es kann also aus dem Gefälle die Geschwindigkeit berechnet werden.

Man sieht daraus, dass die quantitative Beurtheilung der Ergiebigkeit eines Grundwasserstromes wissenschaftlich exact durchgeführt werden kann, und sollen nachstehend in knappen Zügen die diesbezüglichen Methoden, deren eingehende Entwicklung der Verfasser in einer längeren Abhandlung**) niedergelegt hat, skizzirt werden.

Zur quantitativen Beurtheilung eines Grundwasserstromes sind nach vorhergegangener directer Ermittlung des Gefälles eingehende Versuche erforderlich, die in ihrer Gesamtheit als Quantitätsversuche bezeichnet zu werden pflegen. Im Wesentlichen bestehen diese Quantitätsversuche darin, dass man einem an geeigneter Stelle abzuteufenden Versuchsbrunnen durch längere Zeitperioden ein gewisses constantes Wasserquantum pro Zeiteinheit continuirlich entnimmt und das Verhalten des Grundwassers in der Umgebung des Brunnens beobachtet. Nach einiger Dauer der continuirlichen Entnahme tritt, wenn das entnommene Wasserquantum gewisse Grenzen nicht überschreitet, der Beharrungszustand, wobei Zufluss und Entnahme einander gleich sind, ein, und dann wird der Grundwasserspiegel um den Brunnen herum die dieser Entnahme entsprechende Depressionsfläche darstellen. Den Durchschnitt einer durch die Brunnenachse gelegten Ebene mit dieser Depressionsfläche nennt man Depressionscurve, von welcher einzelne Punkte durch directe Beobachtung bestimmt werden können.

Aus der jeweiligen Form der Depressionsfläche ergeben sich die Widerstandscoefficienten für den betreffenden Untergrund. Zur Bestimmung des Durchflusscoefficienten sind noch specielle Versuche erforderlich, auf die später näher eingegangen werden soll.

Zunächst möge der Einfluss der dem Grundwasser eigenthümlichen Geschwindigkeit, die im Nachstehenden mit c bezeichnet werden soll, auf die Ergiebigkeit q des Brunnens und auf die Gestalt der Depressionsfläche untersucht werden.



*) O. Smreker: „Entwicklung eines Gesetzes für den Widerstand bei der Bewegung des Grundwassers“. (Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1878.)

**) O. Smreker: „Die Depressionsflächen bei Schachtbrunnen“. (Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure. 1881.)

Vorstehende Skizze möge den Grundriss eines in einem Grundwasserstrome, der nach Länge und Breite unbegrenzt gedacht ist, abgeteuften verticalen Schachtbrunnens darstellen; der Spiegel des unbeeinflussten Stromes ist als Ebene vorausgesetzt.

Es sei:

O die Horizontalprojection der verticalen Brunnenachse OY ,

r der innere Brunnenradius,

MN die Horizontalspur einer durch die Brunnenachse gelegten mit der Stromrichtung parallelen Ebene; es wird angenommen, dass sich das Grundwasser, wenn es unbeeinflusst ist, in der Richtung MN , also von M gegen N zu, bewege;

c die dem Grundwasser eigenthümliche Geschwindigkeit, die für die Zwecke der folgenden Untersuchung für alle Elemente des ganzen Stromes als constant betrachtet wird;

POP_1 die Horizontalspur einer beliebigen durch die Brunnenachse gelegten Ebene, welche mit der als feste Richtungsebene angenommenen Ebene MN den Winkel φ_1 bildet;

φ die Projection dieses Winkels φ_1 auf die Ebene des unbeeinflussten Grundwasserspiegels. Dieser Winkel φ_1 wird selbstredend von φ nicht sehr verschieden sein, da die Neigung des Wasserspiegels bei Grundwasserströmen gegen die Horizontalebene in der Regel sehr gering ist.

H die Mächtigkeit der wasserführenden Schichte, vertical, d. i. also parallel zur Brunnenachse gemessen; diese Mächtigkeit H soll für den ganzen Strom als constant betrachtet werden; es ist also der unbeeinflusste Grundwasserspiegel parallel dem oberen Lager der undurchlässigen Schichte angenommen.

Beschreibt man um die verticale Brunnenachse OY eine gerade Cylinderfläche, deren Leitlinie ein Kreis vom Radius x ist, so wird diese Cylinderfläche von der Ebene PP_1 in zwei Erzeugenden geschnitten, deren Horizontalprojectionen in der Skizze durch die Punkte P und P_1 gegeben sind.

Fasst man die in Bezug auf die Bewegungsrichtung des Stromes von der Brunnenachse aufwärts gelegene Erzeugende P ins Auge, so wird man die in dieser Erzeugenden auftretende Geschwindigkeit, die mit $V_{x1} \varphi$ bezeichnet werden soll, zerlegen können in zwei Componenten, deren eine $V_{x1} \varphi$ radial zur Brunnenachse gerichtet ist und deren andere $V_{n1} \varphi$ normal auf der Ebene PP_1 gerichtet ist. Die in einer solchen Erzeugenden auftretende Geschwindigkeit wird Function sein der dem Grundwasser eigenthümlichen Geschwindigkeit c einerseits und der durch die continuirliche Entnahme eines Wasserquantums q pro Zeiteinheit aus dem Brunnen hervorgebrachten Attraction gegen die Brunnenachse. Diese Attraction gegen die Brunnenachse wird naturgemäss nur die radial gerichtete Componente $V_{x1} \varphi$ beeinflussen können.

Die dem Grundwasser eigenthümliche Geschwindigkeit c zerlegt sich in die zwei Componenten $C_{r1} \varphi$ und $C_{n1} \varphi$, deren erstere radial und deren letztere normal zur Brunnenachse, resp. zur Ebene PP_1 gerichtet ist; es bestimmt sich

$$C_{r1} \varphi = C \cos \varphi$$

$$C_{n1} \varphi = C \sin \varphi$$

Die radiale Componente $C_{r1} \varphi$ hat auf die Gesamtergiebigkeit des Brunnens keinen Einfluss, da das diesen Einfluss darstellende Integral

$$u x H c \int_0^{2\pi} \cos \varphi d \varphi$$

den Werth Null annimmt; es folgt daraus, dass die durch die Wasserentnahme aus dem Brunnen erzeugte radiale Geschwindigkeit ebenfalls von der dem Grundwasser eigenthümlichen Geschwindigkeit unabhängig ist; dieselbe kann daher in der ganzen vom Wasser erfüllten Cylinderfläche vom Radius x als constant und gleich der unter analogen Umständen bei unbewegtem Grundwasser auftretenden Geschwindigkeit v_x betrachtet werden.

Demnach ergibt sich die Geschwindigkeitscomponente $V_{x1} \varphi$ in der Erzeugenden P in radialer Richtung bei Entnahme eines Wasserquantums q pro Zeiteinheit aus dem Brunnen zu

$$V_{x1} \varphi = V_x + C_{r1} \varphi$$

Unter Berücksichtigung der Relation:

$$V_x = \frac{q}{F_x},$$

wobei mit F_x der freie Durchflussquerschnitt der Cylinderfläche vom Radius x bezeichnet wird, und des obigen Werthes von $C_{r1} \varphi$ erhält man:

$$V_{x1} \varphi = \frac{q}{F_x} + C \cos \varphi.$$

Die Wasserentnahme aus dem Brunnen hat dagegen, wofür es wohl keines Beweises bedarf, keinen Einfluss auf die normale Componente $V_{n1} \varphi$; es ist daher

$$V_{n1} \varphi = C_{n1} \varphi = C \sin \varphi.$$

In der von der Brunnenachse aus abwärts gelegenen Erzeugenden, deren Horizontalprojection in der Skizze mit P_1 bezeichnet ist, sei die radiale Componente $V_{x1} \varphi + \pi$, die normale $V_{n1} \varphi + \pi$. Der Einfluss der dem Grundwasser eigenthümlichen Geschwindigkeit in der Erzeugenden P_1 wird von jenem in der Erzeugenden P wesentlich verschieden sein. Wie die Skizze zeigt, wird die durch die Entnahme aus dem Brunnen erzeugte Radialcomponente V_x entgegengesetzt der Componenten $C_{r1} \varphi + \pi$ gerichtet sein; letztere tritt also subtractiv auf. Desgleichen ist die Normalcomponente $C_{n1} \varphi + \pi$ der früheren $C_{n1} \varphi$ entgegengesetzt gerichtet; man erhält demnach die Ausdrücke:

$$V_{x1} \varphi + \pi = \frac{q}{F_x} - C \cos \varphi = \frac{q}{F_x} + C \cos (\varphi + \pi) \text{ und}$$

$$V_{n1} \varphi + \pi = - C \sin \varphi = C \sin (\varphi + \pi).$$

Man sieht aus obiger Gleichung, dass $V_{x1} \varphi + \pi$ auch negativ werden kann, und zwar für alle Werthe von $q < F_x \cdot C \cos \varphi$; d. h. in denjenigen Fällen, in denen $V_{x1} \varphi + \pi$ negativ ist, wird sich das Wasser vom Brunnen wegbewegen.

In den beiden Gleichungen

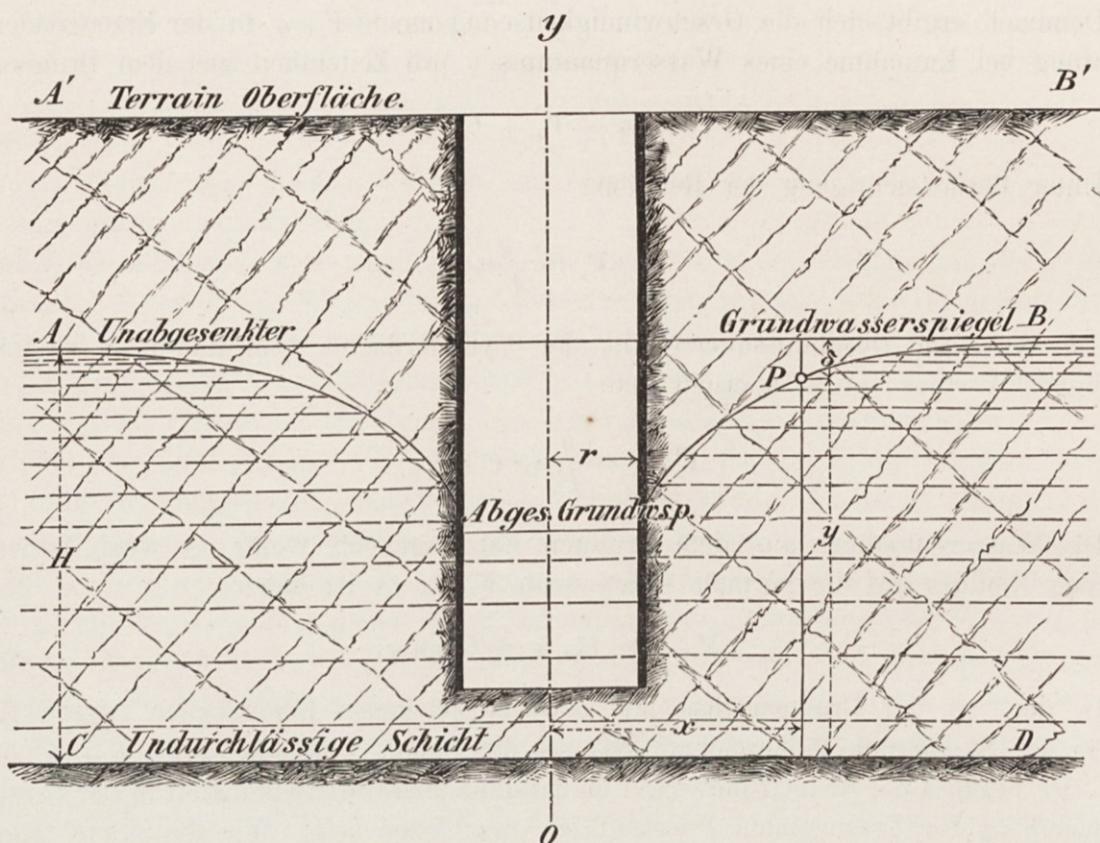
$$V_{x1} \varphi = \frac{q}{F_x} + C \cos \varphi \text{ und } V_{x1} \varphi + \pi = \frac{q}{F_x} + C \cos (\varphi + \pi)$$

verschwinden für $\varphi = \frac{\pi}{2}$ die von der dem Grundwasser eigenthümlichen Geschwindigkeit C abhängigen Theile und man erhält

$$V_{x1} \frac{\pi}{2} = V_{x1} \frac{3}{2} \pi = \frac{q}{F_x} = V_x;$$

d. h. in der zur Stromrichtung senkrechten Ebene hat die dem Grundwasser eigenthümliche Geschwindigkeit keinen Einfluss auf die Bewegung des Wassers gegen den Brunnen hin.

Die dieser Ebene entsprechende Depressioncurve wird daher ebenfalls von der dem Grundwasser eigenthümlichen Geschwindigkeit nicht beeinflusst sein und dieselbe Form zeigen, als ob das betreffende Wasserquantum einem unendlich grossen, unerschöpflichen Grundwasserbecken entnommen würde. Diese Depressioncurve wird zur Bestimmung der Widerstandscoefficienten etc. benützt, weil sich sämtliche Relationen für dieselbe wesentlich vereinfachen.



Vorstehende Skizze soll den normal auf die Strömungsrichtung gelegten Querschnitt durch die Brunnenachse darstellen. In dieser Ebene erhält man die Depressionscurven, welche von der dem Grundwasser eigenthümlichen Geschwindigkeit nicht beeinflusst sind. Unter Beibehaltung der bereits definirten Bezeichnungen q , H , r mögen ferner bedeuten:

$A'B'$ die Terrainlinie,

AB den ursprünglichen Grundwasserspiegel vor Beginn der Entnahme; derselbe ist in vorliegendem Falle als horizontal anzunehmen.

CD das obere Lager der undurchlässigen Schichte, welches parallel dem Grundwasserspiegel AB gedacht und vorausgesetzt ist.

OY die verticale Brunnenachse,

P einen durch directe Beobachtung bestimmten, beliebigen Punct der Depressionsfläche, resp. der durch die Schnittebene bestimmten Depressionscurve,

x die Horizontale Entfernung dieses Punctes P von der Brunnenachse,

y die verticale Entfernung dieses Punctes P vom oberen Lager der undurchlässigen Schichte,

$\delta = H - y$ die gemessene Absenkung des Grundwasserspiegels im Puncte P .

Hat man eine Reihe solcher Puncte P durch directe Beobachtung ermittelt, so wird dadurch deren geometrischer Ort, die Depressionscurve, construiert werden können, und durch eine Reihe solcher Depressionscurven ist dann auch deren geometrischer Ort, die Depressionsfläche, bestimmt.

Betrachtet man eine durch zuverlässige Beobachtungen erhaltene Depressionscurve näher, so zeigt sich, dass dieselbe, von etwaigen Beobachtungsfehlern und localen Störungen abgesehen, in ihrem Verlaufe in der nächsten Umgebung des Brunnens discontinuirlich wird. Diese Discontinuität findet ihre vollständig befriedigende Erklärung theilweise durch die beim Absenken des Brunnens entstehenden Nachstürze des umliegenden Terrains, theilweise in der durch die Wasserentnahme verursachten Auswaschung der feineren Partikelchen in der Umgebung des Brunnens; diese Dislocationen werden befördert durch die in der Umgebung des Brunnens mitunter erhebliche Geschwindigkeit des zuströmenden Grundwassers. An dem äusseren Brunnenmantel kann sich unter Umständen eine weitere Unstetigkeit der Curve zeigen, hervorgerufen durch die Widerstände, welche das Wasser bei

seinem Eintritte in den Brunnen zu überwinden hat. In der Skizze ist von allen diesen Unregelmässigkeiten Abstand genommen und die Depressioncurve als bis zu dem abgesenkten Wasserspiegel im Brunnen regelmässig verlaufend vorausgesetzt.

Für die wissenschaftliche Behandlung der Depressioncurven und Flächen sind diese störenden Einflüsse gegenstandslos, da die Gestalt der Depressionsfläche nur von dem continuirlich entnommenen Wasserquantum q pro Zeiteinheit und der Terrainbeschaffenheit abhängt, von dem Durchmesser des Brunnens dagegen gänzlich unabhängig ist; aber man kann daraus die practische Lehre ziehen, dass es absolut unzulässig ist, Folgerungen oder gar Berechnungen auf die im Brunnen gemessene Absenkung des Grundwasserspiegels zu basiren; dieselbe ist für eine theoretische Behandlung der Frage nicht zu verwerthen.

Bezieht man die in Rede stehende Depressionscurve auf ein rechtwinkliges Coordinatensystem, wählt den Schnittpunct O der Brunnenachse mit dem oberen Lager der undurchlässigen Schichte als Anfangspunct, die Schnittlinie OD der Ebene mit dem oberen Lager der undurchlässigen Schichte als positive X Achse, die verticale Brunnenachse als positive Y Achse, so erhält man nach den in der bereits mehrfach angeführten Abhandlung über „Depressionsflächen“ enthaltenen Ausführungen, unter Zugrundelegung eines für die vorliegenden Zwecke völlig ausreichenden, näherungsweise Ausdrucks für das Widerstandsgesetz bei der Bewegung des Wassers im Untergrunde die Differentialgleichung für diese Depressionscurve in der Form

$$y^{\frac{3}{2}} dy = \frac{\gamma}{2g} \left(\frac{q}{2\pi\mu} \right)^{\frac{3}{2}} \frac{dx}{x^2}$$

Hiebei bedeutet:

g die Beschleunigung des freien Falles,

γ den von der Natur des Geschiebes abhängigen Widerstandscoefficienten, der für die ganze Umgebung des Brunnens constant angenommen werden kann.

Die vorstehende Differentialgleichung ist ohne Weiteres integrabel und dient zur Bestimmung der Integrationconstanten die aus der Continuität des Wassers resultirende Bedingung, dass für

$$\begin{aligned} x &= \infty \\ y &= H \end{aligned}$$

werden muss, d. h. dass sich der abgesenkte Grundwasserspiegel asymptotisch an den ursprünglichen Grundwasserspiegel anlegen muss; darnach ergibt sich die Gleichung der Depressionscurve in der Form

$$y = \sqrt[5]{\left[H^{\frac{5}{2}} - \frac{5}{2} \cdot \frac{1}{g} \left(\frac{q}{2\pi} \right)^{\frac{3}{2}} \frac{\gamma}{\mu^{\frac{3}{2}}} \cdot \frac{1}{\sqrt{x}} \right]^2 \dots 1}$$

Setzt man für g und π die entsprechenden Zahlenwerthe ein, so geht die Gleichung 1 über in die folgende:

$$y = \sqrt[5]{\left[H^{\frac{5}{2}} - 0.016181 q^{\frac{3}{2}} \frac{\gamma}{\mu^{\frac{3}{2}}} \cdot \frac{1}{\sqrt{x}} \right]^2 \dots 1^a}$$

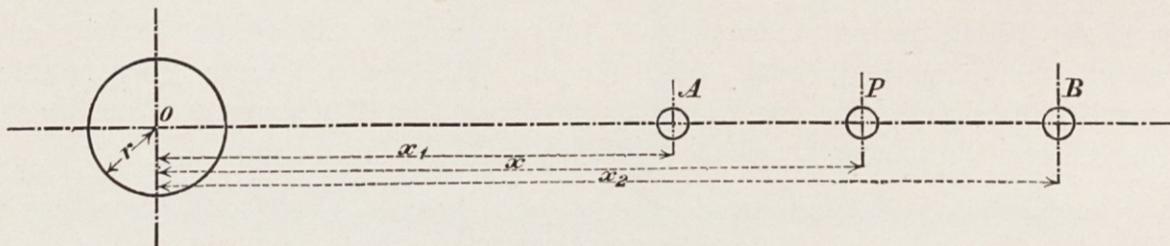
Die entsprechende Absenkung δ des Grundwasserspiegels im Puncte P erhält man aus der Relation:

$$\delta = H - y = H - \sqrt[5]{\left[H^{\frac{5}{2}} - 0.016181 q^{\frac{3}{2}} \frac{\gamma}{\mu^{\frac{3}{2}}} \cdot \frac{1}{\sqrt{x}} \right]^2 \dots 1^b}$$

Aus dieser Gleichung kann man, wenn der von der Natur des Untergrundes abhängige Widerstandscoefficient γ und der Durchflusscoefficient μ für ein gewisses Terrain bekannt sind, ohne Weiteres die bei einer gewissen Entnahme q in einer gewissen Entfernung x von der Brunnenachse auftretende Absenkung δ des Grundwasserspiegels berechnen. Umgekehrt kann man aber auch, wenn für eine Reihe von z. B. n Punkten P die einer gewissen Entnahme q pro Zeiteinheit entsprechenden Absenkungen δ und damit die zugehörigen Werthe von y bekannt sind, daraus die Widerstandscoefficienten γ in folgender Weise bestimmen:

$$\frac{\gamma}{\mu^{\frac{3}{2}}} = \frac{1}{0.016181 q^{\frac{3}{2}}} \cdot \frac{1}{n} \sum_0^n \left[\sqrt{x} \left(H^{\frac{5}{2}} - y^{\frac{5}{2}} \right) \right] \dots 2.$$

Zur Bestimmung des Durchfluss- oder Durchlässigkeitscoefficienten μ ist ein weiteres Experiment erforderlich:



In vorstehender Skizze bezeichnet:

O die Horizontalprojection der verticalen Achse eines Brunnens vom Radius r .

A die Horizontalprojection der Achse eines in der Entfernung x_1 von dem Brunnenmittel befindlichen Bohrloches,

B desgleichen eines in der Ebene OA und in der Entfernung x_2 von der Brunnenachse befindlichen Bohrloches.

