

FGR (25)

GUSSROHR-TECHNIK



INHALT

Gutachterliche Stellungnahme: Das duktile Gußrohrsystem für den Abwassertransport in der Trinkwas- serschutzzone II	Seite 5	Die Gas- und Wasserversorgung der Stadt Wiesbaden	Seite 37
Prof. Dr.-Ing. Dietrich Stein Dipl.-Ing. Peter Brune Dipl.-Ing. Klaus Bockermann mit einer Vorbemerkung von Dr.-Ing. Jürgen Rammelsberg		Dipl.-Ing. Achim Auen	
Abwassertransport durch Trink- wasserschutzgebiete Der Anschluß der Stadt Wetter an die Kläranlage Hagen	Seite 10	Deutsche duktile Gußrohre zur Ver- besserung der Wasserversorgung in der türkischen Hauptstadt Ankara	Seite 47
Dipl.-Ing. Herbert Mennemann Dipl.-Ing. Bernd Hartung		Dipl.-Ing. Christian Potthof	
Der Einsatz von duktilen Gußrohren DN 200 für eine Abwasserdruck- leitung im Wasserschutzgebiet der engeren Schutzzone (Zone II)	Seite 15	Die Wasserversorgung des Nürnberg- ringes Erfahrungsbericht	Seite 52
Dipl.-Ing. Franz Penka		Dipl.-Ing. Wolfgang Heuser	
Einsatz des Rohrziehverfahrens „System Berlin“ zur trassengleichen grabenlosen Auswechslung von Versorgungsleitungen	Seite 18	Heberleitung DN 200 für den Badesee der Stadt Freudenberg/Main	Seite 59
Dr.-Ing. Klaus Beyer Dr.-Ing. Wilhelm Gaebelein		Dipl.-Ing. Bernd Präger	
Untersuchungen zur Beständigkeit von Zementmörtelauskleidungen duktiler Gußrohre gegenüber biogener Schwefelsäure-Korrosion	Seite 23	Einwandig im Wasserschutzgebiet	
Prof. Dr. rer. nat. Bernhard Bock Dr. rer. nat. Wolfgang Sand Dipl.-Biol. Karin Kirstein Dr.-Ing. Jürgen Rammelsberg		Abwasserleitungen werden zunehmend über längere Strecken geführt, sei es, um entlegene Wohngebiete anzuschließen, sei es, um entferntere, leistungsfähigere Klär- werke zu nutzen. Das bringt oft proble- matische Trassenführungen mit sich, z. B. durch Wasserschutzgebiete. Mit der Zu- lässigkeit von Einwand-Rohrleitungen für Abwasser befaßt sich ein Gutachten. Es beurteilt die Eignung duktiler Gußrohre für einwandige Abwasserleitungen in Wasser- schutzgebieten. Seite 5	
Verhalten von Tonerdezementmörtel- auskleidungen in Rohren aus duktilem Gußeisen bei der Beanspruchung mit Hochdruck-Reinigungsgeräten	Seite 29	Zweiwandig im Wasserschutzgebiet	
Dipl.-Ing. Peter Brune			
Verwendung von duktilen Gußrohren bei Abwasseranlagen	Seite 35		
Gerhard Breither			

UMSCHLAGBILD

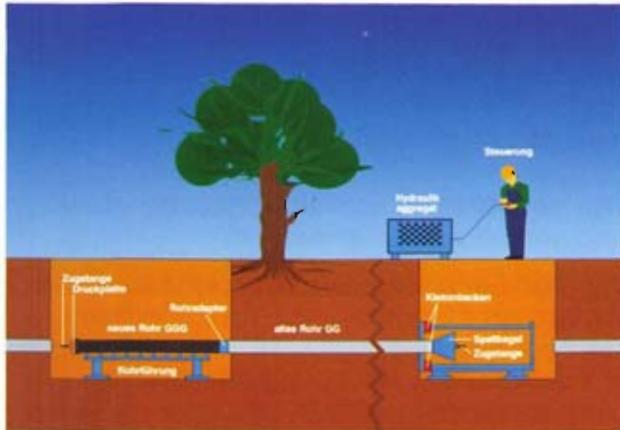
Verlegung einer Freispiegel-Abwasserleitung
DN 400 durch ein Wasserschutzgebiet (Zone II)
am Rande des Odenwalds

Wenn sich die Anforderungen an eine Ab-
wasserleitung häufen, sucht man oft einen
eigenen Weg zur Problemlösung. Drucklei-
tung durch ein Wasserschutzgebiet, noch
dazu im Hochwasserbereich des Mains –

das waren die Risikofaktoren, die den Betreiber bewegen, sich für eine Zweiwandlösung Guß in Guß zu entscheiden.

Seite 15

Auswechseln von Leitungen



Neuerlegung ist immer besser als Ausbesserung oder Sanierung. Es gibt da viele Lösungen im Spannungsfeld zwischen Kosten und Nutzen. In Berlin hat man eine überzeugende Lösung gefunden, weitgehend grabenlos eine trassengleiche Auswechslung von Rohren durchzuführen. Es liegen mittlerweile ausgiebige Erfahrungen, vor allem aus dem Wasserversorgungsbereich, vor.