Für einen beliebigen Punkt P , der sich in der Entfernung x von der Brunnenachse befindet, wird bei einer Entnahme q aus dem Brunnen die von der dem Grundwasser eigenthümlichen Geschwindigkeit unabhängige radiale Geschwindigkeit V_x sich ihrer absoluten Grösse nach durch die Relation:

$$V_x = \frac{q}{2 \pi \mu x H}$$

darstellen lassen, wobei die Absenkung des Grundwasserspiegels gegenüber der bedeutenden Mächtigkeit der wasserführenden Schichte vernachlässigt erscheint, eine für die vorliegenden Zwecke wohl gestattete Annäherung. Der Weg dx , den ein zur Zeit t im Punkte P befindliches Wassermolecul in dem Zeitelemente dt in radialer Richtung zurücklegt, ergibt sich aus der Gleichung:

$$dx = - \frac{q}{2 \pi \mu x H} dt.$$

Daraus folgt umgekehrt für das Zeitelement dt die Relation:

$$dt = \frac{2 \pi \mu x H}{q} dx$$

Verfolgt man den Weg eines Wassermolecules von dem Bohrloche B aus in radialer Richtung gegen A und nimmt an, das Molecul sei zur Zeit t_2 in B gewesen und zur Zeit t_1 in A angelangt, so kann man obigen Ausdruck innerhalb des Intervalles von B nach A integriren und erhält:

$$\int_{t_2}^{t_1} dt = - \int_{x_2}^{x_1} \frac{2 \pi \mu x H}{q} dx = \int_{x_1}^{x_2} \frac{2 \pi \mu x H}{q} dx,$$

woraus:

$$t_1 - t_2 = \frac{\pi \mu H}{q} (x_2^2 - x_1^2) \text{ folgt } \dots 3$$

In dieser Gleichung sind die Abstände x_1 und x_2 , die Mächtigkeit H der wasserführenden Schichte und das pro Zeiteinheit entnommene Wasserquantum q durch directe Beobachtung ermittelt. Das Zeitintervall $t_1 - t_2$ ist ebenfalls durch Beobachtung festzustellen, indem man z. B. in das Bohrloch B die Lösung eines Farbstoffes oder Salzes einbringt und die Zeit beobachtet, die verstreicht, bis sich der eingebrachte fremde Stoff im Bohrloche A bemerkbar macht; es sind dann alle in der Gleichung 3 vorkommenden Grössen bekannt und bestimmt sich daraus der Durchflusscoefficient μ zu:

$$\mu = \frac{q}{\pi H} \frac{1}{(x_2^2 - x_1^2)} (t_1 - t_2) \dots 3^a$$

Auf diese Weise kann man die beiden, die Natur des Untergrundes in hydrologischer Beziehung charakterisirenden Coefficienten γ und μ bestimmen.

Man kann aber noch einen Schritt weiter gehen und die Durchflussmenge des unterirdischen Stromes rechnerisch ermitteln, wobei aber nicht verhehlt werden soll, dass die auf Grund der im Nachstehenden entwickelten Näherungsmethode gewonnenen Resultate quantitativ nur als ungefähr, nicht aber als absolut richtig zu betrachten sind, ganz analog, wie auch bei oberirdischen Flüssen, die auf Grund von Profildimensionen und Gefällen berechneten Durchflussmengen nur angenähert richtig sind.

Sei $\frac{h}{l}$ das relative Gefälle des Grundwasserstromes, d. h. der Grundwasserspiegel senkt sich auf die Länge l um die Grösse h ,

c die dem Grundwasser eigenthümliche Geschwindigkeit, die näherungsweise für das ganze Profil als constant angenommen werden kann, so herrscht nach dem Widerstandsgesetze für die Bewegung des Wassers im Untergrunde in der für die vorliegenden Zwecke adoptirten Näherungsform zwischen Geschwindigkeit und Gefälle die Relation:

$$\frac{h}{l} = \gamma \cdot \frac{c^3}{2g}$$

Bezeichnet man ferner mit:

Q die in der Zeiteinheit pro Quadratmeter der wasserführenden Schichte unterirdisch durchfliessende Wassermenge und mit

μ , wie bekannt, den Durchflusscoefficienten, so geht obige Gleichung über in folgende:

$$\frac{h}{l} = \gamma \cdot \frac{Q^{\frac{3}{2}}}{\mu^2} \cdot \frac{1}{2g}$$

woraus folgt:

$$Q = \sqrt[3]{\left(\frac{1}{\gamma} \cdot 2g \cdot \frac{h}{l}\right)^2} \dots 4$$

Das Gefälle $\frac{h}{l}$ wird durch directe Beobachtung, der Quotient $\frac{\gamma}{\mu^2}$ nach vorhergegangenem Pumpversuche aus Gleichung 2 berechnet; mithin kann die in der Zeiteinheit pro Quadratmeter der wasserführenden Schichte unterirdisch durchfliessende Wassermenge ohne Weiteres nach Gleichung 4 näherungsweise ermittelt werden.

Wenn nun auch die kostspieligen und zeitraubenden Versuche, zur Bestimmung des von der Natur des Untergrundes abhängigen Coefficienten μ und γ für das Laibacher Feld nicht vorgenommen worden sind, so gestattet obige Gleichung 4 dennoch eine approximative Berechnung der Durchflussmenge. Wie aus Gleichung 4 ersichtlich, ist die Durchflussmenge Q pro Flächeneinheit abhängig von dem durch die Natur des Geschiebes bedingten Factor $\frac{\gamma}{\mu^2}$ und dem Gefälle des Grundwasserstromes $\frac{h}{l}$; das Gefälle ist nun in dem vorliegenden Falle im Mittel zu

$$\frac{h}{l} = 1 : 700$$

ermittelt. Würde man nun den Factor $\frac{\gamma}{\mu^2}$ wie er für ähnliches Geschiebe bei anderweitigen Versuchen bestimmt worden ist, hier einführen, so könnte man ohne Weiteres die Durchflussmenge Q nach Gleichung 4 berechnen.

Von derartigen wissenschaftlich und auf dieser Basis durchgeführten Quantitätsversuchen stehen dem Verfasser dieses nur die Resultate der bei den Vorarbeiten für die Wasserversorgung der Stadt Mannheim *) gemachten Versuche zu Gebote; dort ergab sich bei einem aus vorwiegend feinem Sande bestehenden Untergrunde und einem Gefälle des Grundwasserspiegels von 1 : 1400 eine secundliche Durchflussmenge pro Quadratmeter des Querschnittes der wasserführenden Schichte von: 0,000004 Cubikmeter.

Nimmt man nun an, dass trotz der unvergleichlich besseren Beschaffenheit der wasserführenden Schichten im Laibacher Felde der Factor $\frac{\gamma}{\mu^2}$ dennoch derselbe sei, wie für die feinen Sande des Mannheimer Versuchsfeldes, so ergibt sich für den Grundwasserstrom des Laibacher Feldes pro Quadratmeter der wasserführenden Schichte im Minimum eine Durchflussmenge von:

$$Q = 0,000004 \sqrt[3]{\left(\frac{1}{\frac{1400}{1}}\right)^2} \text{ oder}$$

$$Q = 0,000004 \sqrt[3]{(2)^2} = 0,000004 \sqrt[3]{4}, \text{ also}$$

$$Q = 0,00000635 \text{ Cubikmeter, oder}$$

$$= 0,00635 \text{ Liter per Secunde.}$$

Rechnet man nur die Mächtigkeit der wasserführenden Schichte zu circa 30 Meter, so ergibt sich eine Durchflussmenge für einen Streifen von 100 Meter Breite des Profiles zu:

$$100,0 \times 30,0 \times 0,00635, \text{ das sind} =$$

$$0,019 \text{ Cubikmeter oder 19 Liter pro Secunde.}$$

Die so bestimmte Durchflussmenge, welche an und für sich relativ sehr erheblich bezeichnet werden kann, wird in der Wirklichkeit unzweifelhaft ganz wesentlich überholt werden, indem, wie bemerkt, die Rechnung unter Zuhilfenahme der für das Mannheimer Versuchsfeld ermittelten Coefficienten durchgeführt wurde, welche sich auf ein unvergleichlich weniger wasserdurchlässiges Terrain beziehen. Man kann deshalb mit Bestimmtheit aussprechen, dass das Grundwasser des Laibacher Beckens quantitativ zur Versorgung der Stadt Laibach nicht nur vollständig ausreicht, sondern einen weit grösseren Bedarf mit völliger Sicherheit zu decken in der Lage ist.

*) O. Smreker: „Vorarbeiten für die Wasserleitung der Stadt Mannheim“.

Für das Quellengebiet von Skaručna hat man ausser diesen, gewissermassen inductiven Schlüssen zur Beurtheilung der Ergiebigkeit, resp. der zur Verfügung stehenden Wassermenge in den vorhandenen Quellen noch weitere und zwar directe Anhaltspuncte. Es wurden dieselben deshalb im Laufe des vergangenen Herbstes, und zwar möglichst nahe an ihrem niedersten Stande, gemessen.

Der bei Skaručna vorbeifliessende Poljski Potok, der bei den vor 2 Jahren seitens der Wassercommission vorgenommenen Wassermessungen ein Tagesquantum von rund

28000 Cubikmetern

führte, war in seiner Ergiebigkeit so weit zurückgegangen, dass er bei der am 28. September vor. J. stattgehabten Messung nur mehr ein Quantum von

2700 Cubikmetern

pro Tag zeigte. Es ist aber diese Leistung noch nicht die minimale, indem der Poljski Potok nach Aussage älterer Dorfbewohner bereits öfters gänzlich versiegt war.

Wie bereits bei den speciellen hydrologischen Untersuchungen erwähnt, treten auf der Strecke von St. Lucia bis zum Rebol an der rechten Thalseite kräftige Quellen auf, die sich mit dem Poljski Potok vereinigen; dieser letztere nimmt ungefähr auf dem halben Wege zwischen St. Lucia und dem Rebol den Gameljski Potok auf, dessen Namen er von da ab weiter führt.

Der Gameljski Potok führte am 28. September vor. J. bei seiner Vereinigung mit dem Poljski Potok ein Tages-Wasserquantum von

7900 Cubikmetern.

An der Mühle bei Povodje betrug jedoch an demselben Tage die Wassermenge der in- zwischen vereinigten und durch die Quellen verstärkten Bäche

26400 Cubikmeter

pro Tag, und resultirt daraus demnach eine Ergiebigkeit der auf der Strecke von St. Lucia bis zur genannten Mühle zu Tage getretenen Quellen von

15800 Cubikmetern

pro Tag, ein Quantum, welches die Bedürfnisse der Stadt Laibach selbst unter der Voraussetzung weit überschreitet, dass unter Umständen die Ergiebigkeit dieser Quellen noch weiter zurückgehen würde. Wie in den hydrologischen Untersuchungen nachgewiesen, bilden diese Quellen nur einen Theil des den Untergrund dieses Thalrisses durchfliessenden Grundwasserstromes und werden demnach die auf diesem Gebiete zu Gebote stehenden Wassermengen noch ganz erheblich grösser sein.





V.

Der Wasserbedarf.

Der Wasserverbrauch einer mit Wasser zu versorgenden Stadt richtet sich vollständig nach den localen Verhältnissen. Je nach dem Wohlstande einer Stadt, der Ausdehnung und der Art ihrer industriellen und gewerblichen Betriebe, den klimatischen Verhältnissen und der Beschaffenheit der vorhandenen Bezugsquellen für das Wasser, wird sich, abgesehen von verschiedenen anderen Factoren, der Wasserverbrauch grösser oder geringer gestalten, und scheint es demnach gänzlich unzutreffend, in diesem Punkte schematisiren und schablonisiren zu wollen.

Bis jetzt war es bei der Projectirung städtischer Wasserversorgungsanlagen vielfach Brauch, der Dimensionirung der Anlage einen Verbrauch von 150 Litern pro Kopf und Tag der effectiven Bevölkerung zu Grunde zu legen und in dieser Zahl die Reserve für die zukünftige Bedarfssteigerung mit einzuschliessen. Wie wenig haltbar diese Zahl ist, welche nur den Vortheil für sich in Anspruch nehmen darf, vermöge ihrer Einfachheit zu Rechnungsoperationen recht gut geeignet zu sein, geht aus folgender Tabelle hervor, welche einer kürzlich erschienenen, höchst werthvollen statistischen Arbeit*) entnommen ist.

Mittlere Verbrauchsmengen pro Kopf und Tag in Litern.

Name der Stadt	Einwohnerzahl im Jahre 1880	Mittlere Verbrauchsmengen pro Kopf und Tag in Litern	Name der Stadt	Einwohnerzahl im Jahre 1880	Mittlere Verbrauchsmengen pro Kopf und Tag in Litern
Bochum und Umgebung . .	48200	226·6	Essen a. d. R. mit Nachbar-		
Augsburg	61400	222·6	gemeinde	70000	126·4
Hamburg mit Vororten . .	394900	218·6	Metz	53100	125·9
Dortmund mit Nachbarorten	93200	205·4	Danzig, Prangenauer-Ltg. .	87300	115·1
Gelsenkirchen mit Nachbar-			Halle a. d. S.	71500	112·6
orten	43000	190·1	Oberhausen	16700	98·1
Mülheim a. d. R.	22100	171·9	Köln	144800	96·2
Lübeck	51100	171·4	Duisburg	41200	95·0
Regensburg	34500	144·5	Magdeburg mit Buckau . .	110000	91·9
Braunschweig	75000	137·5	Düsseldorf	95500	85·2
Würzburg	51000	136·5	Leipzig	149000	80·5
Eisenach	18600	129·0	Stettin	91800	80·4

*) A. Thiem: „Anlage und Betriebsergebnisse deutscher Wasserwerke“. (Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung, Jahr 1884.)

Name der Stadt	Einwohnerzahl im Jahre 1880	Mittlere Verbrauchsmengen pro Kopf und Tag in Litern	Name der Stadt	Einwohnerzahl im Jahre 1880	Mittlere Verbrauchsmengen pro Kopf und Tag in Litern
Kassel	58300	78·9	Bernburg a. d. S.	18600	48·5
Karlsruhe	50200	75·4	Charlottenburg	30500	48·4
Bonn mit Vororten	42400	74·8	Krefeld	73900	43·9
Heilbronn	24400	74·5	Posen	65700	40·5
Elberfeld	93500	74·4	Kiel	46000	40·2
Liegnitz	37200	73·8	Flensburg	31000	39·9
Altona mit Ottensen	115800	69·8	Brieg	17500	38·5
Dresden	220800	68·8	Strassburg i. E.	81300	37·0
Freiburg i. B.	36400	68·3	Esslingen	20800	37·0
Wiesbaden	50200	66·8	Königsberg i. P.	140900	35·4
Breslau	272900	64·3	Nordhausen	26200	34·5
Neisse	20500	60·0	Frankfurt a. d. O.	51100	33·6
Bremen	112500	57·3	Neuss	17500	32·4
Nürnberg	99500	54·8	Görlitz	50300	29·7
Hannover mit Vordörfern	133900	54·5	Münster i. W.	40400	27·5
Bamberg	29600	54·0	Darmstadt	40900	27·1
Berlin	1122300	53·7	Chemnitz	95100	25·5
Ratibor	18400	52·8	Aachen	85600	25·3
Mülheim a. Rhein mit Deutz	46000	50·1	Schweidnitz	22200	25·0
Dessau	23300	50·0	Potsdam	48500	17·0
Iserlohn	16400	50·0	Mühlhausen i. E.	63600	16·6
Rostock	37000	49·9	München-Gladbach	37400	15·3

Diese vorstehende Tabelle enthält die wirklich beobachteten mittleren Verbrauchsmengen von 66 Städten verschiedenster Grösse pro Tag auf den Kopf der effectiven Bevölkerung reducirt. Wie man sieht, variiren diese täglichen Verbrauchsmengen von 226·6 Litern bis herab zu 15·3 Liter. Man darf allerdings nicht unberücksichtigt lassen, dass sich die verschiedenen in der Tabelle angeführten Städte auch hinsichtlich der Art der Wasserversorgung in ganz verschiedenen Verhältnissen befinden; trotzdem tritt aber aus der Tabelle die Individualität der einzelnen Städte in Bezug auf ihren Wasserverbrauch sehr deutlich hervor.

Diese Verschiedenheit zeigt sich aber nicht nur in den Ziffern des allgemeinen Verbrauches, sondern auch in jenen Zahlen, welche für den Wasserverbrauch zu den einzelnen Verbrauchszwecken in verschiedenen Städten ermittelt wurden.

Um in dieser so wichtigen Frage nach dem wirklichen Bedarfsquantum einige Anhaltspunkte zu gewinnen, hat der deutsche Verein von Gas- und Wasserfachmännern infolge wiederholter Anregung die Sache in die Hand genommen und mit der Verfolgung der Frage eine Commission betraut, deren Bericht *) vor kurzer Zeit erschienen ist. In diesem Berichte werden auf Grund der in einer Reihe von Städten gemachten Erfahrungen Bedarfseinheiten für die einzelnen häuslichen, communalen, gewerblichen und industriellen Verbrauchszwecke aufgestellt; die Tabelle I (siehe Anhang Tabelle I.) gibt einen Auszug aus der dem angezogenen Berichte beigegebenen Zusammenstellung des erhobenen Materials, sowie die Vorschläge der Commission für die Bedarfseinheiten, für die hauptsächlichsten häuslichen und communalen Verbrauchszwecke.

Nach den Vorschlägen würde für den gesammten häuslichen Bedarf, wie Kochen, Waschen, Closetspülung etc. ein Wasserquantum von
40 bis 50 Litern pro Kopf und Tag

*) „Bericht der Commission des Wasserbedarfes, erstattet im Auftrage des deutschen Vereines von Gas- und Wasserfachmännern.“ (Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung, 1884.)

vollständig ausreichend erscheinen, wobei selbstredend vorausgesetzt ist, dass keine zweck- und sinnlose Wasservergeudung stattfindet.

Wie man sieht, bietet die Normirung des voraussichtlichen Wasserbedarfes für eine neu anzulegende Wasserversorgungsanlage dem projectirenden Ingenieur nicht geringe Schwierigkeiten, indem jede einzelne Stadt, ihrer Individualität entsprechend, in dieser Richtung eigenthümliche Verhältnisse zeigt. Die einzigen zuverlässigen Anhaltspuncte können gewonnen werden aus dem Vergleiche der diesbezüglichen Verhältnisse von Städten, welche hinsichtlich der den Wasserbedarf bestimmenden, resp. beeinflussenden Factoren einigermaßen mit der zu versorgenden Stadt analoge Verhältnisse zeigen. Im vorliegenden Falle ist die zu versorgende Stadt Laibach eine wohlhabende Stadt, welche, wenn sie auch nicht sehr industriell ist, durch den Wohlstand der Bevölkerung einen nicht unerheblichen Wasserverbrauch erwarten lässt. Im Grossen und Ganzen dürfte Laibach bezüglich seines Wasserverbrauches den Städten: Kassel, Karlsruhe, Bonn, Heilbronn, Liegnitz, Dresden, Bamberg, Dessau an die Seite gestellt werden; in den genannten Städten beträgt aber der Wasserverbrauch nach der obigen Tabelle:

In Kassel	bei	58300	Einwohnern	78·9	Liter	pro	Kopf	und	Tag
„ Karlsruhe	„	50200	„	75·4	„	„	„	„	„
„ Bonn	„	42400	„	74·8	„	„	„	„	„
„ Heilbronn	„	24400	„	74·5	„	„	„	„	„
„ Liegnitz	„	37200	„	73·8	„	„	„	„	„
„ Dresden	„	220800	„	68·8	„	„	„	„	„
„ Bamberg	„	29600	„	54·0	„	„	„	„	„
„ Dessau	„	23300	„	50·0	„	„	„	„	„

Vergleicht man damit die Stadt Berlin, welche trotz dem ganz allgemeinen Anschlusse an die Wasserleitung, trotz den fast durchwegs eingeführten Closets und den breiten sehr rein gehaltenen Strassen im Mittel nur 53·7 Liter Wasser pro Kopf und Tag verbraucht, so wird man den voraussichtlichen Wasserverbrauch für die Stadt Laibach mit

100 Liter pro Kopf und Tag

als reichlich normirt bezeichnen können.

Der Verbrauch ist aber nicht das ganze Jahr über constant, sondern er wechselt je nach den Jahreszeiten; obige Zahlen sind, wie bemerkt, nur Mittelwerthe, welche von den Maxima des Verbrauches bedeutend übertroffen werden.

Das Wasserwerk einer Stadt muss aber, wenn dasselbe rationell angelegt werden soll, nicht nur das mittlere Verbrauchsquantum liefern, sondern es muss auch den Maximalconsum zu decken in der Lage sein und deshalb ist es wichtig, das Verhältniss des Maximalverbrauches zum durchschnittlichen zu kennen.

In der folgenden Tabelle, die ebenfalls der bereits citirten statistischen Arbeit des Herrn A. Thiem entnommen ist, finden sich die Tagesmaxima im Verhältniss zu den Tagesmitteln für eine Reihe deutscher Städte angegeben.

Verhältniss aus Tagesmaximum zu Tagesmittel.

Name der Stadt	Einwohnerzahl im Jahre 1880	Verhältniss aus Tagesmaximum zu Tagesmittel	Name der Stadt	Einwohnerzahl im Jahre 1880	Verhältniss aus Tagesmaximum zu Tagesmittel
Dessau	23300	2·92	Metz	53100	2·24
Karlsruhe	50200	2·78	Görlitz	50300	2·19
Krefeld	73900	2·48	Münster i. W.	40400	2·10
Potsdam	48500	2·47	Düsseldorf	95500	2·08
Charlottenburg	30500	2·43	Liegnitz	37200	2·07

Name der Stadt	Einwohnerzahl im Jahre 1880	Verhältniss aus Tagesmaximum zu Tagesmittel	Name der Stadt	Einwohnerzahl im Jahre 1880	Verhältniss aus Tagesmaximum zu Tagesmittel
Strassburg i. E.	81300	2·06	Mülheim a. Rhein mit Deutz	46000	1·45
Bremen	112500	2·01	Königsberg i./Pr.	140900	1·44
Duisburg	41200	1·99	Bochum und Umgebung	48200	1·44
Bonn mit Vororten	42400	1·90	Mülhausen i. E.	63600	1·43
Köln	144800	1·86	Stettin	91800	1·39
Bernburg a. d. S.	18600	1·84	Regensburg	34500	1·36
Dresden	220800	1·78	Altona mit Ottensen	115800	1·34
Aachen	85600	1·76	Chemnitz	95100	1·34
Elberfeld	93500	1·74	Heilbronn	24400	1·33
Mülheim a. d. R.	22100	1·71	Berlin	1122300	1·31
Leipzig	149100	1·70	Danzig, Prangenauer-Ltg.	87300	1·31
Posen	65700	1·66	Lübeck	51100	1·31
Oberhausen	16700	1·62	Dortmund mit Nachbarorten	93200	1·29
Braunschweig	75000	1·55	Schweidnitz	22200	1·29
Nordhausen	26200	1·55	Hamburg mit Vororten	394900	1·22
Ratibor	18400	1·54	Gelsenkirchen m. Nachbarorten	43000	1·20
Hannover mit Vordörfern	133900	1·53	Witten mit Nachbarorten	36700	1·16
Breslau	272900	1·50	Bamberg	29600	1·16
Kiel	46000	1·50	Augsburg	61400	1·10
Halle a. d. S.	71500	1·49	Würzburg	51000	1·07
Wiesbaden	50200	1·49	Rostock	37000	1·02
Essen a. d. R. m. Nachbargem.	70000	1·48			

Auf Grund dieser Tabelle kann man für die Verhältnisse von Laibach den Maximal-Tagesconsum voraussichtlich gleich dem 1½fachen mittleren Verbrauche normiren.

In der Art und Weise des Verbrauches zeigen sich aber noch einige anderen Unregelmässigkeiten, deren Kenntniss für die richtige Disposition einer Wasserwerks-Anlage von Wichtigkeit ist; es sind dies die Schwankungen des Consums während der einzelnen Tagesstunden und das Verhältniss des maximalen Stundenconsums zu dem durchschnittlichen. Die Schwankungen des Consums während der einzelnen Tagesstunden bestimmen die Grösse des Reservoirs, welche erforderlich ist, um diese Schwankungen auszugleichen; der maximale Stundenconsum ist bestimmend für die Dimensionirung des Rohrnetzes, welches im Stande sein muss, die maximale Stundenmenge in entsprechender Weise zur Vertheilung zu bringen.

In der folgenden, ebenfalls der wiederholt genannten Thiem'schen Arbeit über die Anlage und Betriebsergebnisse deutscher Wasserwerke entnommenen Tabelle sind die stündlichen Verbrauchsmengen in ihren maximalen und mittleren Zahlenwerthen für eine Reihe deutscher Städte angegeben.

Stündliche Verbrauchsmengen in absoluten und relativen Werthen.

Namen der Städte	Jahr	Maximaler Stundeverbrauch		Mittlerer Stundeverbrauch		Tagesmaximum 24	Stundenmaximum: Tagesmaximum 24	Stundenmittel: Tagesmaximum 24
		absolut in Litern	relativ	absolut in Litern	relativ			
Karlsruhe	1881	750	4·75	158	1·00	438	1·71	2·78
Bonn mit Vororten	1882	429	3·25	132	1·00	252	1·70	1·90
Dresden	1881	1800	2·85	630	1·00	1129	1·59	1·78
Köln	1881/82	1543	2·66	580	1·00	1075	1·44	1·86
Wiesbaden	1881/82	340	2·43	140	1·00	210	1·62	1·49

Namen der Städte	Jahr	Maximaler Stundenverbrauch		Mittlerer Stundenverbrauch		Tagesmaximum 24	Stundenmaximum: Tagesmaximum 24	Stundenmittel: Tagesmaximum 24
		absolut in Litern	relativ	absolut in Litern	relativ			
Stettin	1881/82	656	2·14	307	1·00	428	1·54	1·39
Leipzig	1880	1009	2·07	488	1·00	673	1·50	1·38
Breslau	1881/82	1495	2·05	731	1·00	1098	1·36	1·50
Braunschweig	1881	857	2·00	429	1·00	667	1·28	1·55
Berlin	1882/83	5114	1·98	2580	1·00	3417	1·50	1·32

Aus dieser Tabelle ergibt sich, dass man im Allgemeinen wenig fehlen wird, wenn man den stündlichen Maximalverbrauch dem $1\frac{1}{2}$ mittleren Stundenverbrauche gleichsetzt.

In der anliegenden Tabelle II (siehe Anhang Tabelle II.) sind die stündlichen Verbrauchschwankungen für mehrere Städte zusammengestellt und daraus die fluctuirenden Wassermengen ermittelt; dieselbe kann im Mittel zu 20% gleich $\frac{1}{5}$ des mittleren Tagesverbrauches angenommen werden und eben so gross muss der Reservoirinhalt im Minimum genommen werden, um die Schwankungen im Verbrauche auszugleichen.

Die Bestimmung des für die Stadt Laibach erforderlichen Wasserquantums wird man eine Bevölkerungsziffer von rund

30000 Einwohnern

zu Grunde legen müssen, dabei aber die Möglichkeit einer späteren Erweiterung der Anlage vorsehen.

Nach dem Vorstehenden ergibt sich demnach für die Stadt Laibach ein mittlerer täglicher Wasserverbrauch von

$$0\cdot100 \times 30000 = 3000 \text{ Cubikmetern,}$$

und wird sich dieses Wasserquantum mit der Zeit des Maximalbedarfes um etwa 50%, also auf 4500 Cubikmeter

pro Tag erhöhen.





VI.

Die Druckhöhe.

Die Druckhöhe, unter welcher das Wasser in dem zu versorgenden Gebiete zur Vertheilung gelangen soll, richtet sich hauptsächlich nach den Zwecken, zu denen dasselbe dienen soll. Für eine Stadt handelt es sich in dieser Beziehung in erster Linie darum, ob die städtische Wasserversorgungs-Anlage neben ihrer ersten und obersten Aufgabe, Wasser in allen, selbst den obersten Etagen der Häuser der Stadt zur Abgabe bringen zu können, auch zu Feuerlöschzwecken dienen soll, wie dieses von einer centralen Wasserversorgung auch gefordert werden muss. Zu Feuerlöschzwecken kann das Wasser nun auf verschiedene Weise verwendet werden: entweder, indem man sich begnügt, der städtischen Leitung das zu Feuerlöschzwecken erforderliche Wasser zu entnehmen und dasselbe dann mittelst der Spritzen auf das brennende Object zu werfen, oder indem man der städtischen Leitung die Aufgabe zuweist, das Wasser unter so hohem Drucke zur Verwendung zu stellen, dass man dasselbe direct aus den Hydranten mittelst Schläuchen zum Löschen des Feuers verwenden kann. Diese letztere Methode erfordert nun einen sehr hohen Druck in der städtischen Leitung; es ist herkömmlich geworden, für diese Zwecke den verfügbaren Druck über Strassenpflaster an der höchsten Stelle zu 30 Meter zu normiren, eine Zahl, welche eigentlich durch nichts anderes als durch Herkommen und Gebrauch begründet werden kann.

Sieht man nun von dieser directen Verwendung des Wassers zu Feuerlöschzwecken ab, so ist ein verfügbarer Druck von 20 Metern über das Pflaster an den höchsten Punkten der Stadt zur bürgerlichen Versorgung vollständig ausreichend.

Bei der künstlichen Hebung, wie das auch hier in Laibach der Fall ist, hat die Druckhöhe hinsichtlich des Kostenpunctes einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss, und deshalb ist es erforderlich die Frage nach der Zweckmässigkeit, resp. Nothwendigkeit der directen Verwendung des Wassers zu Feuerlöschzwecken näher zu untersuchen.

Die Anforderungen der Feuerwehr an das Wasser der städtischen Leitung lassen sich unter zwei Gesichtspuncten auffassen:

1. Die Feuerwehr stellt nur Anforderungen an ein ausreichendes Wasserquantum, oder
2. die Feuerwehr verlangt das Wasserquantum unter einem solchen Drucke zur Verfügung gestellt, dass mittelst des Druckes der das Feuer bekämpfende Wasserstrahl ohne Zuhilfenahme von besonderen Apparaten erzeugt werden könnte.

Der ersten Anforderung entsprechend vertritt die Wasserleitung nur die Stelle eines vorhandenen Wasservorrathes, während sie im zweiten Falle ausserdem noch die Stelle der Feuerspritzen und sonstiger Maschinen vertreten soll.

Nun wird ein Hydrant, welcher bestimmt ist, das Wasser zu Feuerlöschzwecken aus der Leitung abzugeben, nie und nimmer eine Feuerspritze zu ersetzen in der Lage sein, denn letztere ist transportabel und der Hydrant ist es nicht; während die Feuerspritze an jeder beliebigen Stelle eine gewisse Leistung verrichten kann, nimmt bei dem Hydranten die Leistung mit der Entfernung der Brandstelle von dem Hydranten sehr rasch ab. Ferner ist es eine heute noch offene Frage,

wie hoch der Anfangsdruck in der städtischen Leitung sein muss, um der sub 2 formulirten Anforderung zu genügen; jedenfalls aber kann es als feststehend betrachtet werden, dass der herkömmlich zu 30 Meter normirte verfügbare Druck über das Pflaster dazu nicht völlig ausreicht.

Man kann füglich in dieser Frage die Feuerwehren und deren Gebräuche als ausschlaggebend erachten und da findet man, dass selbst in Städten mit hohem Versorgungsdrucke die Feuerspritzen etc. beibehalten werden, selbst wenn man auch in manchen Fällen das Wasser aus den Hydranten direct wirken lässt. Abgesehen von dem grossen Vortheile der Feuerspritze vermöge ihrer Beweglichkeit wird auch keine Feuerwehr dieser Apparate entrathen können, da sie zu häufig in die Lage kommen kann, ein Feuer bekämpfen zu müssen, wo ihr Hydranten nicht oder nicht in ausreichendem Masse zu Gebote stehen. Auf der anderen Seite muss aber bedingungslos zugestanden werden, dass eine gut organisirte, mit entsprechenden Apparaten und Geräthen ausgerüstete Feuerwehr unter normalen Verhältnissen immer das entfesselte Element bewältigen wird, wenn sie nur genügend Wasser zur Verfügung hat. Da nun die Feuerwehr die Spritzen und andere Apparate doch nicht entbehren kann, so kann sie dieselben auch überall anwenden, und es verbleibt dann für die Wasserleitung nur mehr die Aufgabe, das zum Löschen erforderliche Wasser in genügender Menge herbeizuschaffen, und dazu genügt der sogenannte bürgerliche Versorgungsdruck.

Berücksichtigt man ferner, dass man mit einem verschwindend geringen Bruchtheile des durch die unnöthige Hebungsarbeit bedingten Capitalaufwandes für die Feuerwehr die vorzüglichsten Feuerspritzen und sonstige Apparate anschaffen kann, so ergibt sich von selbst der Schluss, dass man nach den heutigen Erfahrungen eine neue Wasserleitung so einrichtet, dass der zur Verfügung stehende Druck eben noch hinreicht, um auch die obersten Etagen der höchst gelegenen Häuser in ausgiebiger Weise zu versorgen.

Für diesen Zweck genügt aber, wie bereits erwähnt wurde, eine verfügbare Druckhöhe von 20 Metern über dem Strassenpflaster vollständig und ist nach diesem Gesichtspuncte die Höhenlage des am Šiškaberge gelegenen Hochreservoirs, welche einzig und allein von der Druckhöhe abhängt, hier wie folgt festgestellt worden.

Die höchstgelegenen Theile an der Karlstädter-Strasse etc., welche noch in das Versorgungsgebiet eingezogen werden sollen, befinden sich auf Cote circa 310 Meter, rechnet man hierzu:

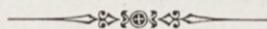
an Druckverlust für den ungünstigsten Fall, dass die Speisung nur vom Reservoir allein geschieht, sowie für die Widerstände in den Hausleitungen etc. circa	10	„
für den verfügbaren Versorgungsdruck in diesem Theile der Stadt circa	20	„
	<hr/>	
	so erhält man	340 Meter

als Cote der Sohle des Hochreservoirs.

Diese Höhenlage des Reservoirs erzeugt in allen Theilen der Stadt einen vollständig genügenden, in einzelnen Theilen sogar einen sehr reichlichen Versorgungsdruck, und beträgt derselbe z. B. in den nachstehend bezeichneten Puncten näherungsweise:

Kreuzung der Südbahn mit der Wienerstrasse	circa 35	Meter
Ecke der Wienerstrasse und Franz-Josefsstrasse gegenüber dem Hôtel „Elephant“	„ 36	„
An der Franzensbrücke	„ 41	„
Vor dem Rathhause	„ 40	„
Mitte des Kaiser Josefs-Platzes	„ 38	„
Mitte des Jakobs-Platzes	„ 38	„
Mitte des Congress-Platzes	„ 32	„

Wie man aus den vorstehenden Zahlen ersieht, sind unter Beibehaltung der oben festgesetzten Höhenlage des Reservoirs die Druckverhältnisse in den Hauptstrassen noch immer derartig, dass bei Feuersgefahr die Hydranten direct zu Löschzwecken verwendet werden können.





VII.

Allgemeine Disposition der Wasserversorgungs-Anlage.

Die in ihrer Gesamtheit eine städtische Wasserversorgungs-Anlage bildenden Objecte sind nach zwei Richtungen zu disponiren, und zwar:

- 1) hinsichtlich ihrer Dimensionen,
- 2) hinsichtlich ihrer örtlichen Lage.

Für die Dimensionirung der einzelnen Objecte ist die von denselben verlangte Leistung massgebend, und diese richtet sich wieder nach der Leistungsfähigkeit der ganzen Anlage, deren Feststellung mithin zuerst erfolgen muss.

Wie schon erwähnt, sind das zu liefernde Wasserquantum sowie die Druckhöhe, unter welcher dasselbe zur Vertheilung gebracht werden soll, die bestimmenden Factoren für die Leistungsfähigkeit einer Wasserversorgungs-Anlage. Bezüglich des Wasserquantums wurde, wie unter Abschnitt V über den Wasserbedarf näher ausgeführt, ermittelt, dass die sofort zur Ausführung zu bringende Anlage im Mittel

3000 Cubikmeter

pro Tag zu liefern im Stande sein soll. Doch soll im Hinblick auf die mit der Zeit eintretende Vergrößerung der Stadt, sowie die eventuelle Steigerung des Consums etc. die Anlage so disponirt werden, dass später eine Vergrößerung derselben auf eine Tagesförderung von

4500 bis 5000 Cubikmetern

im Mittel erfolgen kann.

Hinsichtlich der Druckhöhe wurde in dem diesbezüglichen Abschnitte nachgewiesen, dass, falls die Reservoirsohle auf Cote 340 Meter über dem adriatischen Meere gelegt wird, die Vertheilung von Wasser in dem ganzen in Betracht kommenden Gebiete der Stadt überall mit genügendem, theilweise sogar mit sehr reichlichem Drucke erfolgen kann.

Bei der Dimensionirung der Anlage muss aber auch darauf Rücksicht genommen werden, dass die Anlage nicht nur den mittleren Tagesverbrauch, sondern auch den in der Regel in den heissen Sommermonaten auftretenden maximalen Tagesverbrauch, der den mittleren um circa 50% übersteigt, zu decken in der Lage ist.

Ein nach diesen soeben entwickelten Gesichtspuncten disponirtes Wasserwerk wird bei einem stets rationellen Betriebe im Stande sein, die Bedürfnisse der Stadt Laibach voraussichtlich für die nächsten 10 Jahre, vielleicht noch länger zu decken, und kann doch jederzeit die Leistung ohne unverhältnissmässige Kosten entsprechend erweitert werden.

Allgemein kann man die verschiedenen Bauobjecte einer Wasserversorgung in die folgenden Gruppen scheiden:

- a) die Wassergewinnungs-Anlage,
- b) die Wasserhebungs-Anlage,

oder kurz die Pumpstation genannt, wenn eine solche im Hinblick auf die nicht ausreichende oder gar negative Differenz zwischen der Höhenlage des Wassers an der Gewinnungsstelle und der Höhe des Versorgungsgebietes erforderlich wird;

- c) die Zuleitung,
- d) das Hochreservoir,
- e) das Vertheilungsrohrnetz.

Die sub a) und b) genannten Objecte sind successive erweiterungsfähig, indem entsprechend dem wachsenden Wasserverbrauche die Zahl der Brunnen, der Motoren und Pumpen etc., vermehrt werden kann.

Die Objecte der Gruppe c) und d), sowie die Hauptleitungen des Vertheilungsrohrnetzes sind jedoch nur sprungweise erweiterungsfähig, d. h. wenn z. B. ein Rohrstrang als Zuleitung nicht mehr genügt, kann derselbe nicht nach Bedarf grösser gemacht, sondern es muss ein zweiter verlegt werden; bei der Dimensionirung wird man nun diesen Objecten, deren Vergrösserung nur sprungweise möglich ist, eine grössere Aufmerksamkeit zu widmen haben, als jenen, die eine successive Entwicklung gestatten.

Die Wassergewinnungs- und Hebungs-Anlagen müssen in der Lage sein nicht nur das mittlere Wasserquantum von:

3000 Cubikmetern pro Tag,

sondern auch das Maximale von

4500 Cubikmetern pro Tag

zu fördern und zu liefern.

Die Zuleitung muss bei der mittleren Lieferung von 3000 Cubikmetern pro Tag vollständig rationell functioniren, muss aber noch im Stande sein, das maximale Tagesquantum von 4500 Cubikmetern ohne Unzuträglichkeit zu transportiren.

Das Hochreservoir dient in erster Linie dazu, die Schwankungen zwischen dem stündlichen Verbrauche und dem von der Zuleitung gelieferten durchschnittlichen Quantum auszugleichen. Nach den bisherigen Erfahrungen genügt dazu, wie bereits unter Abschnitt V über den Wasserbedarf gesagt, ein Reservoir-Inhalt von $\frac{1}{5}$ der durchschnittlichen Tagesmenge, also hier von 600 bis 900 Cubikmetern. Um jedoch eine möglichst gleichmässige und ruhige Vertheilung des Wassers zu ermöglichen, sowie um sowohl bei eintretenden Feuersbränsten, als auch bei eventuellen Betriebsstörungen eine möglichst grosse Reserve zu haben, empfiehlt es sich, das Hochreservoir so zu dimensioniren, dass dasselbe den mittleren Tagesverbrauch, hier

3000 Cubikmeter,

fasst. Die Höhenlage ist mit Rücksicht auf eine zweckmässige Vertheilung so bestimmt, dass die Reservoirsohle auf Cote 340 Meter über der Adria gelegt wird, wie dies bereits unter Abschnitt VI, Druckhöhe, erläutert worden ist.

Das Vertheilungsrohrnetz ist so einzurichten, dass es den maximalen Anforderungen zu genügen im Stande ist; hierbei ist aber darauf Rücksicht zu nehmen, dass die Hauptleitungen des Vertheilungsrohrnetzes nicht erweiterungsfähig sind; es empfiehlt sich daher, dieselben gleich im Vorhinein ihrer maximalen Leistung entsprechend zu dimensioniren.

Soll das auf diese Weise disponirte Wasserwerk zu irgend einem Zeitpunkte auf eine mittlere Leistungsfähigkeit von 4500 Cubikmetern pro Tag vergrössert werden, so sind einfach die Wassergewinnungs- und Hebungs-Anlagen zu erweitern, sowie ein zweiter Zuleitungsstrang zu legen. Das Hochreservoir mit seinem heutigen Inhalte genügt jedoch auch für die spätere Vergrösserung und hat man nur noch das Vertheilungsrohrnetz entsprechend der zukünftigen Zunahme der Stadt zu erweitern. Diese Neuanlagen schliessen sich vollständig harmonisch an die bestehenden an, und bietet der Doppelstrang der Zuleitung alsdann sogar noch den weiteren Vortheil einer erhöhten Sicherheit gegen Betriebsstörungen, die etwa durch Defecte im Zuleitungsstrange hervorgerufen werden könnten.

Auf die speciellere Dimensionirung der einzelnen Objecte wird bei deren im nächsten Abschnitte erfolgenden näheren Beschreibung eingegangen werden.

Beim Uebergange zur Disposition der einzelnen Objecte in örtlicher Beziehung, müssen die beiden Projecte, oder richtiger gesagt, die beiden Varianten für den Wasserbezug von einander getrennt werden; doch werden, da die beiden Bezugsstellen in nördlicher Richtung von Laibach liegen, einzelne Theile, wie z. B. das Hochreservoir, sowie das Vertheilungsrohrnetz in der Stadt beiden Varianten gemeinsam sein.

Variante A.

Bezug des Wassers vom Laibacher Felde.

Für die Wassergewinnung ist in dem, die speciellen hydrologischen Untersuchungen behandelnden Absatze II das südlich von Kleče gelegene Eichwäldchen als der geeignetste Ort ermittelt worden.