Seite 18

Stress für den Zementmörtel

Die Zementmörtelauskleidung von Abwasser-Rohren aus duktilem Gußeisen hat eine Menge auszuhalten. Das können mechanische oder chemische Einwirkungen der unterschiedlichsten Arten sein. Die Widerstandsfähigkeit gegen zwei dieser Belastungsarten behandeln zwei Beiträge in diesem Heft:



Um die Beständigkeit gegenüber biogener Schwefelsäure-Korrosion geht es in der Untersuchung, die an der Universität

Hamburg durchgeführt wurde. Dabei wird die Wirkung auf verschiedene Arten von Zementmörteln getestet.

Seite 23



Tonerdezementmörtel-Auskleidungen werden meist in Abwasserrohren verwendet. Die Auswirkungen der mechanischen Angriffe von Druckstrahlen aus Hochdruck-Reinigungsgeräten auf die Schutzschicht wurden an duktilen Gußrohren DN 300 und DN 400 untersucht. Der Beitrag berichtet ausführlich über Durchführung und Ergebnisse dieser Untersuchung.

Seite 29

Gas- und Wasserversorgung einer Stadt

Jedes Versorgungsgebiet hat seine spezifischen Eigenschaften, die sowohl im einzelnen als auch im ganzen eigene Lösungen erfordern. Meist berichten die Autoren in dieser Zeitschrift über Einzelobjekte. Deshalb ist es interessant, einmal den Gesamtüberblick über ein ganzes Versorgungsgebiet – hier die Stadt Wiesbaden – zu erhalten und zu sehen, wie die vielen Einzelprojekte eines solchen Stadtgebietes zu einer Gesamtlösung verknüpft sind.

Seite 37

IMPRESSUM

Herausgeber:

Fachgemeinschaft Gußeiserne Rohre
Konrad-Adenauer-Ufer 33
5000 Köln 1
Tel. (0221) 125064

Erscheinungsweise:

jährlich

Copyright:

Fachgemeinschaft Gußeiserne Rohre
Nachdruck mit Quellenangabe erlaubt
Belegexemplar erbeten

Druck:

Druckhaus Lübbe, Bergisch Gladbach
März 1990



25 Jahre FGR-Informationen GUSSROHR-TECHNIK

Vor nun 25 Jahren erschien die erste Ausgabe dieser Zeitschrift mit der redaktionellen Zielsetzung, dem Gas- und Wasserfach umfassende Informationen über den Werkstoff „duktilen Gußeisen“ zu geben.

Seither haben Hunderte von Autoren in vielfältigen Beiträgen ein Bild von der Entwicklung der Gußrohr-Technik gezeichnet.

Dabei lag viele Jahre lang, dem oben zitierten Motto entsprechend, der Schwerpunkt auf dem Trinkwassersektor. Hier spielten die duktilen Gußrohre ihr ganzes Können aus; Druckfestigkeit war gefragt, und die meistern diese Rohre mit Leichtigkeit.

Aber schon in Heft 4, also 1969, tauchte erstmals auch das Thema „Abwasserleitung“ auf. Man erinnert sich: das war die Zeit, da man die Abwässer generell durch Freispiegelleitungen leitete, die Gefährlichkeit vieler Schadstoffe noch nicht erkannt hatte und die Anforderungen an Klärwerke und Leitungen diesem Erkenntnisstand angepaßt waren. Von Abwasserleitungen mit hohem Leistungsvermögen aus duktilen Gußrohren war damals kaum die Rede.

Heute, ein Vierteljahrhundert später, hat sich die Lage bekanntlich von Grund auf geändert. Eine Unzahl bedrohlicher Stoffe in den Abwässern bedingt ganz andere und viel höhere Anforderungen an das Rohrmaterial und die Dichtungen. Neue Wohnviertel, vor allem aber neue Industrieansiedlungen erfordern oft schwierige Anschlüsse an das Kanalisationsnetz und die Klärwerke mit komplizierten Trassenführungen; die geforderte Resistenz läßt zu Materialien greifen, die früher schon wegen ihres Preises gar nicht in Betracht gezogen wurden, sich heute jedoch unter

den veränderten Bedingungen als ideal und wirtschaftlich erweisen.

Von der Freispiegelleitung klassischer Art bis zur druckfesten und schadstoffresistenten, korrosionsgeschützten Leitung aus duktilem Gußrohr mit zuverlässig dichten Verbindungen – das war die bemerkenswerte Entwicklung der Leitungsbau-Technologie in den letzten 25 Jahren. Die FGR-Informationen GUSSROHR-TECHNIK haben diese Entwicklung in fachlicher Kompetenz begleitet, indem sie immer wieder Praktiker zu Wort kommen ließen, die über durchgeführte Leitungsbau-Maßnahmen berichteten. Gutachten, Erprobungen und Langzeit-Versuche wurden einem größeren Kreis interessierter Fachleute bekanntgemacht; sie spiegeln die zunehmenden Ansprüche an die Leistungsfähigkeit aller Komponenten der Wasser- und Abwasserleitungen.