Die mittlere Höhe des natürlichen Grundwasserspiegels an dieser Stelle kann zu 286 Meter angenommen werden, während die Cote des Terrains circa 306.50 Meter beträgt. Vergleicht man dagegen die Cote der Sohle des Reservoirs, welche auf 340 Meter normirt wurde, so ergibt sich ohne Weiteres, dass das gesammte Wasserquantum künstlich, und zwar mittelst Dampfkraft gehoben werden muss.

Zweckmässig wird man die Wasserhebungs-Anlage in unmittelbarer Nähe der Wassergewinnung disponiren und kann dies im vorliegenden Falle um so leichter thun, als der in Aussicht genommene Ort von gebahnten Strassen mit Leichtigkeit zu erreichen ist.

Die Trace der Zuleitung richtet sich in erster Linie nach der Lage des Hochreservoirs, und soll demgemäss zuerst diese festgestellt werden; in dieser Richtung erscheint die Wahl jedoch insoferne etwas beschränkt, als man hinsichtlich des Bauplatzes für das Reservoir in erster Linie auf vorhandene Erhöhungen angewiesen ist.

Für die Stadt Laibach sind in den beiden in unmittelbarer Nähe der Stadt gelegenen Bergen, dem Schlossberge und dem Schischkaberger die Träger für das Reservoir von selbst gegeben, und wird es sich darum handeln, zwischen diesen beiden die Wahl zu treffen.

Für den Schischkaberger spricht der Umstand, dass man mit dem Zuleitungsstrange ohne Umweg sowohl den westlichen, als den am geeignetsten erscheinenden südlichen Abhang erreichen kann, ohne das Centrum des Versorgungsgebietes zu berühren, wogegen man bei der Disposition des Reservoirs auf dem nördlichen, beziehungsweise nordwestlichen Abhange des Schlossberges das ganze Vertheilungsgebiet durchschneidet. Dieses letztere hat den Nachtheil, dass das Wasser in einem und demselben Rohrstrange während eines Tages verschiedene Male seine Bewegungsrichtung ändert, je nachdem die Speisung direct von der Pumpstation oder von dem Reservoir aus erfolgt, wodurch die, wenn auch ganz geringfügigen, so doch unvermeidlichen Ablagerungen im Rohrnetze sich nicht festsetzen, sondern immer aufgerührt werden, was eine stellenweise Trübung des Wassers hervorruft.

Ferner spricht gegen den nordwestlichen Hang des Schlossberges noch der Umstand, dass derselbe, wie aus der Configuration mit grosser Wahrscheinlichkeit zu schliessen ist, zu Rutschungen geneigt ist, und würde eine solche Tendenz, wenn auch nur im geringen Masse vorhanden, durch den nothwendigen Aushub der Baugrube, sowie durch die später erfolgende Belastung durch das Reservoir dessen Inhalt und die Ausfüllung doch leicht zu den unangenehmsten Consequenzen führen.

Es folgt also daraus, dass der südliche Hang des Schischkabergeres für die Placirung des Reservoirs in Aussicht zu nehmen ist.

Aus der Lage des Reservoirs ergibt sich naturgemäss die Trace der Zuleitung, sowie die Disposition des Vertheilungsrohrnetzes, worauf noch bei der in dem nächsten Abschnitte erfolgenden Beschreibung der einzelnen Bauobjecte näher eingegangen werden wird.

Variante B.

Wasserbezug aus dem Gebiete von Skaručna.

Die Wassergewinnungs-Anlage ist auch für diese Variante durch die Resultate der speciellen hydrologischen Untersuchungen örtlich bestimmt, und ist dieselbe am zweckmässigsten in der Gegend oberhalb des Rebol anzuordnen. Die Cote des Grundwassers an dieser Stelle kann rund zu 317 Metern angenommen werden, und ist deshalb zur Förderung dieses Wassers nach dem Hochreservoir ebenfalls eine künstliche Hebung erforderlich. In Anbetracht dessen, dass die motorische Kraft der Gameljšćica durch bestehende Mühlenanlagen ziemlich vollständig ausgenützt und die Wassermenge des Baches überdies noch sehr variabel ist, wird man von der Hebung durch Wasserkraft Abstand nehmen und dieselbe durch Dampfkraft bewerkstelligen müssen.

Gegen die Disposition der Wasserhebungs-Anlage an der Gewinnungsstelle selbst, wie sie bei der Variante A in Aussicht genommen ist, erheben sich hier gewichtige Bedenken. Zunächst ist zu erwähnen die grosse Entfernung (circa 12 Kilometer) von der Stadt Laibach und die dadurch bedingten Schwierigkeiten des Kohlentransportes, sowie der Ueberwachung des Betriebes. Zwischen der Wassergewinnung und der Stadt Laibach liegt zudem die Save, welche die Zuleitung kreuzen muss. Liegt nun die Pumpstation beim Rebol, so würde der Betriebsdruck in dieser Savekreuzung, als dem tiefsten Punkte der Leitung, circa 7 bis 8 Atmosphären betragen, wodurch sehr leicht Defecte entstehen können. Berücksichtigt man nun, dass derartige Defecte sowohl im eigentlichen Flussbette, als auch in dem stellenweise überschwemmten Inundationsgebiete sehr kostspielig sind, und, was noch schlimmer ist, sehr zeitraubende Reparaturen erfordern, so wäre man im Interesse der Betriebssicherheit gezwungen, die ganze Leitung im Inundationsgebiete im Vorhinein doppelt auszuführen, wodurch die Anlagekosten ganz bedeutend erhöht werden würden.

Bei der Höhenlage des diluvialen Terrains am rechten Saveufer, das zwischen 306 und 307 Metern schwankt, ist es jedoch möglich, das Wasser aus dem Quellgebiete von Skaručna mit natürlichem Gefälle nach dem rechten Saveufer zu leiten und erst hier die Pumpstation anzulegen, welche das Wasser dann nach dem Reservoir zu fördern haben wird. Als geeignetster Punkt für diese Anlage empfiehlt sich nun die gleiche Stelle, wo auch die Pumpstation für die Variante A vorgesehen wurde, und kommt dabei noch der Umstand in Betracht, dass man jeden Augenblick zur Gewinnung von Wasser aus dem Laibacher Felde greifen kann. Die Traçirung der Zuleitung von der Wassergewinnung nach dieser Pumpstation wird später nochmals zur Sprache kommen; die Disposition der weiteren Zuleitung von der Pumpstation bis zum Reservoir, des Reservoirs selbst, sowie des Vertheilungsrohrnetzes ist bereits bei der Variante A erörtert worden und gilt unverändert auch für diese Variante.

In der Uebersichtskarte, Blatt Nr. 1, sind diese beiden Varianten entsprechend den vorstehend entwickelten örtlichen Dispositionen schematisch eingezeichnet, und zwar ist die Variante A durch rothe Linien dargestellt, während die den beiden Varianten nicht gemeinsamen Theile der Variante B blau eingezeichnet sind.



VIII.

Beschreibung der einzelnen Bauobjecte.

In den allgemeinen Dispositionen wurde nachgewiesen, dass sowohl für den Bezug des Wassers aus dem Gebiete bei Skaručna, wie auch für die Entnahme aus dem Laibacher Felde künstliche Hebung des Wassers mittelst Dampfkraft erforderlich ist. Die dabei erforderlichen Maschinen lässt man jedoch zweckmässig nicht ununterbrochen Tag und Nacht laufen, sondern man lässt in dem Gange der Maschinen Ruhepausen eintreten, um während dieser Zeit die Maschinen nachsehen, reinigen, schmieren etc. zu können.

In Anbetracht einer rationellen Ausnützung des Personales ergibt sich eine 20stündige Arbeitszeit für die Maschinen und Pumpen als die zweckmässigste; dabei wird das Personale in je zwei 12stündigen Schichten abwechseln und bleiben jeder Schichte neben 10stündiger Arbeit der Maschinen noch 2 Stunden Zeit zum Putzen, Schmieren etc.

Diese 20stündige Arbeitszeit für die Maschinen wird aber erst eintreten, wenn das Werk auf seine volle gegenwärtige Leistungsfähigkeit, also:

3000 Cubikmeter pro Tag im Mittel oder
4500 Cubikmeter pro Tag im Maximum

ausgenützt sein wird. Für die erste Zeit wird daher kein Tag- und Nachtbetrieb erforderlich sein, sondern es wird genügen, die Maschinen je nach Erforderniss 6, 8 bis 10 Stunden pro Tag continuirlich laufen zu lassen. Demnach müssen die Wassergewinnungs- sowie die Wasserhebungs-Anlagen so disponirt sein, dass dieselben in der Lage sind, das genannte Tagesquantum in 20 Stunden zu fördern und zu liefern. Dies entspricht einer Leistung, resp. Förderung von im Mittel:

150 Cubikmetern pro Stunde,
2·5 Cubikmetern pro Minute,
0·04167 Cubikmetern pro Secunde, oder rund
42 Secundenlitern,

welche Leistung sich im Maximum auf das $1\frac{1}{2}$ fache, also rund
auf 63·5 Secundenliter

erhöhen lassen muss.

In der nun folgenden näheren Beschreibung der einzelnen Bauobjecte werden die beiden Varianten des Projectes wieder getrennt behandelt.

Variante A.

Bezug des Wassers vom Laibacher Felde:

a) Wassergewinnung.

Als zweckmässigster Ort für die Wassergewinnung hat sich, wie bereits eingehend erörtert, das südlich von Kleče gelegene Eichwäldchen ergeben.

An dieser Stelle liegt der Grundwasserspiegel circa 20 Meter unter dem Terrain und haben diesbezügliche Untersuchungen gezeigt, dass Schwankungen dieses Grundwasserspiegels bis zu circa 3 Metern zwischen den maximalen und minimalen Ständen vorkommen können.

Die grosse Ueberdeckung des Grundwassers, sowie die Erwägung, dass es wünschenswerth erscheint, das Wasser erst aus jenen Schichten zu gewinnen, welche unterhalb der Region der Grundwasser-Schwankungen liegen, lassen die Gewinnung des Wassers mittelst Rohrbrunnen in dem vorliegenden Falle als die einzig zulässige Art der Wassergewinnung erscheinen.

Diese Rohrbrunnen werden in entsprechenden Abständen von einander angeordnet und ergibt sich die laterale Ausdehnung der Wassergewinnungs-Anlage aus dem zu leistenden Wasserquantum und der berechneten Durchflussmenge. Letztere wurde bei den im Abschnitte IV behandelten Ergiebigkeits-Untersuchungen unter der Annahme höchst ungünstiger Durchfluss-Verhältnisse für eine Profildbreite von 100 Metern zu circa:

19 Secundenlitern

berechnet. Rechnet man nun, dass im Maximum nur $\frac{2}{3}$ dieses Quantums dem Untergrunde entnommen werden sollen, so wird man, um die im Maximum verlangten 63·5 Secundenliter zu erhalten, einen Streifen von circa 500 Metern Länge in Anspruch nehmen müssen. Da man nun einem Rohrbrunnen ganz gut 1000 bis 1200 Cubikmeter pro Tag entnehmen kann, so werden

5 Rohrbrunnen,

die in Entfernungen von je 100 Metern von einander zu placiren sind, zur Lieferung des verlangten Quantums ausreichen.

Die Fassungsanlage ist selbstverständlich näherungsweise normal auf die Richtung des Grundwasserstromes zu legen und findet sich dieselbe auf dem Situationsplane, Blatt Nr. 8, eingezeichnet.

Auf Blatt Nr. 9 ist die Disposition der Wassergewinnungs-Anlage dargestellt. Wie aus demselben ersichtlich, werden die 5 Rohrbrunnen in gemauerten Schächten abgeteuft, welche letztere etwa bis ungefähr zum Grundwasserspiegel reichen. Der mittlere dieser Schächte, welcher sich im Inneren des Maschinenhauses befindet, erhält 5 Meter lichter Weite und ist neben dem Rohrbrunnen noch zur Aufnahme der Pumpe bestimmt; die übrigen Schächte erhalten je 2·5 Meter Durchmesser und dienen nur zur Abteufung der Rohrbrunnen. Von dem mittleren Brunnen aus geht nach beiden Seiten mit gleichmässigem, schwachem Gefälle die Saugleitung, an welche, wie die Disposition, Blatt Nr. 9, zeigt, die Rohrbrunnen angeschlossen werden. Diese Saugleitung wird in einen über dem Grundwasserspiegel geführten Stollen gelegt; jeder Brunnen kann einzeln durch Schieber aus dem Betriebe ausgeschaltet werden. Für den Zweck einer späteren Vergrößerung ist die Verlängerung der Saugleitung und die Abteufung weiterer Rohrbrunnen in dem Profile der jetzigen Wassergewinnung vorgesehen, und sind die jetzt eingeschriebenen Dimensionen der Saugleitung bereits in Berücksichtigung einer späteren Vergrößerung bestimmt.

Die gemauerten Schächte von 2·50 Metern Lichtweite werden, wie aus der Detailzeichnung, Blatt Nr. 10, ersichtlich, in Ziegelmauerwerk ausgeführt und erhalten unten einen kräftigen schmiedeeisernen Rost; um ein Reissen des Mauerwerkes beim Absenken zu verhüten, sind in verticalen Entfernungen von circa 3 Metern schmiedeeiserne Kränze vorgesehen, die unter einander und mit dem Roste durch schmiedeeiserne Zuganker verbunden sind.

Sollte das Terrain bei der Ausführung ein stückweises Untermauern gestatten und dadurch die Absenkung unnöthig machen, so können die Verankerungen eventuell wegbleiben. Nach den für die Abteufung des Schachtes Nr. 1 gemachten Erfahrungen, wird man wohl zur Absenkung der Schächte greifen müssen. Sobald der Schacht etwa bis auf den Grundwasserspiegel abgeteuft ist, wird der Rohrbrunnen abgeteuft und nach Fertigstellung desselben die Sohle des Schachtes bis etwa auf die Oberkante des Futterrohres ausbetonirt. Auf diese Betonsohle werden 2 Pfeiler aufgemauert zur Unterstützung der Doppel „T“ Träger, an welche das in den Rohrbrunnen mündende Saugrohr aufgehängt ist. Um zu vermeiden, dass bei etwaigen Bewegungen dieses verticalen Saugrohres die

übrige Saugleitung alterirt wird, wird ein kupfernes Dilatationsstück eingeschaltet, welches diese Bewegungen aufnimmt und nicht weiter überträgt.

Das in den Brunnen einmündende Saugrohr endigt unten mit einem sogenannten Fussventile, resp. Rückfallventile, das auf Blatt Nr. 11 in natürlicher Grösse dargestellt ist, so dass eine weitere Beschreibung dieser dem Verfasser eigenthümlichen Construction, welche bei einem Minimum von Druckverlust einen vollständig centralen Durchgang des eintretenden Wassers gestattet, überflüssig erscheint.

Die Schächte erhalten in Zwischenräumen von etwa 5 Metern Podien, welche mit Riffelplatten abgedeckt werden; von Podium zu Podium führen schmiedeeiserne Treppen, sowie aus Steigeeisen bestehende Leitern, so dass die Schächte jederzeit bequem zugänglich sind. Bei der Anordnung dieser Treppen ist darauf Rücksicht genommen, dass die Mitte des Schachtes in der ungefähren Weite des Rohrbrunnens vollständig frei bleibt, und so eine etwa nöthig werdende Auswechslung des Filterkorbes des Rohrbrunnens jeden Augenblick stattfinden kann.

Oben sind die Schächte an den Seiten durch Betongewölbe abgedeckt, während in der Mitte die 3 Einsteigeöffnungen für die Treppen, die Steigleitern, sowie die mittlere Einsteigeöffnung vorgesehen sind, welche durch gusseiserne Deckel verschlossen werden.

Auf Blatt Nr. 12 und 13 ist der im Maschinenhause befindliche Schacht von 5 Metern Lichtweite dargestellt, welcher im grossen Ganzen in analoger Weise, nur entsprechend stärker, wie der eben beschriebene Schacht von 2.5 Metern Lichtweite gedacht ist, so dass bei der Deutlichkeit der Zeichnungen eine nochmalige Beschreibung überflüssig erscheint; auf Blatt Nr. 12 findet sich auch die Pumpenanlage eingezeichnet, welche später bei der Wasserhebung noch berührt werden soll.

Auf Blatt Nr. 14 findet sich das Profil der Gallerie für die Saugleitung dargestellt, welche in Ziegelmauerwerk mit Betonsohle ausgeführt wird.

Vor Herstellung der Rohrbrunnen wird das Terrain an den betreffenden Stellen abgebohrt, und auf Grund der Ergebnisse dieser Bohrungen an jeder Stelle die Schichte, aus welcher das Wasser entnommen werden soll, und damit die Tiefe des Brunnens, sowie auch die Höhe des Filterkorbes bestimmt. Nachdem dies geschehen, werden gusseiserne Futterrohre von 800 Millimetern Lichtweite in entsprechender Weise auf jene Tiefe abgesenkt, aus welcher das Wasser entnommen werden soll. Die Verbindung der gusseisernen Futterrohre unter einander geschieht mittelst besonderer Façonstücke, welche auf Blatt Nr. 14 dargestellt sind.

Nachdem die Futterrohre auf die vorgesehene Tiefe abgesenkt sind, wird der Filterkorb eingesetzt, das ganze Futterrohr um die Höhe der durchlässigen Seitenfläche des Filterkorbes gezogen und in entsprechender Höhe über der Sohle des Schachtes abgekreuzt.

Dieser Filterkorb (auch Sauger genannt) war bei den Rohrbrunnen älterer Construction durch die Gefahr der drohenden Versandung eine Quelle fortwährender Uebelstände, welche sehr häufig die ganzen Rohrbrunnen unbrauchbar machten. Die auf Blatt Nr. 14 dargestellte Construction (System Smreker) schliesst jedoch nicht nur die Gefahr einer Versandung vollständig aus, sondern hat noch den weiteren sehr wesentlichen Vortheil, dass sie es möglich macht, die Umgebung des Filterkorbes vor Inbetriebnahme des Brunnens zu entsanden und die Ergiebigkeit des Brunnens dadurch zu erhöhen.

Der Filterkorb besteht, wie aus der Zeichnung Blatt Nr. 14 ersichtlich, aus zwei Theilen: dem äusseren Schutzkorbe *a* und dem inneren eigentlichen Filterkorbe *b*. Der Schutzkorb *a* ist cylindrisch, in seinem unteren Theile vollwandig, in seinem mittleren Theile dagegen mit durchbrochenen Seitenwandungen construiert. Der obere Theil (Schutzrohr) ist wieder vollwandig; die Lochung des Schutzkorbes ist derart, dass das Eintreten von gröberen Geschiebestücken ausgeschlossen erscheint. Der eigentliche Filterkorb *b* besteht aus einem schwach conischen Rohre mit durchbrochenen Seitenwandungen, jedoch vollwandigem Boden; oben kann noch ein vollwandiges Schutzrohr aufgesetzt werden. Der gelochte Theil ist mit einem engmaschigen Drahtgewebe umgeben, analog wie bei den bisher

gebräuchlichen Filterkörben. Von oben gehen durch den Boden dieses Filterkorbes zwei Rohre *c*, welche unten offen in den vollwandigen Theil des Schutzkorbes herunterreichen. Der Filterkorb *b* ist beweglich in den Schutzkorb *a* eingesetzt und kann jederzeit aus demselben entfernt werden.

Im normalen Betriebe des Brunnens tritt das Wasser aus den, den Filterkorb umgebenden Erdschichten in der Richtung des Pfeiles 1 durch die Oeffnungen des Schutzkorbes in denselben ein, stösst gegen die schräge Fläche des Filterkorbes *a*, und tritt in den letzteren ein.

Während etwa mit in Bewegung gerathene gröbere Gerölltheilchen an dem äusseren Schutzkorbe zurückgehalten werden, fallen die feineren Partikelchen bei dem Stosse des Wassers gegen die schräge Fläche zu Boden und sammeln sich in dem unteren vollwandigen Theile des Schutzkorbes, woraus sie von Zeit zu Zeit durch das Rohr *c* entfernt werden können, ohne dass der Brunnen eine Betriebsstörung erleidet. Sollte sich durch fortgesetzten Betrieb das den eigentlichen Filterkorb *b* umgebende Drahtgewebe oder Drahtgeflecht dennoch verstopfen, so kann dasselbe gereinigt werden, ohne den Filterkorb aus seiner Lage zu entfernen, indem man den Betrieb des Brunnens einstellt und reines Wasser oben dem Brunnen zuführt und dasselbe durch das Rohr *c* wieder herauspumpt. Bei dieser Procedur wird das eingeführte Wasser den durch den Pfeil 2 angeführten Weg verfolgen und der dadurch erzeugte Gegenstrom wird das Drahtgewebe des Filterkorbes von den daran haftenden Theilchen reinigen.

Im Falle, dass diese Reinigung des eigentlichen Filterkorbes längere Zeit vernachlässigt worden ist, so dass sich die Schlammtheile in den Maschen des Tressengewebes festgesetzt haben und der erzeugte Gegenstrom zur Beseitigung derselben nicht mehr ausreicht, so wird, ohne dass der Rohrbrunnen dadurch irgendwie alterirt wird, der innere Filterkorb herausgezogen und zu Tage gereinigt; eventuell kann auch das Tressengewebe durch ein neues ersetzt werden. Nachdem der Filterkorb auf diese Weise wieder in Stand gesetzt worden ist, wird er eingesetzt und kann der Brunnen sofort wieder in Betrieb gesetzt werden.

Diese Construction hat sich unter den schwierigsten Verhältnissen, und zwar auch bei der Ausführung eines solchen Rohrbrunnens im Flugsande practisch auf das Beste bewährt und ist auch irgend ein Einfluss auf die Qualität des Wassers nicht zu fürchten, da die durchlässigen Theile des Schutzkorbes und des Filterkorbes, sowie das Tressengewebe aus Kupfer hergestellt werden.

b) Wasserhebung.