Weit über ihr ursprüngliches Ziel hinaus vermittelt diese Zeitschrift heute den Austausch von Erfahrungen unter den Fachleuten für Wasser-, Gas- und Abwasserleitungen. Sie dient damit der ständigen beruflichen Weiterbildung und erleichtert dadurch die tägliche Arbeit in der Praxis. Sie unterstützt das verantwortungsvolle Zusammenwirken der Leitungsplaner, der Leitungsbauer und der Betreiber der Systeme mit den Herstellern zeitgemäßer Rohrleitungs-Komponenten in der gemeinsamen Verpflichtung zum Schutz unseres Lebensraums und unserer Umwelt. Auch in Zukunft wird das die thematische Leitlinie dieser Zeitschrift sein; im vorliegenden „Jubiläumshft“ läßt die Veröffentlichung dreier Gutachten ebenfalls das stete Bemühen der Gußrohrindustrie um Vertrauen und Zusammenarbeit beispielhaft erkennen.

Gutachterliche Stellungnahme: Das duktile Gußrohrsystem für den Abwassertransport in der Trinkwasserschutzzone II

Von D. Stein, P. Brune und K. Bockermann

Vorbemerkung von J. Rammelsberg

Die erhöhte Sensibilisierung von Öffentlichkeit und Fachwelt bei ökologischen Fragestellungen hat zu einem gesteigerten Sicherheitsbedürfnis geführt, wofür es viele Beispiele gibt. Ein sehr wichtiges Feld ist hier der Grundwasserschutz, für welchen von der gesetzgeberischen Seite her zur Zeit aktiv gearbeitet wird. Dies gilt auch für den Transport wassergefährdender Stoffe, speziell in Trinkwassergewinnungsgebieten. Ein Detail stellt dabei der Abwassertransport in der Trinkwasserschutzzone II dar. Es existieren mehrere technische Möglichkeiten zur sicheren Lösung dieser schwierigen Aufgaben.

Eine Lösung, welche das höchste Sicherheitsbedürfnis befriedigt, besteht in der Nutzung des duktilen Gußrohrsystems in einwandiger Bauweise. Die im folgenden abgedruckte gutachterliche Stellungnahme dient der gründlichen Untersuchung des Verhaltens duktiler Gußrohre unter extremen Beanspruchungen. Sie weist die Eignung des duktilen Gußrohrsystems in Einwandbauweise für den Abwassertransport in der Trinkwasserschutzzone II nach.

1. Zur Zeit gültige Verordnungen und Richtlinien über die Abwassersysteme in der Trinkwasserschutzzone II. Kriterien für Schutzgebiete und deren Einteilung

Undichte Kanalisationen stellen durch mögliche Exfiltration von Abwasser ein erhebliches Gefährdungspotential für die Umwelt dar. In Wasserschutzgebieten können unter Umständen Schad- und Giftstoffe, die aus der Kanalisation entwichen sind, über die Wassergewinnung wieder in den menschlichen Organismus gelangen. Deshalb bestehen hier besondere Anforderungen an die Ausführung und den Einbau von Abwasserkanälen. Nach DVGW-Arbeitsblatt W 101 (02.75) wird im allgemeinen ein Wasserschutzgebiet in folgende Schutzzonen gegliedert:

Weitere Schutzzone: Zone III

Engere Schutzzone: Zone II

Fassungsbereich: Zone I

Die Ausdehnung der Zone I sollte im allgemeinen von Brunnen allseitig, von Quellen in Richtung des ankommenden Grundwassers mindestens 10m betragen, jedoch soll die Zone I wenigstens so weit reichen, daß in Zone II organische Düngung zugelassen werden kann.

Die Zone II reicht von der Grenze der Zone I bis zu einer Linie, von der aus das Grundwasser etwa 50 Tage bis zum Eintreffen in der Fassungsanlage benötigt. Eine Zone II kann entfallen, wenn nur tiefere, abgedichtete Grundwasserstockwerke oder solche genutzt werden, die von der 50-Tage-Linie bis zur Fassung von undurchlässigen Schichten genügender Mächtigkeit abgedeckt sind.

Die Zone III reicht von der Grenze des Einzugsgebietes bis zur Außengrenze der Zone II.

Wenn das Einzugsgebiet weiter als 2 km reicht, so kann eine Aufgliederung in eine Zone III A bis 2 km Entfernung ab Fassung und eine Zone III B ab etwa 2 km Entfernung bis zur Grenze des Einzugsgebietes zweckmäßig sein.

Für die einzelnen Schutzzonen gelten auch unterschiedliche generelle Anforderungen. Im Hinblick auf eine Abwasserdurchleitung und eine Versenkung oder Versickerung von Abwasser legt DVGW-Arbeitsblatt W 101 folgendes fest:

Abs. 5.1.1:

In der Zone III B sind gefährlich und in der Regel nicht tragbar vor allem:

- a) Versenkung von Abwasser einschließlich des von Straßen und Verkehrsflächen abfließenden Wassers, Versenkung oder Versickerung radioaktiver Stoffe

Abs. 5.1.2:

In der Zone III A sind gefährlich und in der Regel nicht tragbar vor allem:

- a) die für Zone III B genannten Einrichtungen, Handlungen und Vorgänge
- e) Abwasserlandbehandlung, Abwasserverregnung, Versickerung von Abwasser einschließlich des von Straßen und sonstigen Verkehrsflächen abfließenden Wassers, Untergrundverrieselung, Sandfiltergräben, Abwassergruben

Abs. 5.2.1:

In der Zone II sind gefährlich und in der Regel nicht tragbar vor allem:

- a) die für die Zonen III B und III A genannten Einrichtungen, Handlungen und Vorgänge
- t) *Durchleiten von Abwasser*
- u) Gräben und oberirdische Gewässer, die mit Abwasser oder wassergefährdenden Stoffen belastet sind.

Neben einem Arbeitsblatt der Abwassertechnischen Vereinigung (ATV), das jedoch erst in Vorbereitung ist, existieren bundeseinheitliche Regelungen derzeit noch nicht. Um diesbezügliche Informationen zu bekommen, wurde vom Technologie Consult Bochum im Sommer 1988 eine Umfrage bei den zuständigen Ministerien der elf Bundesländer sowie beim Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit und beim Umweltbundesamt Berlin durchgeführt.

Ein exakt ausformuliertes rechtsverbindliches Anforderungsprofil an Abwasserkanäle in Wasserschutzgebieten liegt nur in Baden-Württemberg vor.

Hierin heißt es: „Beeinträchtigungen des Grundwassers können durch folgende Ausführungsarten der Abwasserkanäle im wesentlichen verhindert werden, wenn

- die Abwasserkanäle in einem dichten Schutzrohr (Doppelrohr) oder als
- einwandige Abwasserkanäle unter Beachtung besonderer Anforderungen

verlegt werden.“

Als besondere Anforderungen für einwandige Abwasserkanäle werden folgende Punkte genannt:

- An die Rohre mit den Werkstoffen nach DIN 4033 sind – auch beim Betrieb des Abwasserkanals als Freispiegelleitung – Druckrohranforderungen zu stellen. Die Rohre müssen einem Prüfdruck von 2,4 bar entsprechend dem Nenndruck von 1,6 bar standhalten. Dasselbe gilt für die Rohrverbindungen.
- Beim Standsicherheitsnachweis ist ein erhöhter Sicherheitsbeiwert gegen Versagen der Tragfähigkeit des Abwasserkanals zugrunde zu legen. In der statischen Berechnung des Abwasserkanals ist der Sicherheitsbeiwert der Spalte A des ATV-Arbeitsblattes A 127 um 20% zu erhöhen.
- Der Abwasserkanal ist geschlossen durch die Schächte zu führen. Für Kontroll- und Reini-

Bild 1: Großversuchsstand zur Prüfung der Wasserdichtheit unter Abwinklung und Scherbeanspruchung



gungszwecke sowie zur Durchführung der Dichtheitsprüfungen sind geeignete verschließbare Öffnungen vorzusehen.

Die Länder Hessen und Rheinland-Pfalz beziehen sich auf die Baden-Württembergischen Anforderungen. In Schleswig-Holstein wurden bisher keine Abwasserkanäle in der Zone II von Wasserschutzgebieten angetroffen; in Hamburg sind sie generell verboten. Nur in begründeten Ausnahmefällen zulässig sind Kanalisationen in der engeren Schutzzone in Berlin, Niedersachsen, Nordrhein-Westfalen und in Bayern. Dort werden im Einzelfall besondere Anforderungen gestellt. In Bayern liegt derzeit ein Entwurf zur Neufassung des §3 (Musterverordnung zur Festsetzung von Wasserschutzgebieten) der Wasserschutzgebietsverordnung vor. Dort heißt es unter Abschnitt 3.6: „Im Fassungsgebiet und in der Schutzzone II ist es verboten, gesammeltes Abwasser durchzuleiten. In der Schutzzone III ist dies ebenfalls verboten, sofern nicht die Dichtheit der Kanäle vor Inbetriebnahme durch Druckprobe nachgewiesen und wiederkehrend alle 5 Jahre durch geeignete Verfahren überprüft wird.“ Von den Landesregierungen in Saarbrücken und Bremen sowie vom Bundesministerium für Ernährung, Landwirtschaft, Forsten und Umwelt und vom Umweltbundesamt Berlin liegen zur Zeit noch keine Antworten auf unsere Anfrage vor.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß eine bundeseinheitliche Regelung für Kanalisationen in der engeren Schutzzone von Wasserschutzgebieten derzeit nicht existiert. Die Verordnung aus Baden-Württemberg kann als Richtlinie angesehen werden.