Das Wasser wird in dem vorliegenden Falle mittelst Dampfkraft gehoben und nach dem Hochreservoir gefördert; die Pumpstation wird, wie bereits entwickelt, am zweckmässigsten in unmittelbarer Nähe der Wassergewinnung angelegt, und ist die örtliche Disposition derselben auf dem Situationsplane, Blatt Nr. 8, ersichtlich.

Wie die Wassergewinnungs-Anlage, so muss auch die maschinelle Anlage nicht nur das mittlere, sondern auch das maximale Förderquantum zu liefern in der Lage sein und ergibt sich deshalb für die maschinelle Anlage unter Berücksichtigung eines 20stündigen Betriebes pro Tag ein Förderquantum von im Mittel:

150 Cubikmetern pro Stunde,
2·5 Cubikmetern pro Minute,
0·04167 Cubikmetern pro Secunde, oder rund
42 Secundenlitern,

welche Leistung sich im Maximum auf das 1½fache, also rund
63·5 Secundenliter

muss erhöhen lassen.

Dabei ist jedoch darauf Rücksicht zu nehmen, dass eine spätere Erweiterung auf eine mittlere Tagesleistung von 4500 bis 5000 Cubikmetern in dem Rahmen der gegenwärtigen Anlage ausführbar ist.

Bei der Tiefe des Grundwasserspiegels unter dem Terrain war zunächst die Frage zu entscheiden, ob die Hebearbeit auf einmal geleistet werden solle, oder ob es nicht zweckmässiger erscheint, das Wasser durch besondere Saugpumpen in ein unter dem Terrain anzulegendes Reservoir zu pumpen und von da aus durch besondere Druckpumpen das Wasser in das Vertheilungs-Reservoir auf dem Schischkaberger zu heben.

Sowohl die grössere Einfachheit in Hinsicht auf die Construction, als auch ein nicht unbedeutendes Kostenersparniss (circa öst. W. fl. 3500.—) lassen die erstgenannte Anordnung als die vortheilhaftere erscheinen, und ist deshalb den in dem Schachte von 5 Metern lichtigem Durchmesser angeordneten Pumpen die Aufgabe zugewiesen, das Wasser zu saugen und direct nach dem Hochreservoir auf dem Schischkaberger zu fördern.

Zum Betriebe der Pumpen dient eine Zweicylinder-Maschine, und ist in diesem Falle der grosse Cylinder unmittelbar hinter dem kleinen Cylinder angeordnet, wodurch es möglich wird, von der Kolbenstange aus die Pumpen direct mittelst Balancier anzutreiben. Durch die Zweicylinder-Maschine wird ein ökonomisch sehr rationeller Betrieb erzielt, indem der Kohlenverbrauch ein wesentlich geringerer als bei einer Eincylinder-Maschine ist.

Bevor in die nähere Beschreibung der maschinellen Anlage eingegangen wird, soll die Arbeitsleistung derselben ermittelt werden; diese setzt sich zusammen aus dem bereits besprochenen Förderquantum und der Förderhöhe.

Diese Förderhöhe bestimmt sich, unter Annahme einer Arbeit bei gefülltem Reservoir, wie folgt:

Die Cote der Sohle des Hochreservoirs beträgt	340 Meter
Die Höhe des Wasserstandes im Hochreservoir	4 „
Also beträgt die Cote des Oberwasserspiegels im Hochreservoir	<u>344 Meter</u>
Die Cote des mittleren natürlichen Grundwasserspiegels an der Pumpstation beträgt	286 „
Demnach ergibt sich eine absolute Höhendifferenz von	<u>58 Metern.</u>

Hiezu sind noch zu rechnen, und zwar:

a) Bei der Förderung des mittleren Wasserquantums:

1. Für einen möglichen Rückgang des allgemeinen Grundwasserspiegels	2·00 Meter
2. Für die nutzbare Absenkung des Grundwasserspiegels in den Brunnen beim Betriebe derselben	4·00 „
3. Für den Druckverlust in den Saugleitungen, hervorgerufen durch Bewegungs- und Ventil-Widerstände	1·00 „
4. Druckverlust in der Zuleitung nach dem Hochreservoir; dieser ergibt sich, wie bei der Berechnung der Zuleitung noch näher nachgewiesen werden wird, bei der Förderung des mittleren Wasserquantums zu 1·2‰, d. i. bei einer Länge von circa 5135 Metern =	<u>6·16 „</u>
Demnach im Ganzen	<u>13·16 Meter</u>
Also beträgt die totale manometrische Förderhöhe bei der Förderung des mittleren Wasserquantums	71·16 Meter.

b) Für den maximalen Consum

sind zu der absoluten Höhendifferenz von 58·00 Metern die nachstehenden Zahlen zu addiren:

1. Rückgang des Grundwasserspiegels, wie oben	2·00 Meter
2. Nutzbare Absenkung desselben, wie oben	4·00 „
3. Für den Druckverlust in den Saugleitungen, wie oben	1·00 „

4. Druckverlust in der Zuleitung; dieser ergibt bei der Förderung des Maximalquantums zu 2·7‰, d. i. bei einer Länge von circa 5135 Metern 13·86 Meter

Demnach im Ganzen 20·86 Meter.

Also beträgt die totale manometrische Förderhöhe, bei der Förderung des maximalen Wasserquantums 78·86 Meter

Bezeichnet man mit:

N_e die effective Arbeitsleistung der maschinellen Anlage bei der Lieferung des mittleren Wasserquantums, und mit

N_e max die effective Arbeitsleistung derselben bei der Lieferung des maximalen Wasserquantums, so ergeben sich diese beiden, wie folgt:

$$N_e = \frac{41.7 \times 71.16}{75} \text{ mithin}$$

$$N_e = 39.56 \text{ oder rund } 40 \text{ Pferdekräfte,}$$

und

$$N_e \text{ max} = \frac{62.5 \times 78.86}{75} \text{ mithin}$$

$$N_e \text{ max} = 65.72 \text{ oder rund } 66 \text{ Pferdekräfte.}$$

Dieser mittleren Leistung entsprechen folgende Dimensionen der Zweicylinder - Maschine :

Durchmesser des kleinen Cylinders	400 Millimeter
Durchmesser des grossen Cylinders	600 „
Hub	900 „
Normale Tourenzahl	30 pro Minute
Mittlere Kolbengeschwindigkeit	900 Millimeter
Arbeitsdruck im Kessel	6½ Atmosphären
Admissionsdruck im Cylinder	6 „
Füllung im kleinen Cylinder circa 25%.	

Um die maximale Leistung zu erreichen, wird man diese Maschine unter sonst gleichen Verhältnissen entweder mit

45 Touren pro Minute und circa 30% Füllung
20 Stunden lang

oder eventuell mit circa

41 Touren pro Minute und circa 30% Füllung
22 Stunden

pro Tag laufen lassen müssen. Die mittlere Kolbengeschwindigkeit wird bei diesem forcirten Betriebe 1350, resp. 1200 Millimeter betragen, was als durchwegs normal zu betrachten ist.

Da aber die Maschine sehr häufig, besonders im Anfange, noch nicht einmal auf ihre mittlere Leistung voll ausgenützt werden kann, so muss dieselbe gleichzeitig so eingerichtet werden, dass sie auch bei verminderter Tourenzahl rationell arbeitet; es muss daher eine Vorrichtung angebracht werden zur Veränderung der Tourenzahl von 20 bis 40, resp. 45 pro Minute.

Zur Erzielung einer möglichst günstigen Dampfvertheilung ist eine Ventilsteuerung vorgesehen, und zwar entweder das System Sulzer oder Collmann, welche als Präcisionssteuerungen zu betrachten sind. Die Zweicylinder-Maschine ist mit einem Condensator und einer Speisepumpe versehen, und ist die Vorkehrung getroffen, dass man nach Belieben mit oder ohne Condensation arbeiten kann; auch ist die Einrichtung getroffen, dass man mit dem kleinen Cylinder, ebenfalls mit oder ohne Condensation, allein arbeiten kann. Um das für die Condensation erforderliche Einspritzwasser nicht unnöthigerweise hoch zu heben, ist in dem Pumpenschachte neben der Förderpumpe eine besondere Pumpe angebracht, welche das für die Condensation erforderliche Wasser

in ein kleines im Souterrain des Maschinenhauses befindliches Reservoir hebt, von wo aus dasselbe in den Condensator eintritt.

Die Dampfmaschinen-Anlage ist auf den Blättern Nr. 15 und 16 dargestellt; die Fundamente sind in Stampfbeton projectirt und ist dabei auf möglichste Zugänglichkeit aller Theile, sowie der Rohrleitungen etc. Rücksicht genommen.

Auf den Blättern Nr. 15, 16 und 17 ist das Maschinen- und Kesselhaus in seiner Construction und äusseren Gestaltung dargestellt; diese letztere ist zweckentsprechend und möglichst einfach gehalten.

Von besonderer Wichtigkeit für den vorliegenden Fall ist die Anlage und Construction der Schachtpumpen; auf Blatt Nr. 12 ist die ganze Pumpenanlage, und auf Blatt Nr. 18 sind die Pumpen selbst nochmals im Detail dargestellt. Die Pumpen, welche als verticale Plungerpumpen construirt sind, werden von der Kolbenstange der Dampfmaschine direct mittelst Balancier angetrieben, und ist das Gestänge so construirt, dass es nur auf Zug beansprucht wird, wodurch trotz der geringen Querschnitte die Vibrationen auf ein Minimum reducirt werden. Das Gestänge selbst ist auf den verschiedenen Podien durch Zwischen-Balanciers geführt, wodurch ein ruhiger Gang der Pumpen gewährleistet erscheint.

Die beiden Plungerpumpen sind einfach wirkend und erhalten zur Förderung des mittleren Wasserquantums folgende Dimensionen, wobei ein Volumeffect der Pumpen von 95 % angenommen wurde, der in Wirklichkeit bei exacter Ausführung voraussichtlich noch etwas höher ausfallen dürfte:

Plungerdurchmesser	385 Millimeter
Hub	375 „
mittlere Kolbengeschwindigkeit	375 „
normale Anzahl der Hübe	30 pro Minute.

Zur Erzielung des maximalen Förderquantums wird die Hubzahl entsprechend der Tourenzahl der Dampfmaschine entweder auf

45 bei 20stündiger Arbeitszeit

oder auf

40 bei 22stündiger Arbeitszeit

erhöht, was einer Erhöhung der Kolbengeschwindigkeit auf 500, bezw. 563 Millimeter entspricht, welche Kolbengeschwindigkeit für Plungerpumpen ganz unbedenklich erscheint.

Die Plungerpumpen erhalten, wie auf der Zeichnung, Blatt Nr. 18, ersichtlich, Ringventile, ferner einen gusseisernen Windkessel, der unter den Pumpen, und einen gemeinsamen schmiedeisernen Druckwindkessel, der seitlich angeordnet ist.

An Condensationswasser sind pro effective Pferdekraft und Stunde circa
350 Liter

erforderlich. Darnach erhält die an dem Saugwindkessel der Förderungen angeordnete Condensationswasserpumpe, welche einfach saugend und doppelt drückend construirt ist, nachstehende Dimensionen:

Kolbendurchmesser	170 Millimeter, resp. 235 Millimeter
Hub	170 „
mittlere Kolbengeschwindigkeit	170 „
normale Hubzahl	30 pro Minute.

Dieser Berechnung ist ebenfalls ein Volumeffect von 95 % zu Grunde gelegt, und wird, wie bei den Förderpumpen, auch hier das bei der maximalen Leistung der Anlage erforderliche grössere Quantum an Einspritzwasser durch entsprechend vermehrte Hubzahl beschafft.

Bei dieser so projectirten Anlage kann die effective Leistung bei der normalen Tourenzahl pro 1 Kilogramm Dampf zu 20000 Kilogramm-Meter angenommen werden. Dabei ist die effective Leistung berechnet aus der effectiv ins Hochreservoir gelieferten Wassermenge und der totalen manometrischen Förderhöhe (Nutzhöhe + Bewegungswiderstände), also ohne Berücksichtigung der zur Hebung des erforderlichen Condensationswassers aufzuwendenden Arbeit.

Diese oben angegebene Arbeitsleistung entspricht einem Dampfverbrauche von
 circa 13·5 Kilogrammen
 pro effective Pferdekraft (wie oben gemessen) und Stunde.

Es werden demnach bei der mittleren Leistung, resp. bei dem normalen Betriebe
 $40 \times 13\cdot5 = 540$ Kilogramm

und bei der maximalen Leistung

$$66 \times 13\cdot5 = 891 \text{ Kilogramm}$$

Dampf pro Stunde erforderlich sein.

Zur Dampferzeugung sind in dem unmittelbar an das Maschinenhaus stossenden Kessel-
 hause 2 Dampfkessel vorgesehen, deren jeder im Stande sein soll, den zum Betriebe der Maschine
 erforderlichen Dampf zu liefern, so dass immer ein Kessel als Reserve vorhanden ist. Für die
 spätere Entwicklung, d. h. sobald das zweite Maschinen- und Pumpensystem zur Aufstellung gelangt,
 wird ein dritter Dampfkessel aufgestellt werden.

Wie aus den Blättern Nr. 15 und 16 ersichtlich, sind zwei horizontale Zweiflammrohrkessel
 mit innenliegender Feuerung angenommen; zur Verstärkung der Circulation sind Circulationsrohre
 angeordnet.

Rechnet man, ohne die Kessel irgendwie anzustrengen, pro Quadratmeter Heizfläche eine
 Dampferzeugung von 10 bis 15 Kilogrammen, so ergibt sich für einen Kessel eine Heizfläche von

$$55 \text{ Quadratmetern,}$$

woraus die nachstehenden Dimensionen resultiren:

Arbeitsdruck	6·5 Atmosphären
lichter Durchmesser des Kessels	2000 Millimeter
Länge des Kessels	6000 „
Durchmesser der Flammrohre	750 „
Länge der Flammrohre	6000 „
Anzahl der Circulationsrohre (Galloway-Röhren), pro Feuerrohr	4

Zur Erhöhung der Wirkung sind seitlich für jeden Kessel zwei Vorwärmer angeordnet,
 welche eine lichte Weite von 600 Millimetern erhalten.

Zur Beschaffung des erforderlichen Kesselspeisewassers dient eine an der Dampfmaschine
 angebrachte und von dieser betriebene Speisepumpe, deren Leistung so regulirt wird, dass sie das
 jeder Tourenzahl entsprechende Kesselspeisewasser continuirlich pumpt. Ueberdies ist als Reserve
 noch eine besondere horizontale Dampfpumpe von 60 Millimetern Kolbendurchmesser und 120 Milli-
 metern Hub vorgesehen, welche im Falle eines Defectes der Speisepumpe das erforderliche Speise-
 wasser herbeischaffen kann.

Es erübrigt nur noch die Dimensionen der Rostfläche sowie des Schornsteines zu be-
 stimmen, welche von dem pro Stunde zu verbrennenden Kohlenquantum abhängig sind.

Bei guten Steinkohlen kann ohne Weiteres eine $7\frac{1}{2}$ bis 8fache Verdampfung angenommen
 werden; bezüglich der für das Wasserwerk der Stadt Laibach voraussichtlich zur Verwendung
 kommenden Trifailer Kohlen fehlen dem Verfasser dieses jedoch zuverlässige Angaben über deren
 Heizwerth. Rechnet man für dieselben etwa eine 6fache Verdampfung, so entspricht dies einem
 Kohlenverbrauche von $2\frac{1}{4}$ Kilogrammen pro Pferdekraft und Stunde; dementsprechend werden also circa

$$90 \text{ Kilogramm Kohlen im Mittel}$$

und

$$148 \text{ Kilogramm im Maximum pro}$$

Stunde zur Verbrennung gelangen.

Rechnet man pro Quadratmeter Rostfläche 80 bis 100 Kilogramm, im Mittel also 90 Kilo-
 gramm Kohlen, welche noch vortheilhaft zur Verbrennung gelangen können, so ergibt sich daraus
 pro Kessel eine Rostfläche von

$$1\cdot65 \text{ Quadratmetern.}$$

Der Schornstein ist so zu dimensioniren, dass derselbe auch für den Fall noch vollständig ausreicht, dass 2 Kessel gleichzeitig im Betriebe sind.

Bezeichnet

F die Fläche des kleinsten Zugquerschnittes des Schornsteines (oben an der Ausmündung gemessen),

B das stündlich zur Verbrennung gelangende Kohlenquantum,

H die Höhe des Schornsteines,

so gilt für das Verhältniss dieser Grössen unter einander die nachstehende Gleichung

$$F = 0.022 B \sqrt{\frac{1}{H}}$$

Nimmt man nun für den vorliegenden Fall das stündlich zur Verbrennung gelangende Kohlenquantum

$$B = 250 \text{ Kilogramm,}$$

ferner die Höhe des Schornsteines

$$H = 35 \text{ Meter}$$

an, so ergibt sich der kleinste Zugquerschnitt zu

$$F = 0.022 \times 250 \sqrt{\frac{1}{35}} = 0.95 \square \text{ m.},$$

was einem lichten Durchmesser von 1.10 Metern an der Ausmündung des Schornsteines entspricht.

Diesen Abmessungen entsprechend ist der auf Blatt Nr. 19 besonders dargestellte Schornstein construiert.

Die örtliche Lage der Pumpstation macht es erforderlich, dass wenigstens der Maschinist in unmittelbarer Nähe seine Wohnung erhält, und ist deshalb das auf den Blättern Nr. 20 und 21 dargestellte Wohnhaus vorgesehen, welches eine grössere und eine kleinere Dienstwohnung, sowie event. Räume zu Bureauzwecken etc. enthält.

Das auf Blatt Nr. 22 dargestellte Nebengebäude enthält die Stallungen, sowie einen Arbeiter-Abort.

Auf Blatt Nr. 23 ist der Kohlenschuppen dargestellt; derselbe erhält 6 Abtheilungen, deren jede bequem 2 Waggons Kohlen aufzunehmen vermag, so dass in dem ganzen Kohlenschuppen ein Vorrath für mindestens 2 volle Monate aufgespeichert werden kann.

Zur Controle der Kohleanfuhr wird eine Brückenwage, welche selbstthätig das Gewicht registriert, in der Nähe des Kohlenschuppens zur Aufstellung gelangen.

Das Areal der Pumpstation wird zweckmässig in einfacher Weise eingefriedet werden.

Für die Vornahme kleinerer Reparaturen ist die Aufstellung einer Werkbank mit Schraubstock, sowie eine kleine Drehbank vorgesehen. Sollte bei der späteren Aufstellung einer zweiten Maschine der Raum nicht mehr ausreichen, so könnte ein solcher dafür durch Ausführung des auf Blatt Nr. 15 punctirt angedeuteten Anbaues geschaffen werden, und könnten in diesem Raume dann eventuell die Vorräthe an Schmiermaterialien etc., die vorläufig im Souterrain untergebracht gedacht sind, zur Aufbewahrung gelangen.

Sehr vortheilhaft und zweckmässig würde es erscheinen, den Pumpenschacht, sowie theilweise die Gallerie für die Saugleitung elektrisch zu beleuchten, da diese Anlagen während des Betriebes der Maschine sehr häufig begangen werden müssen, und jede andere Beleuchtungsart nicht nur die Temperatur in diesen Räumen ganz wesentlich erhöht, sondern auch die Luft bis zur Unbrauchbarkeit verschlechtert. Für die elektrische Beleuchtung würde in einer Ecke des Maschinenraumes die Dynamo-Maschine und zum Betriebe derselben eine selbstständige schnellgehende kleine Dampfmaschine aufzustellen sein; im Kostenanschlage ist diese Art der Beleuchtung sowie die Beheizung des Maschinenraumes durch Dampf vorgesehen.

Die Pumpstation wird sowohl mit dem Rathhause, als auch mit dem Betriebs-Bureau in der Stadt durch eine Telephonleitung verbunden, um einen fortwährenden Verkehr möglich zu machen.

Die Beseitigung des Condensationswassers, welches von der Luftpumpe bis auf Terrainhöhe gedrückt wird, kann entweder durch Versickerung in der Nähe der Pumpstation oder durch Ableitung bewerkstelligt werden. Bei der Ableitung des Condensationswassers kann man auch das Abfallwasser aus dem Wohnhause, sowie etwa das Regenwasser von den Gebäuden von dem Grundstück der Pumpstation entfernen und ist deshalb in dem Projecte, wie aus dem Situationsplane, Blatt Nr. 8, ersichtlich, die Ableitung des Condensationswassers nach der Save vorgesehen. Die Ableitung geschieht mittelst Cementröhren von 0.30 Metern Lichtweite und erhält diese Leitung in geeigneten Zwischenräumen, sowie an den Brechpuneten Einsteig-Schächte.

Zur Wasserabgabe zum Sprengen, sowie zu Löschzwecken bei etwaiger Feuersgefahr sind in dem Areal der Pumpstation noch 2 Hydranten vorgesehen, für welche eine besondere Leitung von dem Zuleitungsstrange abzweigt; von dieser Leitung aus kann auch die Wasserleitung nach dem Wohnhause abgezweigt werden.

e) Zuleitung.

Die Zuleitung des gewonnenen Wassers von der Pumpstation nach dem Hochreservoir ist in gusseisernen Muffenröhren projectirt; die Trace derselben ist auf dem Situationsplane, Blatt Nr. 8, das Längenprofil auf Blatt Nr. 24 dargestellt.

Für die Bestimmung des Durchmessers der Zuleitung sind folgende Erwägungen leitend.