2. Ableitung eines Anforderungsprofils an Rohrwerkstoffe und Verbindungsstrukturen für Abwasserrohrsysteme in der Trinkwasserschutzzone II

Zum heutigen Zeitpunkt ist ein Anforderungsprofil sowohl für einwandige Rohrsysteme als auch generell für Abwasserkanäle und -leitungen in der Trinkwasserschutzzone II nicht bundeseinheitlich und verbindlich vorhanden. In den einzelnen Länderverordnungen sind zum Teil nicht immer ausreichende technische Details enthalten. In der folgenden Auflistung sind die in den Landesrichtlinien genannten Anforderungen um die technischen Erfordernisse für ein Gesamtanforderungsprofil ergänzt:

- 1) Einhaltung des Normen- und Regelwerkes sowie spezieller Verordnungen
- 2) Hohe Sicherheit gegen die zu erwartenden und rechnerisch erfaßten äußeren und inneren statischen und dynamischen Belastungen
- 3) Hohe Sicherheitsreserven bzw. Unempfindlichkeit gegen nicht eingeplante bzw. rechnerisch nicht erfaßte zusätzliche äußere und innere Belastungen
- 4) Möglichst wenig Rohrverbindungen durch möglichst lange Rohre, bei einfacher und sicherer Montage derselben

- 5) Keine Anschlüsse an die Rohre
- 6) Liefermöglichkeit für alle erforderlichen Zubehörteile (Komplettsystem)
- 7) Äußere und innere Korrosionsbeständigkeit der Rohrwerkstoffe selbst und der Dichtmittel bzw. des außen und/oder innen aufgetragenen Korrosionsschutzes
- 8) Dauerhaft dichte Rohrwerkstoffe, Rohrverbindungen und Anschlüsse in den Schächten gegenüber Abwasser und Gasen sowohl bei innerem als auch bei äußerem Überdruck sowie bei Vakuum
- 9) Abriebfestigkeit
- 10) Temperaturbeständigkeit
- 11) Abwinkelbarkeit in den Rohrverbindungen
- 12) Axiale Verschiebbarkeit in den Rohrverbindungen
- 13) Wurzelfestigkeit
- 14) Dauerhafte Verträglichkeit der Werkstoffe von Rohren, Formstücken, Dichtmitteln und Einbauten untereinander
- 15) Instandhaltungsgerecht

Das duktile Gußrohrsystem nach DIN 19690 mit Steckmuffensystem TYTON® hat sich bezüglich der oben genannten 15 Punkte durch langjährigen Einsatz in der Praxis bewährt.

Die Punkte

- 2) Hohe Sicherheit gegen die zu erwartenden und rechnerisch erfaßten äußeren und inneren statischen und dynamischen Belastungen (Wasserinnendruck, Scherbelastung in der Rohrverbindung),
- 3) Hohe Sicherheitsreserven bzw. Unempfindlichkeit gegen nicht eingeplante bzw. rechnerisch nicht erfaßte zusätzliche äußere und innere Belastungen (Setzungsunempfindlichkeit etc.),
- 8) Dauerhaft dichte Rohrwerkstoffe, Rohrverbindungen und Anschlüsse in den Schächten gegenüber Abwasser und Gasen sowohl bei innerem als auch bei äußerem Überdruck sowie bei Vakuum,
- 11) Abwinkelbarkeit in den Rohrverbindungen,
- 12) Axiale Verschiebbarkeit in den Rohrverbindungen,
- 13) Wurzelfestigkeit

sollen hier zusätzlich durch Experimente verifiziert werden (Abs. 3).

3. Experimentelle Untersuchungen

3.1 Versuchsaufbau der Abwinklungsversuche

Zur Prüfung der Wasserdichtheit an abgewinkelten Rohren aus duktilem Gußeisen mit TYTON®-Verbindung wurde ein Großversuchsstand konstruiert, der es erlaubt, einen 6 m langen, aus zwei ca. 3 m langen Rohrabschnitten bestehen-

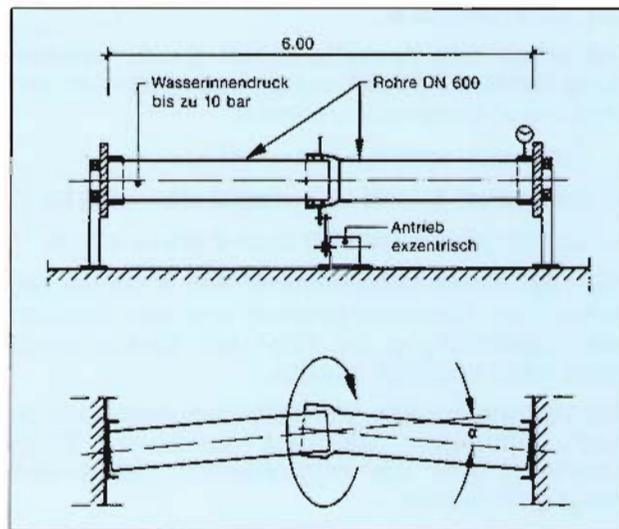


Bild 2: Prinzipskizze des Versuchsstandes

den Probekörper unter einem Wasserinnendruck von bis zu 10 bar definiert abzuwinkeln. Durch einen exzentrisch laufenden Antrieb rotiert die in der Mitte des Versuchskörpers befindliche Steckmuffenverbindung bei gleichbleibender Ausmitte um das Zentrum. Bild 1 und Bild 2 zeigen den Großversuchsstand für Prüfkörper bis zu einer Länge von 6 m und einer Nennweite bis zu DN 600.