Ein grosser Durchmesser wird bei demselben Förderquantum gegenüber einem kleineren Durchmesser wesentlich geringere Durchflussgeschwindigkeiten veranlassen und dadurch eine geringere Arbeitsleistung zur Ueberwindung der Bewegungswiderstände absorbiren. Dadurch werden die Betriebskosten geringer, während die Anlagekosten entsprechend höher sich gestalten; umgekehrt erfordern kleine Durchmesser auch geringere Anlagekosten, dagegen aber höhere Betriebskosten. Es muss daher für jeden speciellen Fall, und zwar für jedes Förderquantum einen gewissen, von der Länge der Rohrfahrt unabhängigen Durchmesser geben, für welchen die Summe aus den Anlage- und capitalisirten Betriebskosten ein Minimum wird; dieser Durchmesser soll der finanziell günstigste Durchmesser genannt werden.

Es sei:

Q das pro Tag durch die Leitung zu transportirende Förderquantum,

q das Förderquantum pro Secunde,

D der diesem Förderquantum entsprechende finanziell günstigste Durchmesser,

s die Stundenzahl des täglichen Betriebes,

k der Kostenaufwand an Kohlen etc. für den Betrieb pro Pferdekraft und Stunde,

L die Länge der Zuleitung,

H der Druckhöhenverlust, verursacht durch die Bewegungswiderstände in der Leitung;

allgemein ist:

$$H = \left(\frac{q}{20} \right)^2 \frac{L}{D^5}$$

M die Anlagekosten der maschinellen Anlage pro Pferdekraft,

μD die Anlagekosten pro laufenden Meter der Zuleitung vom Durchmesser D ,

S_D die Summe der vom Durchmesser D der Leitung abhängigen Anlage- und capitalisirten Betriebskosten; diese setzt sich zusammen aus:

$$S_D = S_1 + S_2 + S_3 \dots \dots \dots \frac{1}{2},$$

wobei die einzelnen Summanden nachstehend definirte Bedeutung haben:

S_1 seien die Anlagekosten der ganzen Zuleitung,

$$S_1 = L \cdot \mu D \dots \dots \dots \frac{2}{75}$$

S_2 seien die Anlagekosten für jenen Theil der maschinellen Anlage, welcher dazu dient, die zur Ueberwindung der Widerstände erforderliche Arbeit zu leisten; es ist

$$S_2 = M \frac{q H 1000}{75};$$

durch Einsetzen des Werthes für H erhält man:

$$S_2 = M \cdot \frac{21000}{75} \cdot \frac{q^2}{400} \cdot \frac{L}{D^5}$$

daraus:

$$S_2 = M \cdot \frac{L}{30} \cdot \frac{q^3}{D^5} \cdot \dots \cdot \underline{3}$$

S_3 seien die capitalisirten, für die Leistung der Reibungsarbeit erwachsenden Betriebskosten, wobei der Zinsfuß von 5% zu Grunde gelegt werden soll.

Die Reibungsarbeit ist:

$$q \cdot H \cdot 1000,$$

oder in Pferdestärken ausgedrückt:

$$\frac{q \cdot H \cdot 1000}{75} \text{ pro Secunde.}$$

Der Kostenaufwand für den Betrieb an Kohlen etc. pro Tag ergibt sich daraus bei einer Arbeitszeit von s Stunden zu:

$$\frac{k \cdot s \cdot q \cdot H \cdot 1000}{75},$$

und für das ganze Jahr zu

$$\frac{365 \cdot k \cdot s \cdot q \cdot H \cdot 1000}{75};$$

dieses zu 5% capitalisirt, erhält man:

$$S_3 = \frac{365 \cdot k \cdot s \cdot q \cdot H \cdot 1000 \times 100}{5 \times 75};$$

setzt man hierin noch den Werth für H ein, so erhält man:

$$S_3 = \frac{365 \times k \cdot s \cdot q \cdot 1000 \times 100}{5 \times 75} \times \frac{q^2}{400} \cdot \frac{L}{D^5}$$

$$S_3 = \frac{730}{3} \cdot k \cdot s \cdot \frac{L \cdot q^3}{D^5} \cdot \dots \cdot \underline{4}$$

Setzt man diese so gefundenen Werthe für S_1 , S_2 und S_3 in Gleichung 1 ein, so erhält man für den von dem Durchmesser der Leitung abhängigen Aufwand an Anlage- und capitalisirten Betriebskosten den Ausdruck:

$$S_D = L \cdot \mu D + \frac{M}{30} \cdot \frac{L \cdot q^3}{D^5} + \frac{730}{3} \cdot k \cdot s \cdot \frac{L \cdot q^3}{D^5}$$

oder

$$S_D = L \left[\mu D + \left(\frac{M}{30} + \frac{730}{3} \cdot k \cdot s \right) \frac{q^3}{D^5} \right] \cdot \dots \cdot \underline{5}$$

Der finanziell günstigste Durchmesser wird jener sein, der diesen Werth für S_D zu einem Minimum macht; derselbe bestimmt sich, wie bekannt, dadurch, dass man den Ausdruck für S_D nach D differentiirt und die erste Ableitung gleich Null setzt:

$$\frac{d S_D}{d D} = \mu - 5 \left(\frac{M}{30} + \frac{730}{3} \cdot k \cdot s \right) \frac{q^3}{D^6} = 0;$$

daraus

$$D = \sqrt[6]{\frac{\mu}{\frac{M}{6} + \frac{3650}{3} \cdot k \cdot s}} \cdot \dots \cdot \underline{6}$$

In dem vorliegenden Falle ist:

$$q = \frac{Q}{3600 \text{ s}},$$

ferner:

$$Q = 3000 \text{ Cubikmeter}$$

$$s = 20 \text{ Stunden};$$

daraus:

$$q = \frac{3000}{3600 \times 20} = 0.04167 \text{ Cubikmeter.}$$

Die Anlagekosten M pro Pferdekraft können zu öst. Währ. fl. 600.— angesetzt werden. Die Betriebskosten pro Pferdekraft und Stunde setzen sich aus dem Verbräuche an Kohlen, Schmiermaterial, an Gehalten dem Personale etc. etc. zusammen und berechnen sich zu rund öst. Währ. fl. 0.03 kr.

Der Proportionalitätsfactor μ , mit welchem der lichte Rohrdurchmesser zu multipliciren ist, um die Anlagekosten der Rohrleitung zu erhalten, kann zu öst. Währ. fl. 50.— angenommen werden. Setzt man diese Zahlenwerthe in obige Gleichung 6 ein, so erhält man:

$$D = \sqrt[6]{0.04167} \sqrt[6]{\frac{100 + \frac{3650}{3} \times 0.03 \times 20}{50}}$$

und daraus

$$D = 0.32603 \text{ Meter};$$

für die Ausführung ergibt sich demnach der finanziell günstigste Durchmesser zu

$$D = 0.325 \text{ Metern.}$$

Der spezifische Druckverlust $\frac{h}{l}$ per Längeneinheit der Zuleitung berechnet sich nach der Dupnit'schen Formel:

$$\frac{h}{l} = \left(\frac{q}{20}\right)^2 \cdot \frac{1}{D^5},$$

wobei:

q das pro Secunde durchfliessende Wasserquantum,
 D den lichten Durchmesser der Leitung bezeichnet.

Bei einer Förderung von täglich 3000 Cubikmetern erhält man demnach einen spezifischen Druckverlust von

$$0.0012 \frac{\text{mt}}{\text{m}} \text{ pro Meter, oder } 1.2 \text{ ‰}$$

Derselbe erhöht sich bei der Förderung von 4500 Cubikmetern in 20 Stunden auf

$$0.0027 \frac{\text{mt}}{\text{m}} \text{ pro Meter, oder } 2.7 \text{ ‰.}$$

Die mittlere Geschwindigkeit des Wassers im Zuleitungsstrange beträgt bei der Förderung von 3000 Cubikmetern in 20 Stunden

$$0.502 \frac{\text{mt}}{\text{m}},$$

und bei einer Förderung von 4500 Cubikmetern in 20 Stunden:

$$0.753 \frac{\text{mt}}{\text{m}}.$$

Von der Pumpstation wird, wie auf dem Situationsplane, Blatt Nr. 8, angegeben, die Zuleitung in den Gemeindeweg bis Kilometer 2.5 geführt, wo dieselbe in die Wienerstrasse einmündet; sie folgt derselben bis zur Ecke der Franz Josef-Strasse, entlang welcher sie alsdann bis zum Reservoir auf dem Schischkaerge geführt wird. Auf Blatt Nr. 24 sind ausser dem Längenprofile der Zuleitung auch die Drucklinien, sowohl für den mittleren, als auch für den maximalen Consum eingezeichnet.

Die Dichtung der Röhren erfolgt in der üblichen Weise durch Blei und Hanf; in geeigneten Zwischenräumen sind Absperrschieber und Hydranten angeordnet, welche letztere zur Entlüftung des Stranges dienen.

Die Zuleitung erhält durchschnittlich 2.00 Meter Deckung über der Rohroberkante.

Zwischen den Kilometer-Stationen 3.3 und 3.4, sowie 4.4 und 4.5 kreuzt die Zuleitung die Linie der Südbahn. Diese beiden Bahnkreuzungen sind in der Weise gedacht, dass man

unter den Geleisen einen offenen Kanal herstellt, in diesen das Zuleitungsrohr verlegt und den Kanal mit Kies zufüllt; auf beiden Seiten sind Absperrschieber angeordnet. Auf diese Weise kann eine etwaige Reparatur jeden Augenblick ohne Betriebsstörung ausgeführt werden und kann selbst ein Rohrbruch den Bahnkörper in keiner Weise gefährden, indem das Wasser längs des Kieses seitwärts austritt.

Anstatt in dieser Weise könnte man auch das Rohr in Schmiedeisen machen, dasselbe einfach unter den Bahnkörper verlegen und wieder zufüllen.

Welche von diesen beiden Varianten zur Ausführung gelangt, wird von der Entscheidung der Direction der Südbahn abhängen und kann eine Projectirung der Durchführung im Detail erst erfolgen, wenn die Entschliessungen der Bahndirection erfolgt sind.

d) Hochreservoir.

In den allgemeinen Dispositionen der Wasserversorgungs-Anlage wurde der südliche Abhang des Schischkaberges als die geeignetste Stelle für die Placirung des Hochreservoirs ermittelt; desgleichen wurde der nutzbare Inhalt desselben auf circa 3000 Cubikmeter normirt.

In den Erörterungen über die Druckhöhe wurde festgesetzt, dass die Sohle des Hochreservoirs auf circa Cote 340 Meter gelegt werden soll, um eine in jeder Beziehung entsprechende Vertheilung des Wassers zu ermöglichen.

Damit sind alle massgebenden Factoren gegeben und findet sich das diesen entsprechende Hochreservoir auf den Blättern Nr. 25, 26 und 27 dargestellt; ebenso ist dasselbe in dem Situationsplane Blatt Nr. 8 eingezeichnet.

Das Hochreservoir erhält zweckmässig zwei vollständig von einander getrennte Kammern, deren Grundrissform sich des Materialersparnisses halber möglichst dem Quadrate nähern soll; jede dieser beiden Kammern kann einzeln aus dem Betriebe ausgeschaltet und nach Erforderniss gereinigt werden.

Der Wasserstand in dem Hochreservoir wird im Maximum zu 4.00 Meter über der Sohle festgesetzt.

Die Umfassungswände des Hochreservoirs wurden nicht als gerade Stützmauern mit ebenen Seitenwänden projectirt, sondern dieselben wurden, um den Materialverbrauch auf ein Minimum zu reduciren, nach der Stützlinie construirt; die Scheidemauer der beiden Kammern ist dagegen, da sie im Stande sein muss dem Wasserdrucke zu widerstehen, wenn nur die eine Kammer gefüllt ist, als gerade Stützmauer mit Anzug der Seitenflächen nach oben construirt.

Die Decke des Hochreservoirs wird abgewölbt und sind zur Unterstützung dieser Gewölbepeiler im Innern des Reservoirs angeordnet.

Zum Schutze gegen Temperatureinflüsse erhält das Hochreservoir eine Erddeckung von circa 1.50 Meter Stärke.

Auf Blatt Nr. 25 ist der Kräfteplan für die gewölbten Umfassungsmauern, sowie für die mittlere Scheidewand dargestellt und sind daraus die Dimensionen derselben berechnet.

Auf Blatt Nr. 26 ist das Hochreservoir selbst dargestellt. Die Verbindung des Hochreservoirs mit der Zuleitung und dadurch auch mit dem Vertheilungsrohrnetze wird durch eine sogenannte Schieberkammer vermittelt, in welcher die Absperrschieber untergebracht sind. Wie aus Blatt Nr. 26 ersichtlich, theilt sich der Hauptstrang der Zuleitung in der Schieberkammer in zwei nach den einzelnen Reservoirkammern führenden Stränge, und kann der Eintritt des Wassers demnach gleichzeitig in beide Kammern oder auch nur in eine erfolgen. Diese Eintrittsrohre sind gleichzeitig Austrittsrohre und münden deshalb in die Sohle des Reservoirs ein. Um eine möglichst gleichmässige Circulation des Wassers zu erzielen, kann durch entsprechende Schieberstellung bewirkt werden, dass das überflüssige Wasser in den Stunden des geringen Consumes durch das eine Eintrittsrohr eintritt, und in den Stunden des maximalen Consumes, wo das Reservoir seinen

Ueberfluss wieder abgeben muss, durch das andere Rohr austritt. Auf diese Weise muss das Wasser von der einen Ecke nach der anderen gelangen und ist ein Stagniren ausgeschlossen.

Jede der beiden Reservoir-Kammern erhält einen eigenen Einsteigschacht, sowie ein Ueberlaufrohr; die Entleerung der einzelnen Kammern erfolgt jeweils durch die an der mittleren Scheidewand gelegenen Eintrittsrohre; es vereinigen sich dann die Entleerungsleitungen mit den Ueberlaufleitungen zu einer gemeinsamen Leitung, welche das Wasser, wie in dem Situationsplane Blatt Nr. 8 angegeben, nach einem offenen Graben führt, welcher nach dem Gradašćica-Bache hinführt.

Die Decke des Reservoirs ist mit Ventilations-schlotten versehen, um die Luft in dem Reservoir immer rein zu erhalten.

Während das eigentliche Hochreservoir vollständig durch die Auffüllung verdeckt wird, tritt die Schieberkammer aus der Seitenböschung hervor und ist dieselbe deshalb, wie auf Blatt Nr. 27 dargestellt, architectonisch den Verhältnissen entsprechend ausgebildet.

Das Hochreservoir ist aus I^a Ziegel-Material in Cementmörtel projectirt und erhält innen noch einen besonderen Cementverputz.

Die Sohle und die Fundamente für die Umfassungswände, Scheidemauern und Pfeiler sind in Cement-Beton projectirt.

Bei dieser Gelegenheit mag noch darauf hingewiesen werden, dass es sich für die Ausführung empfehlen dürfte, die Alternative in Berücksichtigung zu ziehen, das ganze Hochreservoir in Cement-Beton herzustellen.

Das Hochreservoir erhält einen elektrischen Wasserstandsanzeiger, der mit dem Betriebsbureau und eventuell auch mit der Pumpstation verbunden wird, damit man an diesen beiden Punkten über den Vorrath an Wasser orientirt ist.

e) Vertheilungsrohrnetz.

Das Vertheilungsrohrnetz, welches auf dem Situationsplane, Blatt Nr. 8, in allen seinen Einzelheiten dargestellt ist, schliesst sich an den Zuleitungsstrang von der Pumpstation nach dem Hochresevoir, sobald derselbe längs der Wienerstrasse in das Stadtgebiet eintritt, an diese an.

In den Stunden des geringen Consumes wird mehr Wasser gepumpt als in der Stadt verbraucht, und geht der Ueberschuss alsdann in das Reservoir, von wo es dann in der Zeit des maximalen Consumes wieder der Stadt zugeführt wird. In der Strecke des Zuleitungsstranges vom Hochreservoir bis zur Station Kilometer 4.1 wird deshalb, je nach dem Gange der Pumpen und dem Verbräuche in der Stadt, ein Wechsel in der Bewegungsrichtung des Wassers eintreten, während dies in dem an der Wienerstrasse gelegenen Theile des Zuleitungsstranges erst dann eintritt, wenn die Pumpen ihre Arbeit eingestellt haben und das Rohrnetz nur von dem Wasser des Reservoirs gespeist wird. Von der Ecke der Wienerstrasse und Franz Josefs-Strasse zweigt ein Hauptstrang, so ziemlich der Schwerlinie der Stadt folgend, nach dem auf der rechten Seite des Laibachflusses gelegenen Stadttheile ab, und theilt sich, nachdem er noch am linken Ufer 2 Stränge nach dem unteren Stadttheile mit Wasser versorgt, in 2 Theile, wovon der eine in seinem weiteren Verlaufe die Polana-Vorstadt, der andere die Karlstädter-Vorstadt versorgt. Ein weiterer Hauptstrang zweigt von der Ecke der Wienerstrasse und Franz Josefs-Strasse entlang ab und versorgt die Gradischa-, Krakauer- und Tirnauer-Vorstadt; die Kapuziner- und die St. Peters-Vorstadt werden durch Stränge, welche direct von der Hauptzuleitung abzweigen, versorgt.

Wie man sieht, ist das Rohrnetz nach dem Verästelungssysteme entworfen, doch ist dabei möglichst dafür Sorge getragen, dass die Enden der einzelnen Stränge mit einander verbunden werden, um einerseits eine kräftige Circulation zu erzielen, anderseits, um im Falle einer Unterbrechung auch von einer anderen Seite her Wasser beziehen zu können. Wo eine Verbindung der Endrohrstränge nicht möglich erschien, sind die Enden derselben mit Hydranten versehen, um diese sogenannten todtten Stränge spülen zu können.

Zur Erhöhung der Betriebssicherheit ist der nach der Tirnauer-Vorstadt führende Strang am linken Laibachufer mit dem nach der Karlstädter-Vorstadt führenden Strange auf dem rechten Laibachufer und der Hauptstrang der St. Peters-Vorstadt auf dem linken Laibachufer mit dem auf dem rechten Laibachufer liegenden Strange der Polana-Vorstadt nochmals verbunden, so dass die Laibach dreimal gekreuzt wird.

Für die Berechnung der einzelnen Rohrweiten dienen die folgenden, von Dupuit entwickelten Gleichungen.

Bezeichnet:

$\frac{h}{l}$ den specifischen Druckverlust, d. h. den Druckverlust pro Längeneinheit der Leitung,

P das am Ende der Leitung abzugebende Wasserquantum,

Q das auf die ganze Länge der betreffenden Leitung gleichmässig abzugebende Wasserquantum,

d die lichten Durchmesser der Leitung, so ergeben sich zwischen diesen Grössen nachstehende Relationen:

1) Ist am Ende der Leitung ein Quantum P abzugeben, so ist der specifische Druckverlust:

$$\frac{h}{l} = \left(\frac{P}{20} \right)^2 \cdot \frac{1}{d^5} \quad \dots \quad \underline{1}$$

2) Ist auf der Strecke gleichmässig vertheilt das Quantum Q abzugeben, so folgt:

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{3} \left(\frac{Q}{20} \right)^2 \cdot \frac{1}{d^5} \quad \dots \quad \underline{2}$$

3) Ist endlich neben dem auf der Strecke gleichmässig vertheilt zur Abgabe gelangenden Wasserquantum Q noch das Quantum P am Ende der Leitung abzugeben, so folgt der specifische Druckverlust:

$$\frac{h}{l} = \left(\frac{P + 0.55 Q}{20} \right)^2 \cdot \frac{1}{d^5} \quad \dots \quad \underline{3}$$

Auf Grund dieser Formeln und unter Benützung des etwa zu Gebote stehenden Gefälles sind die in dem Rohrnetzplane eingeschriebenen Caliber berechnet und mag hier noch bemerkt werden, dass der Minimal-Durchmesser zu 80 Millimeter lichter Weite angenommen wurde; auch diese Minimal-Dimension ist nur dort zur Anwendung gelangt, wo die Strecken sehr kurz sind und ein weiterer Ausbau ausgeschlossen erscheint.

Im Allgemeinen ist die Dimensionirung etwas reichlich gegriffen und zwar aus dem Grunde, weil erfahrungsgemäss übertriebene Sparsamkeit in der Dimensionirung des Rohrnetzes die unangenehmsten Folgen im Betriebe des Wasserwerkes nach sich ziehen kann.

In Voraussicht der bald folgenden Canalisation der Stadt Laibach sind die Rohre jeweils auf die eine Seite der Fahrbahn, möglichst nahe an dem Trottoir, projectirt und dabei den vorhandenen Gasleitungen u. s. w. möglichst Rücksicht getragen. Für die Wienerstrasse ist deshalb auf der der Zuleitung gegenüberliegenden Seite ein besonderer Rohrstrang gelegt, um die Häuser dieser Seite speisen zu können.

Das Rohrnetz wird mit Muffenröhren ausgeführt, die in der üblichen Weise mit Blei und Strick gedichtet werden; die Rohre erhalten eine Deckung von 1.50 Meter über der Rohroberkante gemessen.

Die Kreuzung der Laibach bei der Franzensbrücke, resp. Spitalsbrücke ist in der Weise gedacht, dass das Rohr von 250 Millimetern Lichtweite unter dem Trottoir in eine in die Steine des Gewölbes einzuhausende Rinne verlegt wird. Die Kreuzungen der Laibach an der St. Petersbrücke, der St. Jakobsbrücke, sowie die beiden Kreuzungen des Gradašëica-Baches werden in der Weise ausgeführt, dass ein Graben circa 1.50 bis 2.00 Meter unter der Sohle des Flusses, resp. Baches ausgebaggert und darauf der Rohrstrang von einem Ufer zum andern in einem Stücke versenkt wird; diese Dücker werden aus Schmiedeisen hergestellt.

An der Spitalsbrücke ist eine Entleerung des Stranges nach der Laibach vorgesehen, durch welchen auch ein Theil des Zuleitungsstranges eventuell entleert werden kann.

Um im Falle eines Defectes einzelne Stränge, resp. einzelne Gebiete absperren zu können, ohne deshalb den übrigen Betrieb zu unterbrechen, sind an geeigneten Stellen Absperrschieber vorgesehen; die Construction eines solchen Schiebers ist auf Blatt Nr. 28 dargestellt.

Zur Besprengung der Strassen, sowie zur Entnahme von Wasser bei Feuersgefahr und anderen Gelegenheiten, sind Hydranten in das Rohrnetz eingebaut. Für diese Hydranten ist die auf Blatt Nr. 29 dargestellte Construction sogenannter Unterflurhydranten gewählt, welche vollständig in die Erde eingebettet sind; um ein Einfrieren der Hydranten bei starkem Froste zu verhindern, erhalten dieselben, wie in der Zeichnung dargestellt, eine automatisch wirkende Entleerungsvorrichtung.

Die Lage der Schieber und Hydranten wird durch besondere Täfelchen markirt, die an den nächstgelegenen Häusern oder, wo solche nicht vorhanden sind, an besonderen Pfählen angebracht werden.

Variante B.

Wasserbezug aus dem Gebiete von Skaručna.

In der allgemeinen Disposition des Projectes wurden die Plätze für die Wassergewinnung und für die Pumpstation bestimmt und ergab sich für die letztere derselbe Ort, wie für die Variante A. Es werden also: die Zuleitung von der Pumpstation bis zum Hochreservoir, das Hochreservoir selbst und das Vertheilungsrohrnetz für den Bezug des Wassers von Skaručna dieselben sein, wie bei dem Bezuge vom Laibacher Felde; es braucht auf dieselben daher hier nicht weiter eingegangen zu werden, so dass sich die folgende Beschreibung auf die Wassergewinnung, die Zuleitung nach der Pumpstation und die letztere selbst beschränken kann.

a) Wassergewinnung.

Als zweckmässigster Ort für die Wassergewinnung hat sich die Thalverengung beim Rebol ergeben und ist die Fassungs-Anlage in dem Situationsplane, Blatt Nr. 8, sowie auf dem Längensprofile, Blatt Nr. 30, eingezeichnet. Das Grundwasser, welches an dieser Stelle in der Thalniederung selbst als Quelle zu Tage tritt, soll unter der Terasse gewonnen werden, wo es circa 6 bis 8 Meter unter dem Terrain liegt. Die Schwierigkeiten der Wasserhaltung, sowie die nicht unerheblichen Schwankungen des Grundwasserspiegels, welche während der Beobachtungs-Periode zu circa 0·60 Meter constatirt wurden, sprechen gegen die Gewinnung des Wassers mittelst einer Gallerie, und ist deshalb die Gewinnung mittelst Brunnen vorgesehen.

Wie aus den Blättern Nr. 8 und Nr. 30 ersichtlich, sind für die Gewinnung des erforderlichen Wassers 4 Brunnen von je 2·50 Metern und ein Sammelbrunnen von 5·00 Metern lichter Weite projectirt. Der Sammelbrunnen kommt an den Rand der Böschung, während die 4 anderen Brunnen in Entfernungen von je 100 Metern in der Richtung normal zum Laufe des Grundwassers angeordnet sind. Die Brunnen werden circa 9 bis 10 Meter unter Wasser abgeteuft und ist deren Construction vollständig analog derjenigen der Schächte von 2·50 und 5·00 Metern Lichtweite auf dem Laibacher Felde, so dass hier nur auf die diesbezüglichen Zeichnungen und Beschreibungen hingewiesen zu werden braucht.

Von dem Sammelbrunnen führt eine Gallerie längs der Brunnen, in welche eine Heberleitung verlegt wird; an diese Heberleitung werden die einzelnen Brunnen angeschlossen und erhalten diese Anschlussleitungen in den Brunnen dieselben Fussventile, wie solche auf Blatt Nr. 11 dargestellt sind.

Die Heberleitung erhält Gefälle vom Sammelbrunnen ab, so dass der Scheitel derselben sich in dem Sammelbrunnen befindet.

Die Gallerie ist in derselben Weise hergestellt, wie die Gallerie für die Saugleitung des Projectes Variante A, nur mit dem Unterschiede, dass ihre Sohle im Grundwasser auszuführen ist.

Die Cote des Grundwassers an der Gewinnungsstelle beträgt circa 317·10 Meter, die Cote der Rohrachse im Heberscheitel beträgt 315·50 Meter.

Die Heberleitung wird aus gusseisernen Flanschrohren ausgeführt, deren Dimensionen auf Blatt Nr. 8 eingetragen sind.

Jeder einzelne Brunnen kann durch Schieber von der Heberleitung abgeschlossen und so aus dem Betriebe ausgeschaltet werden.

Im Falle einer erforderlichen Vergrößerung werden neue Brunnen abgeteuft und die Gallerie sammt der Heberleitung entsprechend verlängert.

b) Zuleitung nach der Pumpstation.

Die Zuleitung des aus dem Gebiete bei Skaručna entnommenen Wassers nach der Pumpstation auf dem Laibacher Felde ist auf dem Situationsplane, Blatt Nr. 8, und auf dem Längenprofile, Blatt Nr. 30, dargestellt. Dieselbe beginnt bei dem Sammelbrunnen in Skaručna und endigt in dem kleinen Reservoir, resp. in dem kleinen Schachte an der Pumpstation, welcher unter das Terrain gelegt wird und aus dem dann die Druckpumpen das Wasser entnehmen und nach dem Reservoir auf dem Schischkaberger fördern. Diese Zuleitung erfolgt durch eigenes Gefälle, jedoch in geschlossenen Röhren, und muss dieselbe so dimensionirt werden, dass sie das auf 62·4 Secundenliter bestimmte maximale Wasserquantum zu transportiren im Stande ist; der Durchmesser dieser Zuleitung bestimmt sich aus folgenden Erwägungen:

Der Grundwasserspiegel an der Wassergewinnungsstelle hat die Cote . 317·10 Meter.

Rechnet man davon ab:

	1. Für den möglichen Rückgang des Wassers	0·60 Meter	
	2. Für die nutzbare Absenkung des Grundwasserspiegels		
während	des Betriebes	4·00	„
	3. Als Reserve, sowie für die Widerstände in der Heber-		
leitung	1·00	„
	zusammen	5·60	„
	so ergibt sich die Cote des verfügbaren Oberwasserspiegels auf . . .	311·50	„
	Die Cote des Terrains an der Pumpstation beträgt circa 306·50 Meter;		
legt man	die Sohle des Schachtes, resp. des Reservoirs an der Pumpstation auf Cote	303·00	Meter
	und nimmt die maximale Höhe des Wasserspiegels an zu	3·00	„
	so ergibt sich die Cote des Oberwasserspiegels in diesem Reservoir mit	306·00	Meter
	Da man nun während des Betriebes der Pumpen bei der Maximalförderung		
auf eine	Absenkung von	1·00	„
	rechnen kann, so muss das Wasser durch sein eigenes Gefälle auf Cote	305·00	Meter
steigen.			

Die für den Transport des Wassers verfügbare Druckhöhe ergibt sich demnach, wie folgt:

Cote des verfügbaren Oberwasserspiegels 311·50 Meter

Cote des abgesenkten Wasserspiegels in dem Reservoir an der Pumpstation 305·00 „

demnach verfügbare Druckhöhe 6·50 Meter

Die Länge der Zuleitung beträgt 7200 Meter und ergibt sich demnach das relative Gefälle zu:

$$\frac{h}{l} = \frac{6·5}{7200} = 0·000903$$

Bezeichnet:

q das pro Secunde zu transportirende Wasserquantum,

D den lichten Durchmesser der Leitung und

$\frac{h}{l}$, wie oben bemerkt, das verfügbare relative Gefälle, so berechnet sich der Durchmesser nach der Gleichung:

$$D = \sqrt[5]{\left(\frac{q}{20}\right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{h}{l}}}$$

In dem vorliegenden Falle ist:

$q = 0.0625$ Cubikmeter pro Secunde

$\frac{h}{l} = 0.000903$

daraus folgt

$$D = \sqrt[5]{\frac{(0.0625)^2}{400} \cdot \frac{1}{0.000903}} = 0.404 \text{ Meter}$$

oder rund:

$$D = 0.400 \text{ Meter}$$

Bei der durchschnittlichen Leistung von rund 42 Secundenlitern genügt ein relatives Gefälle von:

$$\frac{h}{l} = \left(\frac{q}{20}\right)^2 \cdot \frac{1}{D^5};$$

die Werthe eingesetzt:

$$\frac{h}{l} = \left(\frac{0.042}{20}\right)^2 \cdot \frac{1}{(0.4)^5},$$

woraus sich

$$\frac{h}{l} = 0.00045 \text{ ergibt.}$$

Im Falle dass man den Wasserspiegel in dem Reservoirschachte an der Pumpstation zur grösseren Sicherheit noch weiter absenken wollte, müsste man nur den Zuleitungsstrang bis zu dem rechten Hochgestade der Save etwas tiefer legen.

Für die eventuelle Ausführung würde sich dies sehr empfehlen, doch ist in dem vorliegenden Projecte nicht darauf Rücksicht genommen, um die Kosten für diese Variante nicht mehr zu erhöhen, als unbedingt nöthig ist.

Wie aus dem Situationsplane, Blatt Nr. 8, ersichtlich, führt die Träçe der Zuleitung von dem Sammelbrunnen ab in der Thalniederung beim Rebol vorbei, schneidet bei Kilometer 0.6 den Poljski Potok, und bei Kilometer 2.1 den Dobrava Potok; bei Kilometer 2.9 (circa) tritt die Zuleitung in das Gebiet der Save und zwar in die obere Terasse; zwischen Kilometer 3.2 und 3.3 tritt die Zuleitung dann in das eigentliche Inundationsgebiet des Flusses, durchquert dasselbe, indem sie zwischen Kilometer 3.5 und 3.7 die Save kreuzt, und bleibt im Inundationsgebiete bis Kilometer 6.0, wo sie auf das Diluvial-Plateau des rechten Ufers aufsteigt und von da dem Feldwege folgend bei Kilometer 7.2 die Pumpstation erreicht.

In dem Längenprofile dieser Träçe, Blatt Nr. 30, ist die Drucklinie eingezeichnet, welche den abgesenkten Grundwasserspiegel der Fassungs-Anlage mit dem Oberwasserspiegel in dem Reservoir-Schachte an der Pumpstation verbindet; diese Drucklinie schneidet in dem an der linken Seite der Save gelegenen Theile des Zuleitungsstranges sehr wesentlich unter die Terrainlinie. Man ist daher genöthigt, um nicht übertriebene Kosten für die Erdarbeiten aufwenden zu müssen, die ganze Strecke von dem Sammelbrunnen bis zur Station Kilometer 2.9 als eigentliche Heberleitung zu construiren. Der Scheitel dieser Heberleitung befindet sich in dem Sammelbrunnen und ist die Rohrachse im Scheitel auf Cote 315.50 Meter gelegt, damit selbst unter den ungünstigsten Voraussetzungen der natürliche Grundwasserspiegel über dem Scheitel dieser Heberleitung liegt, so

dass dieselbe ohne besondere Vorkehrung direct aus dem Brunnen gefüllt werden kann. Der Scheitel dieser Heberleitung liegt demnach in seinem höchsten Punkte circa 4·00 Meter über der Drucklinie, was ein vollständig sicheres Functioniren gestattet.

In dem Längenprofile, Blatt Nr. 30, ist auch der Grundwasserspiegel, soweit derselbe in Betracht kommt, eingezeichnet, und ergibt sich daraus, dass die ganze Strecke vom Sammelbrunnen bis Kilometer 1·2 unter das Grundwasser zu verlegen ist; für diese Strecke sind daher gusseiserne Flanschrohre vorgesehen, die zwischen Spundwänden mittelst Taucher verlegt werden, da die Wasserhaltung nicht durchführbar erscheint. Von Kilometer 1·2 ab bleibt die Leitung dann über dem Grundwasser bis an das linke Ufer des Saveflusses selbst und wird auf dieser Strecke bis zum Eintritte in das Inundationsgebiet in gusseisernen Muffenrohren mit der üblichen Dichtung in Blei und Strick, und von da bis zur Save mit gusseisernen Flanschrohren ausgeführt.

Die Kreuzung des Saveflusses selbst geschieht mittelst zweier Dücker, d. h. schmiedeeiserner Rohre, deren eines circa 46 Meter, und deren anderes circa 40 Meter lang ist, und die dann durch gusseiserne Flanschrohre, die mittelst Taucher verlegt werden, miteinander verbunden sind. Diese beiden Dücker werden je auf einmal versenkt, nachdem der erforderliche Rohrgraben vorher mittelst Baggerung hergestellt worden ist. Es sind in vorliegendem Falle 2 Dücker gewählt worden, weil ein Dücker zu lang geworden wäre.

Die Leitung vom rechten Flussufer bis zur Diluvial-Terrasse, also bis circa Kilometer 6·0, liegt im Inundationsgebiete und wird deshalb grösstentheils unter Wasser zu verlegen sein, so dass dieselbe in gusseisernen Flanschrohren projectirt ist; die Höhenlage ist so gewählt, dass die Leitung so viel als möglich über dem Grundwasser zu liegen kommt.

Bei der Ausführung dieser Leitung wird man möglichst niedere Flusswasserstände abwarten müssen, damit diese Arbeiten im Inundationsgebiete nicht zu umständlich und kostspielig werden.

Von der rechten Diluvial-Terrasse ab bis zur Pumpstation wird die Leitung in gusseisernen Muffenrohren ausgeführt und erhält im Mittel circa 2·00 Meter Deckung.

Von Zeit zu Zeit sind in der ganzen Strecke Absperrschieber eingeschaltet, an den Höhepunkten werden Hydranten eingebaut. Diese Vorkehrungen sind aus den Blättern Nr. 8 und Nr. 30 ersichtlich.

An dem linken Ufer der Save ist eine Entleerungsleitung vorgesehen, wodurch die ganze Heberleitung entleert, resp. gespült werden kann; desgleichen ist dafür Sorge getragen, dass die Scheitel beider Heberleitungen entsprechend entlüftet werden können.

Falls die Zuleitung nicht im Betriebe ist, der Schieber in dem Schachte an der Pumpstation also geschlossen ist, wird sich das Grundwasser an der Wasserfassungsanlage auf seine natürliche Höhe einstellen; für diesen Fall bilden die heute zutage tretenden Quellen, die dann wieder zu laufen beginnen werden, einen natürlichen Ueberlauf.

c) Wasserhebung.

Das bei Skaručna gewonnene Wasser wird durch die Zuleitung nach dem Reservoirschachte an der Pumpstation im Laibacher Felde gebracht und von da mittelst der maschinellen Anlage nach dem Hochreservoir auf dem Schischkaberger gepumpt.

Die maschinelle Anlage muss nicht allein das mittlere, sondern auch das maximale Förderquantum zu liefern in der Lage sein, und ergibt sich deshalb für die maschinelle Anlage unter Berücksichtigung eines 20 stündigen Betriebes pro Tag ein Förderquantum von im Mittel:

150	Cubikmetern	pro	Stunde
2·5	"	"	Minute
0·04167	"	"	Secunde, oder rund
			42 Secundenlitern,

welche Leistung sich im Maximum auf das $1\frac{1}{2}$ fache, also rund:

62·5 Secundenliter

muss erhöhen lassen.

Dabei ist jedoch darauf Rücksicht zu nehmen, dass eine spätere Erweiterung auch eine mittlere Tagesleistung von 4500 bis 5000 Cubikmetern in dem Rahmen der gegenwärtigen Anlage ausführbar ist.

Die maschinelle Anlage ist in der Weise disponirt, dass zunächst eine horizontale, doppelwirkende Plungerpumpe mit einer Eincylinder-Dampfmaschine, welche mit Condensation arbeitet, zur Aufstellung gelangt. Die spätere Vergrößerung soll bewirkt werden durch die Aufstellung einer zweiten horizontalen, doppelwirkenden Plungerpumpe, und wird dann der Dampfmaschine ein zweiter Dampfeylinder, als Niederdruckeylinder, beigefügt, so dass alsdann die ganze Anlage als Compound-Maschine arbeitet.

Die Förderhöhe der maschinellen Anlage bestimmt sich, wie folgt:

Cote Oberwasserspiegel im Hochreservoir	344 Meter
Cote der Sohle des Reservoirschachtes an der Pumpstation	303 „
Demnach absolute Höhendifferenz	<u>41·00 Meter.</u>

Hierzu sind noch zu rechnen, und zwar:

a) Bei der Förderung des mittleren Wasserquantums:

1. Für Widerstände in der Saugleitung, sowie in den Ventilen	1·00 Meter
2. Druckverlust in der Zuleitung nach dem Hochreservoir; dieser ergibt sich wie unter Variante A pag. 49 ermittelt, bei der Förderung des mittleren Wasserquantums zu 1·2‰, d. i. bei einer Länge von circa 5135 Metern =	6·16 „
zusammen	<u>7·16 „</u>

Also beträgt die totale manometrische Förderhöhe, bei der Förderung des mittleren Wasserquantums 48·16 Meter.

b) Für den maximalen Consum

sind zu der absoluten Höhendifferenz von 41·00 Metern die nachstehenden Zahlen zu addiren:

1. Für die Widerstände in der Saugleitung, sowie in den Ventilen	1·00 Meter
2. Druckverlust in der Zuleitung nach dem Hochreservoir; dieser ergibt sich, wie unter Variante A pag. 50 ermittelt, bei der Förderung des Maximal-Quantums 2·7‰, d. i. bei einer Länge von circa 5135 Metern =	13·86 „
zusammen	<u>14·86 „</u>

Also beträgt die totale manometrische Förderhöhe bei der Förderung des maximalen Wasserquantums: 55·86 Meter.

Bezeichnet man mit:

N_e die effective Arbeitsleistung der maschinellen Anlage bei der Lieferung des mittleren Wasserquantums, und mit

N_e max. die effective Arbeitsleistung derselben bei der Lieferung des maximalen Wasserquantums, so ergeben sich diese beiden, wie folgt:

$$N_e = \frac{41·7 \times 48·16}{75} \text{ mithin:}$$

$$N_e = 26·77 \text{ oder rund 27 Pferdekräfte,}$$

und

$$N_e \text{ max.} = \frac{62.5 \times 55.86}{75} \text{ mithin,}$$

$$N_e \text{ max.} = 46.55 \text{ oder rund } 47 \text{ Pferdekräfte.}$$

Dieser mittleren Leistung entsprechen folgende Dimensionen der Dampfmaschine:

Durchmesser des Dampfzylinders	450 Millimeter
Hub	900 „
Normale Tourenzahl	30 pro Minute.
Mittlere Kolbengeschwindigkeit	900 Millimeter
Arbeitsdruck im Kessel	6½ Atmosphären
Admissionsdruck	6 „
Füllung	circa 12½ %.

Um die maximale Leistung zu erreichen, wird man diese Maschine unter sonst gleichen Verhältnissen, jedoch mit 15 % Füllung, entweder mit:

45 Touren pro Minute, 20 Stunden lang,

oder eventuell mit circa

41 Touren pro Minute, 22 Stunden lang

pro Tag laufen lassen müssen. Die mittlere Kolbengeschwindigkeit wird bei diesem forcirten Betriebe 1350, resp. 1200 Millimeter betragen, was als durchwegs normal zu betrachten ist.

Die Dampfmaschine ist mit einer Präzisionssteuerung, System Sulzer oder System Collmann, versehen und ist so eingerichtet, dass sie auch bei 20 Touren pro Minute vollständig normal und rationell arbeitet.

Das Einspritzwasser entnimmt die Maschine ebenfalls dem Reservoirschachte.

Für die nachfolgenden Ausführungen über die Berechnung der Dimensionen etc. wird im Allgemeinen auf die diesbezüglichen Erörterungen für die Variante A hingewiesen, so dass man sich hier auf eine gedrängte Darstellung beschränken kann.

Die horizontale Plungerpumpe ist direct an die Kolbenstange gekuppelt und erhält folgende Dimensionen:

Durchmesser des Plungers	255 Millimeter
Hub	900 „
Mittlere Kolbengeschwindigkeit	900 „
Normale Tourenzahl	30 pro Minute

Analog wie bei der Maschine wird auch hier die Förderung des Maximal-Quantums durch eine entsprechende Steigerung der Tourenzahl erreicht.

Die maschinelle Anlage ist auf Blatt Nr. 31 dargestellt; die Maschinen sind, wenn der Reservoirschacht ausserhalb des Kesselhauses verlegt wird, in demselben Raume unterzubringen, als die maschinelle Anlage für die Variante A, so dass auch das Maschinen- und Kesselhaus unverändert dasselbe bleibt.

Die Foundation richtet sich natürlich nach den Maschinen, und ist auch hier für die möglichste Zugänglichkeit der einzelnen Theile Sorge getragen.

Bei dieser Maschinen-Anlage kann die effective Leistung bei der normalen Tourenzahl pro 1 Kilogramm Dampf zu 18000 Kilogramm-Meter angenommen werden, und zwar ist die effective Leistung, wie auf pag. 51 angegeben, berechnet.

Diese Arbeitsleistung entspricht einem Dampfverbrauche von circa

15 Kilogrammen

pro effective Pferdekraft, also bei einem normalen Betriebe einem Dampfverbrauche von:

$$27 \times 15 = 405 \text{ Kilogrammen}$$

und bei der maximalen Förderung von:

$$47 \times 15 = 705 \text{ Kilogrammen}$$

pro Stunde.