In den Bildern 3 und 4 ist die Steckmuffe System TYTON® im zentrischen und abgewinkelten Zustand dargestellt.

Die für den Versuch verwendeten Dichtringe System TYTON® wurden von dem Auftraggeber gemäß DIN 53508 durch Lagerung der montierten Verbindung über 24 Stunden bei 70°C künstlich gealtert und so ein Alter von bis ca. 50 Jahren simuliert.

3.2 Abwinklungsversuche

Die in 3.1 beschriebene Versuchseinrichtung wurde mit einem Wasserinnendruck von 10 bar beaufschlagt, zur Wasserfüllung wurde das System entlüftet. Anschließend rotierte die Rohrverbindung ca. 30 mal mit einer konstanten Abwinklung von 2° bei DN 600 und 3° bei DN 300 auf einer Kreisbahn um das Zentrum der ursprünglichen geraden Prüfkörperachse. Die Drehgeschwindigkeit betrug 51s für einen Umlauf. Durch die Zwangsbewegung erfolgte auch eine Verkürzung bzw. Verlängerung der Mantellinien, d.h. in der Muffenverbindung fand eine Längsverschiebung statt, die bei der Nennweite DN 600 ± 15 mm und bei der Nennweite DN 300 ± 9 mm betrug.

Während der gesamten Versuchszeit von ca. 25 min. zeigten sich bei beiden Versuchen an je einem Rohr DN 300 und DN 600 keine Undichtigkeiten und kein Druckabfall.

Die in DIN 4060 geforderte Wasserdichtheit von 0 bis 0,5 bar bei Abwinklung von 20 mm für das 3 m lange Rohr DN 600 bzw. 30 mm bei DN 300 ist erfüllt.

3.3 Scherversuche

Die Scher- und Wurzelfestigkeit der Rohrverbindung System TYTON® wurde nach DIN 4060 mit folgenden Änderungen geprüft:

- Prüfdruck statt 0,5 bar → 10 bar
- Scherkraft für DN 300 statt 3 kN → 6,5 kN
- Scherkraft für DN 600 statt 6 kN → 42 kN.

Die Last wurde entsprechend Bild 5 eingeleitet, wobei das Rohreigengewicht und das Gewicht der Wasserfüllung im Rohr mit Einsteckende nicht berücksichtigt wurden.

Die Verformung des TYTON®-Dichtringes wurde nach Aufbringen der Last gemessen. Einen Überblick über die aufgebrachten Kräfte und Wege gibt Tabelle 1.

Prüfdruck bei allen Laststufen: 10 bar		
	Kraft kN	Weg mm
DN 600	12	0,4
	24	0,9
	36	1,41
	42 (Anschlag am Zentrierbund)	1,75
DN 300	6,5	0,1

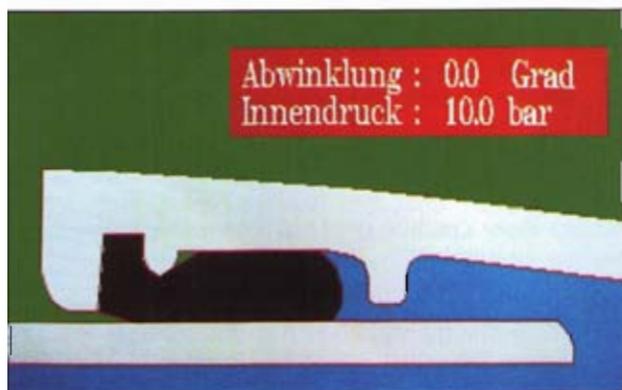
Tabelle 1: Scherkräfte und Scherwege

Nach Rückentlastung in der Muffe konnte keine bleibende Verformung des Dichtringes festgestellt werden. Der Versuch erfolgte unter konstantem Wasserinnendruck von 10 bar. Durch die eingeleiteten Scherkräfte sank weder der Wasserdruck ab noch wurden Undichtigkeiten an der Muffe sichtbar.

3.4 Längsverschiebbarkeitsversuche

Zum Nachweis der Längsverschiebbarkeit der Rohrverbindung wurden Versuche durchgeführt. Hierzu wurde der im Abschnitt 3.1 beschriebene Großversuchsstand so umgebaut, daß eine gegenseitige Längsverschiebung der beiden Rohre möglich wurde. Die Dichtung in der Rohrverbindung war eine Steckmuffenverbindung System TYTON®, deren Dichtring gemäß DIN 53508

Bild 3: Steckmuffenverbindung System TYTON® DN 600 nicht abgewinkelt



künstlich gealtert war. Die Prüfung umfaßte ein fünfmaliges Auseinanderziehen und Zusammenschieben um jeweils 80 mm an einem Probekörper DN 600. Nach jeder Axialverschiebung wurde der Manometerstand über eine Zeitdauer von 10 Minuten beobachtet. Ein Abfall des Wasserdruckes konnte in keinem Fall festgestellt werden.