Zur Dampferzeugung sind 2 Dampfkessel vorgesehen, von denen jeweils einer auch das für die Maximalleistung erforderliche Dampfquantum ohne Ueberanstrengung zu liefern in der Lage sein muss, wozu eine Heizfläche von

45 Quadratmetern

pro Kessel erforderlich ist.

Darnach ergeben sich folgende Dimensionen:

Arbeitsdruck	6.5 Atmosphären
Lichter Durchmesser des Kessels	2000 Millimeter
Länge des Kessels	5000 "
Durchmesser der Flammrohre	750 "
Länge der Flammrohre	5000 "
Anzahl der Circulations- (Galloway) Rohre pro Flammrohr .	4.

Diese Dampfkessel sind demnach genau dieselben, wie bei der Variante A, nur um 1 Meter kürzer, und sind wie dort auch hier zur Erhöhung des Effectes 2 Vorwärmer für jeden Kessel angeordnet.

Bezüglich der Rostfläche des Schornsteines, der Condensationswasser-Ableitungen gilt das für die Variante A Gesagte, so dass hier nur darauf hingewiesen zu werden braucht.

Die Zuleitung zu dem Hochreservoir, das Hochreservoir selbst und das Vertheilungsrohrnetz bleiben für die Variante B dieselben wie für die Variante A, so dass auf die diesbezüglichen Beschreibungen hingewiesen werden kann.





IX.

Anlagekosten.

Nach den aufgestellten Kostenanschlägen ergeben sich die Baukosten, ohne Berücksichtigung des Grunderwerbes, für das Wasserwerk der Stadt Laibach, wie folgt:

Variante A.

Wasserbezug aus dem Laibacher Felde:

1. Wassergewinnung	ö. W. fl.	126.500 · —
2. Wasserhebung	" " "	105.610 · —
3. Zuleitung	" " "	90.000 · —
4. Hochreservoir	" " "	55.000 · —
5. Vertheilungsrohrnetz	" " "	175.000 · —
6. Allgemeines	" " "	2.890 · —
Summa	ö. W. fl.	555.000 · —

Variante B.

Wasserbezug von Skaručna.

1. Wassergewinnung	ö. W. fl.	97.000 · —
2. Zuleitung nach der Pumpstation	" " "	371.000 · —
3. Pumpstation, resp. Wasserhebung	" " "	103.610 · —
4. Zuleitung von der Pumpstation nach dem Hochreservoir	" " "	90.000 · —
5. Hochreservoir	" " "	55.000 · —
6. Vertheilungsrohrnetz	" " "	175.000 · —
7. Allgemeines	" " "	3.390 · —
Summa	ö. W. fl.	895.000 · —

Da die Leistungsfähigkeit 4500 Cubikmeter pro Tag beträgt, so ergeben sich die Anlagekosten pro Cubikmeter täglicher Leistung ohne Berücksichtigung der Kosten des Grunderwerbes

für die Variante A zu ö. W. fl. 123·33 kr.

für die Variante B zu ö. W. fl. 198·88 kr.

In der nächstfolgenden Tabelle sind die Anlagekosten total und auf den Cubikmeter der maximalen Leistungsfähigkeit bezogen, für eine Reihe von mit Grundwasserleitung versehenen Städten zusammengestellt.

Tabelle der Anlagekosten verschiedener Wasserwerke.

Name des Ortes	Jahr der Inbetriebsetzung	Zahl der Einwohner	Gesamt-Anlagekosten	Maximale Leistungsfähigkeit in 24 Stunden in Cubikmetern	Anlagekosten pro Cubikmeter Tagesförderung	Bemerkungen
Augsburg	1879	61500	1,562,000	15000	104-16	
Bonn	1875	31500	787,500	10000	78-75	
Charlottenburg	1873	30483	2,250,000	9000	250-00	
Chemnitz	1875	95200	1,312,500	7600	172-69	
Cöln	1872	144800	1,562,500	27000	57-87	In Erweiterung begriffen.
Orefeld	1877	73900	786,375	8000	100-64	
Darmstadt	1881	40900	968,750	4400	220-17	
Dortmund	1873	66600	1,618,750	18500	87-50	
Dresden	1875	220818	5,000,000	45000	111-11	
Düsseldorf	1870	95500	1,009,375	13500	74-91	
Elberfeld	1879	93500	2,985,312	18000	165-85	
Erfurt	1876	53254	750,000	8000	93-75	
Frankfurt a. O.	1874	51147	656,250	8000	82-03	
Freiburg i. B.	1876	36401	625,000	7500	83-33	
Graz	1872	95000	1,875,000	9000	208-33	
Hannover	1878	122850	2,500,000	15000	166-67	In Erweiterung begriffen.
Karlsruhe	1871	50180	875,000	12000	72-92	
Leipzig	1866	149081	2,095,497	11000	190-00	
Strassburg	1879	104500	1,187,500	18000	65-97	

Wegen starken Eisengehaltes des Wassers im Umbau begriffen, neue Anlagekosten ö. W. fl. 1,562,500.

Dieser Reihe könnte man noch das seiner Vollendung entgegengehende Wasserwerk der Stadt Mannheim anschliessen, welches bei einer Maximalleistung von 15000 Cubikmetern pro Tag zu rund

ö. W. fl. 1,250.000

veranschlagt ist.

Dieser Kostenbetrag vertheilt sich, wie folgt, auf die nachstehenden Positionen:

1. Wassergewinnung	ö. W. fl.	187.500 ·—
2. Wasserhebung	" " "	180.200 ·—
3. Zuleitung nach dem Reservoir	" " "	331.200 ·—
4. Hochreservoir	" " "	152.500 ·—
5. Vertheilungsrohrnetz	" " "	335.600 ·—
6. Bauleitung und Allgemeines	" " "	25.500 ·—

Summa ö. W. 1,212.500 ·—

Rechnet man dazu die für Grunderwerb erforderlichen Auslagen, so stellen sich die Anlagekosten, abgesehen von den Vorarbeiten etc., auf rund ö. W. fl. 1,250.000 ·— Da das Werk eine Maximalleistungsfähigkeit von 15000 Cubikmetern besitzt, so stellen sich die Anlagekosten pro Cubikmeter auf

ö. W. fl. 83·33 kr.

Vergleicht man diese Zahl und die in vorstehender Tabelle gegebenen mit den für das projectirte Laibacher Wasserwerk gefundenen, so sieht man, dass speciell das Project für den Bezug des Wassers vom Laibacher Felde, bei welchem die noch dazu kommenden Grunderwerbskosten unerheblich sind, finanziell sehr günstig ist. Für den Bezug des Wassers von Skaručna ist dies jedoch weniger der Fall, da zu den ohnehin bereits erheblichen Anlagekosten voraussichtlich noch sehr bedeutende Kosten für Grunderwerb, Ablösung von Wasserrechten etc. kommen werden.

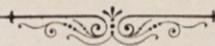
Relativ noch günstiger wird der Vergleich, wenn man bedenkt, dass, wie auch schon die relativ hohen Anlagekosten des Grazer Wasserwerkes im Vergleiche zu den übrigen in der vorausgegangenen Tabelle angeführten deutschen Wasserwerken zeigen, die Eisenpreise, welche die Kosten einer derartigen Anlage sehr beeinflussen, in Oesterreich bedeutend höher sind als in Deutschland. Zum Belege dessen sei angefügt, dass in dem obenerwähnten Kostenanschlage für das Wasserwerk der Stadt Mannheim die gusseisernen Rohre, je nach dem Caliber, mit

ö. W. fl. 7·45 kr. bis fl. 7·80 kr. per 100 Kilogramm

calculirt wurden, während sie in dem vorliegenden Kostenanschlage für das Wasserwerk der Stadt Laibach mit

ö. W. fl. 11·— bis fl. 11·75 kr. per 1·00 Kilogramm

angesetzt sind





X.

Vergleich der beiden Varianten.

Vergleicht man die im Vorstehenden behandelten beiden Varianten für die Wasserversorgung der Stadt Laibach mit einander, so sieht man zunächst, dass die den beiden Varianten zu Grunde liegenden Bezugsquellen hinsichtlich des Wassers identisch sind, d. h. demselben Grundwasserstrom zugehöriges Wasser liefern. In dieser Richtung wird daher ein Unterschied zwischen den beiden Varianten nicht gemacht werden können, es sei denn die Erwägung, dass die grosse Ueberdeckung des Grundwassers im Laibacher Felde eine bleibende Gewähr für die Beständigkeit der Qualität leistet.

Bezüglich der Kosten ist aber das Project des Wasserbezuges vom Laibacher Felde unvergleichlich vortheilhafter, und zwar nicht nur bezüglich der Baukosten, sondern auch wegen der Betriebskosten, die durch die grosse Ausdehnung und die dadurch bedingte kostspielige Unterhaltung für das Project Variante B wesentlich erhöht werden.

Gegen das Skaručna-Project sprechen ferner noch die voraussichtlich sehr hohen Kosten des Grunderwerbes und die bedeutenden Schwierigkeiten desselben.

Eine Hauptbedingung für die Wasserversorgungs-Anlage ist die Betriebssicherheit derselben. In dieser Beziehung lässt das Project des Wasserbezuges aus dem Laibacher Felde nichts zu wünschen übrig, während das Project des Wasserbezuges von Skaručna sowohl in der langen Heberleitung als auch hauptsächlich in der Kreuzung des Inundationsgebietes zwei Objecte besitzt, welche trotz der grössten Vorsicht bei der Ausführung doch sehr leicht defect werden können. Vorkommenden Falles würden derartige Defecte längere Betriebsunterbrechungen nach sich ziehen können, indem Reparaturen der Leitungen im Inundationsgebiete immer sehr zeitraubend, bei Hochwasser aber überhaupt gar nicht auszuführen sind. Wollte man das Project von Skaručna ebenso betriebssicher ausführen, wie das Project vom Laibacher Felde, so müsste man die ganze Zuleitung von der Wassergewinnung von Skaručna bis an das diluviale Hochgestade am rechten Saveufer doppelt ausführen, was die ohnehin schon bedeutenden Anlagekosten noch ganz wesentlich erhöhen würde.

Es ist daher das Project des Wasserbezuges vom Laibacher Felde sowohl in technischer als in finanzieller Beziehung unbedingt demjenigen des Wasserbezuges aus dem Gebiete von Skaručna vorzuziehen und kann deshalb nur die Ausführung der Variante A des Projectes empfohlen werden, wodurch die Stadt Laibach ein relativ billiges und in jeder Beziehung den heutigen Anforderungen entsprechendes Wasserwerk erhalten wird.



Tabelle I.

Einheiten

des

Wasserverbrauches

(1 Tag = 24 Stunden).

Ort der Ermittlung Beobachteter durchschnittlicher Wasserverbrauch	A) Privatgebrauch				B) Kommunale Zwecke			
	Gebrauchswasser in Wohnhäusern pro Kopf der Bewohner und pro Tag		Closetspülung pro Kopf der Hausbewohner und pro Tag	Straßenbegießung pro Quadratmeter einmal besprengter Flächen		Rinnsteinspülung pro Auslauf und Spülstunde	Öffentliche Garten- anlagen pro Quadrat- meter der an einem trockenen Tage begossenen Fläche und pro Giesstag	Öffentliche Ventilbrunnen ohne continuirlichen Abfluss pro Auslauf und Tag
	a) Trinken, Kochen, Reinigen	b) Wäsche		a) Gephla- sterte Flächen	b) Chaussee- flächen			
Bamberg	Liter 110	Liter —	—	1200	—	73000	—	3000
Berlin	—	—	—	0.15—0.17	—	13000—14000	—	—
Bonn a./Rh.	142	—	20	0.7	0.1	6000	5	3767
Godesberg-Mühlheim-Dentz	—	—	—	—	—	—	—	—
Breslau	39	—	8	0.75	—	—	—	1000
Cannstatt	22—25	10—15	18—20	1—1.5	—	—	—	1000
Crefeld	—	—	—	0.8	1.2	9—18	2—4	2000—3000
Düsseldorf	20	20	6	—	—	1000	2	40
Esslingen	30	10—15	—	1—1.5	1.5—2	6000	2—3	2000—3000
Frankfurt a./M.	35—60	—	—	0.5—0.7	—	—	—	2000—2500
Frankfurt a./O.	39.4 mit Wassermesser 97.8 ohne Wassermesser	—	5	—	—	8000	—	—
Halle a. d. S.	55	—	—	0.6—0.7	—	—	2	—
Hannover	94	—	—	1	1.5	—	2	—
Heidelberg	35—80	—	5	—	1.5—2	—	—	—
Heilbronn	je nach Jahreszeit	—	—	—	—	—	—	—
Iserlohn	24	15—20	15—20	2—3	2—3	18000	2	500—1000
Karlsruhe	25—30	—	5—7	1.5—2	1.5—2	1000—1500	—	5000—6000
Köln a./Rh.	34	—	—	—	—	—	—	1000—5000
Leipzig	20	50	10	0.75	0.75	—	—	—
Ludwigsburg	20—23	10—20	—	1.5—2.5	2—3	—	3—5	7000
Reutlingen	20—30	30—40	—	1—1.5	1—2	—	2—2.5	3000—3500
Schmallenberg	70—80	—	—	—	—	—	—	2500—3000
Stuttgart	Wasservergendung 22	—	18—20	—	—	—	2	—
Ulm	als reichlich erwiesen 30—35	20—25	18—20	2—3	2—3	18000	2	3000
Tübingen	20—25	15—20	—	1.5—2.5	1.5—2.5	—	2	1500—2000
Wien	—	—	—	0.85	—	—	—	—
						Ringstrasse mit Schlauchtrommelwagen pr. Minute 200 gm.		

Tabelle II.

Stundenmengen

und

fluctuierende Tagesmengen

in Procenten der zugehörigen Tagesmengen.

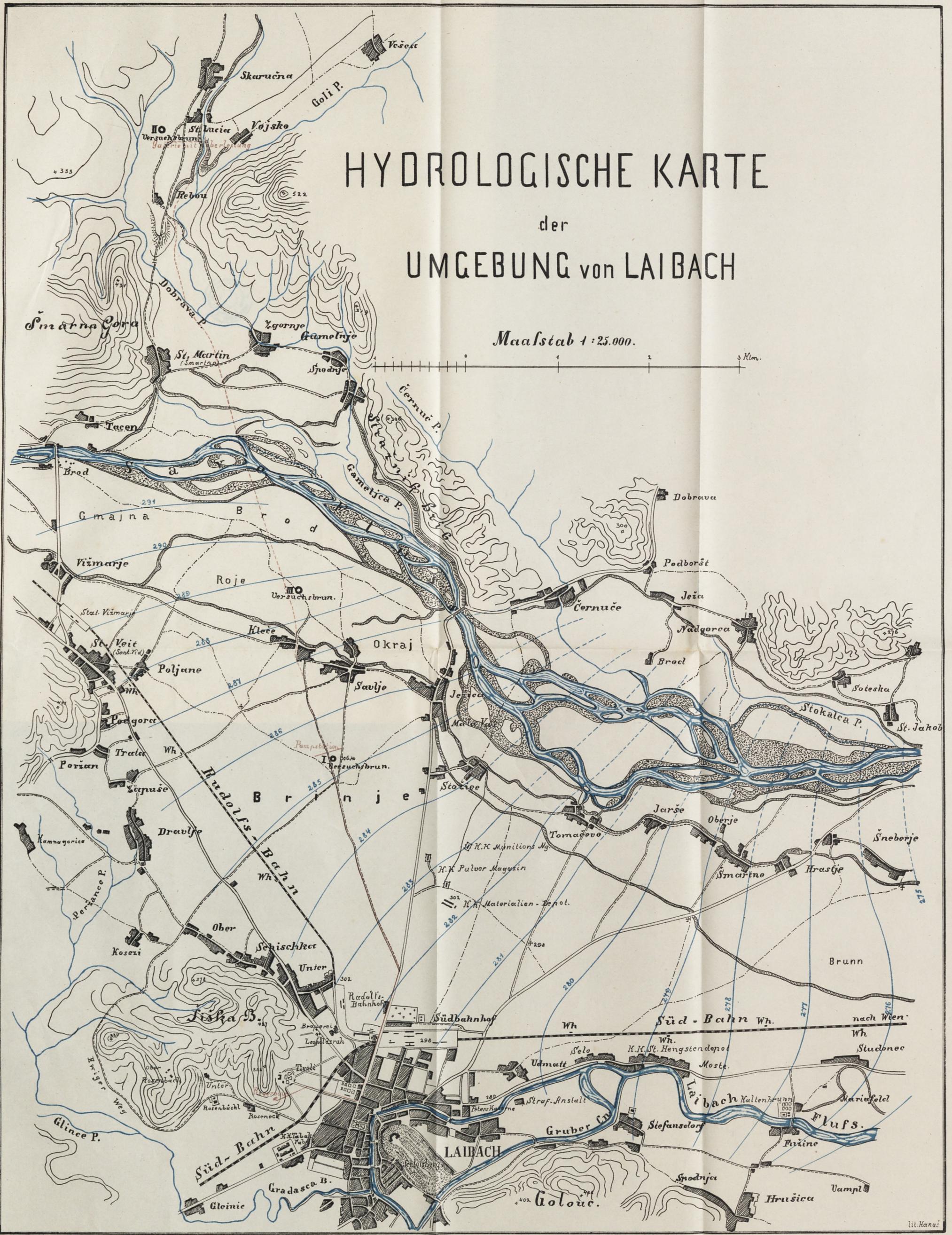
Namen der Städte	B e r l i n	Breslau	Leipzig	Bonn mit Vororten		D r e s d e n				
Datum	22. Aug. 1879	15. Juli 1882	6. Juli 1883	16. Juli 1880	15. Juli 1881	3. Juni 1882	3. Juli 1883	20. Juli 1881	20. Juli 1882	7. Juni 1883
Tagesconsumm (maximal)	Q = 66071	Q = 82010	Q = 28502	Q = 16143	Q = 9521	Q = 6059	Q = 8903	Q = 27112	Q = 26700	Q = 29300
Nachts 12—1 Uhr	1.85	1.37	1.40	—	—	—	—	—	—	—
" 1—2 "	1.79	1.42	1.78	—	—	—	—	1.48	1.31	2.05
" 2—3 "	1.80	1.38	1.67	—	—	—	—	1.11	1.31	1.37
" 3—4 "	1.78	1.78	1.52	—	—	—	—	0.74	0.94	1.37
" 4—5 "	1.83	2.31	2.16	—	—	—	—	1.11	0.94	1.37
" 5—6 "	2.75	2.88	3.86	—	—	—	—	1.48	1.12	1.71
Früh 6—7 "	5.28	4.51	5.17	5.05	3.44	3.19	3.99	2.21	2.62	2.05
" 7—8 "	5.25	5.40	5.60	5.60	4.47	5.00	4.60	5.17	4.49	4.78
" 8—9 "	6.00	5.80	5.55	5.40	4.31	3.49	5.36	4.43	4.49	4.78
" 9—10 "	6.31	6.13	5.42	6.25	5.32	4.68	5.62	5.17	5.24	5.46
" 10—11 "	5.95	6.23	5.53	5.04	4.98	7.08	—	5.17	4.87	5.12
" 11—12 "	6.04	6.19	5.77	5.01	4.97	5.31	3.72	5.54	5.99	5.46
Mittags 12—1 "	5.83	5.53	5.22	4.86	4.66	6.41	5.63	5.90	4.87	5.12
" 1—2 "	5.77	5.50	5.53	5.69	5.11	6.24	5.00	6.27	5.24	4.44
" 2—3 "	5.48	5.48	5.81	5.37	4.82	5.94	5.04	5.90	5.24	5.12
" 3—4 "	5.35	5.51	5.50	5.51	6.61	6.43	5.52	5.17	6.74	5.46
" 4—5 "	5.16	5.51	5.19	5.07	5.29	6.85	5.40	5.90	6.37	6.14
" 5—6 "	5.18	5.57	5.35	5.51	6.38	6.63	5.63	5.90	5.99	5.46
Abends 6—7 "	5.04	5.14	5.18	5.51	6.85	7.02	6.42	6.64	7.12	6.14
" 7—8 "	4.69	4.61	4.98	4.56	6.13	6.38	5.73	5.54	5.62	5.46
" 8—9 "	3.59	4.17	4.10	4.42	5.41	4.56	5.37	5.17	4.87	4.78
" 9—10 "	2.93	3.36	3.17	3.90	3.51	3.40	4.26	3.69	3.75	4.90
" 10—11 "	2.38	2.48	2.37	2.96	—	—	—	2.21	2.25	2.73
" 11—12 "	1.76	1.73	2.19	1.93	17.74	11.39	16.52	1.48	1.50	2.73
Nachts 12—1 "	—	—	—	1.76	—	—	—	—	—	—
" 1—2 "	—	—	—	1.98	—	—	—	—	—	—
" 2—3 "	—	—	—	1.72	—	—	—	—	—	—
" 3—4 "	—	—	—	2.04	—	—	—	—	—	—
" 4—5 "	—	—	—	2.32	—	—	—	—	—	—
" 5—6 "	—	—	—	2.55	—	—	—	—	—	—
Pluctuir. Tagesmengen in Procent. der Tagesmengen	19.21	18.79	17.47	16.35	16.98	24.36	17.44	22.01	21.76	18.03
Stundenmax.: Tagesmax. 24	1.51	2.50	1.40	1.50	1.64	1.70	1.54	1.59	1.71	1.64



HYDROLOGISCHE KARTE

der UMGEBUNG von LAIBACH

Maasstab 1:25.000.





HYDROLOGISCHE KARTE

1961

HYDROLOGISCHE KARTE

LAIBACH.

VERLAG DES STADTMAGISTRATES LAIBACH.

~~~~~  
DRUCK VON KLEIN & KOVAČ.

1888.