3.5 Luftdruckprüfung der Steckmuffenverbindung System TYTON®

Zusätzlich zu den Druckprüfungen mit Wasser wurden auf dem in Abschnitt 3.1 beschriebenen Großversuchsstand Dichtheitsprüfungen mit Luft durchgeführt. Dabei wurde der aus zwei Rohren von je 3 m Länge bestehende Versuchskörper zunächst mit einem **Unterdruck** von 502 mbar beaufschlagt. Die Messung des Luftdruckes erfolgte mit einem Differenzdruckmeßgerät mit einer Genauigkeit von ± 1 mbar. Während eines Beobachtungszeitraumes von 14 Minuten direkt nach Beaufschlagung des Unterdruckes wurde keine Druckveränderung festgestellt.

Bei der Prüfung mit **Luftüberdruck** wurde der Druck zunächst bis auf 1,13 bar erhöht. Anfängliche Druckverluste wurden ausgeglichen. Der Luftdruck blieb nach 5 Minuten über eine Beobachtungszeit von 28 Minuten konstant.

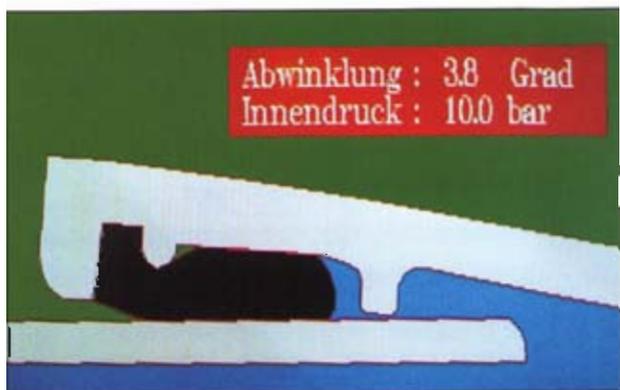
Die Höhe des Luftprüfdruckes leitet sich aus der Vorschrift ASTM C 828-80V (USA) ab.

Die beiden beschriebenen Versuche wurden je zweimal durchgeführt, wobei im Anschluß an die Prüfzeit die Rohre zusätzlich in die in Abschnitt 3.1 beschriebene Rotationsbewegung versetzt wurden. Während der durchgeführten 10 Umdrehungen konnte in keinem Fall ein Druckabfall festgestellt werden.

3.6 Zusammengefaßtes Versuchsergebnis

Die geprüften Steckmuffenverbindungen System TYTON® sind entsprechend DIN 4060 dicht, längsverschiebbar, scherkraftsicher und damit wurzelfest. Darüber hinausgehende Abwinkelungen bis zum Anschlag am Zentrierbund haben nicht zu Undichtigkeiten geführt.

Bild 4: Steckmuffenverbindung System TYTON® DN 600 unter Abwinkelung von 3,8°



4. Einzelbewertung

Die in Abschnitt 2 als Anforderung aufgestellten 15 Punkte werden im einzelnen wie folgt erfüllt:

Zu 1):

Das hier diskutierte Abwasserrohr aus duktilem Gußeisen wird nach DIN 19690 und DIN 19691 gefertigt. Die Steckmuffenverbindung System TYTON® entspricht der DIN 28603.

Zu 2) und zu 3):

Das hohe Arbeitsvermögen des Werkstoffes duktilen Gußeisen, die große Längsverschiebbarkeit, die Aufnahme der Scherlasten im Versuch sowie der Wasserdruck von 10 bar bestätigen eine große Sicherheit gegen äußere und innere Lasten. Aus diesem Grund ist in der Regel die Einbindung in Bauwerke mit **Einfachgelenken** bei Ausführung mit TYTON®-Schachtanschlußstücken ausreichend.

Zu 4):

Die Rohrlänge beträgt 6 m.

Zu 5) und zu 6):

Es liegt ein Komplettsystem vor, das es u.a. ermöglicht, druckdichte Schächte mit duktilen Schachtröhren zu verwenden und Rohranschlüsse nur in den Schächten zu realisieren.

Zu 7):

Korrosionsschutz außen nach DIN 30674 Teil 3 bzw. Teil 1, 2 oder 5. Korrosionsschutz innen durch Zementmörtelauskleidung nach DIN 2614 oder durch Sonderauskleidungen.

Zu 8):

Duktile Gußrohre und deren Verbindungen halten einem Prüfdruck von mehr als 10 bar stand und übertreffen dabei den in Abs. 1 genannten Druck von 2,4 bar für drucklose Abwasserrohre um ein Vielfaches. Auch für spezielle Anwendungsfälle, in denen die Rohrverbindungen auch bei Abwinklung und mit Längsverschiebung sowie bei Dezentrierung dauerhaft dicht bleiben müssen (Bergsenkungsgebiete usw.), hält das duktile Gußrohrsystem einem Prüfdruck von 10 bar ohne Druckabfall stand. Ebenso bleibt das System bei innerem Luftüberdruck von 1,13 bar und Luftunterdruck von 0,5 bar dicht.

Zu 9):

Die Abriebfestigkeit wurde von einem Gußrohrwerk durch den „Darmstädter Kipprinnenversuch“ nachgewiesen.

Zu 10):

Die in DIN 19550 geforderte Temperaturbeständigkeit von 45°C für Nennweiten bis DN 350 und 35°C für Nennweiten ab DN 400 wird vom duktilen Gußrohr erreicht.

Zu 11):

Die Abwinkelbarkeit der Rohrverbindung System TYTON® wurde nach DIN 4060 und darüber hin-

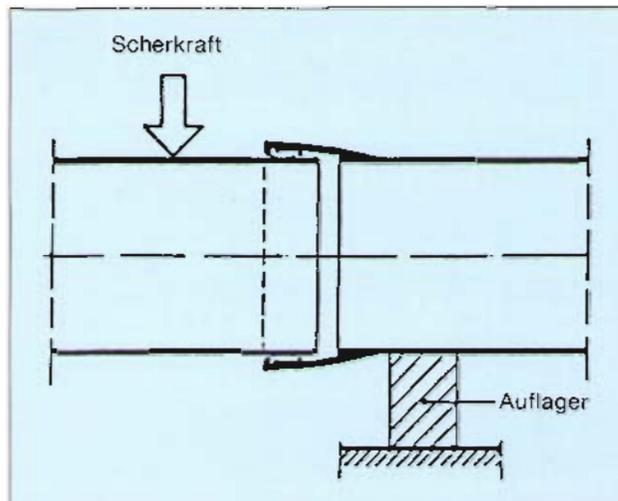


Bild 5: Einleitung der Scherkraft in den Prüfkörper

aus mit einem Prüfdruck von 10 bar (Abs. 3) nachgewiesen.

Zu 12):

Die Dichtheit bei Längsverschiebungen von 80 mm in der Rohrverbindung wurde im Versuch (Abs. 3.4) unter einem Wasserinnendruck von 10 bar nachgewiesen.

Zu 13):

Die Wurzelfestigkeit wurde in Anlehnung an DIN 4060 durch den Scherversuch (Abs. 3.3) nachgewiesen.

Zu 14):

Dauerhafte Verträglichkeit der Werkstoffe von Rohren, Formstücken, Dichtmitteln und Einbauten untereinander werden durch Einhaltung von DIN 4060 und DIN 19543 erreicht.

Zu 15):

Untersuchungen bezüglich des Einflusses von Hochdruckwasserstrahlen auf die Zementmörtelauskleidung an duktilen Gußrohren zeigten, daß sich bei gängigen Düsenköpfen und Spüldrücken bis 170 bar grundsätzlich keine Schäden einstellen.

Zusammenfassung

Basierend auf den Ergebnissen der durchgeführten Untersuchungen kann festgestellt werden, daß Abwasserrohre aus duktilem Gußeisen nach DIN 19690 und DIN 19691 mit dem Steckmuffensystem TYTON® die gestellten Anforderungen an Entwässerungskanäle und -leitungen voll erfüllen.

Sie sind entsprechend den im Abs. 2 beschriebenen Anforderungen als Einwandrohre für den Abwassertransport in der Trinkwasserschutzzone II geeignet.

Abwassertransport durch Trinkwasserschutzgebiete

Der Anschluß der Stadt Wetter an die Kläranlage Hagen

Von H. Mennemann und B. Hartung

1. Einleitung

Mit der Aufnahme des Pumpbetriebes (vom umgerüsteten Pumpwerk Wetter-Volmarstein zum Klärwerk Hagen) wurde im Juni 1989 das erste Bauos für den Anschluß der Stadt Wetter an das Klärwerk Hagen abgeschlossen (Bild 1). Auf den folgenden Seiten sollen die Gründe für die Durchführung der Maßnahme sowie Planungs- und Ausführungsdetails dargelegt werden.

Abschließend soll auf die Fortführung des Projektes in einem weiteren Los hingewiesen werden.

2. Wasserwirtschaftliche Notwendigkeit für die Anschlußmaßnahme

Der enorme Trinkwasserbedarf des dicht besiedelten und hochindustrialisierten Ruhrgebietes wird überwiegend aus künstlich angereichertem Grundwasser und uferfiltriertem Ruhrwasser gedeckt (Bild 2). Es liegt daher im Interesse des Ruhrverbandes als dem für die Wassergütwirtschaft der Ruhr zuständigen Organ, eine hohe Qualität des Ausgangsproduktes Ruhrwasser zu erreichen, damit die Trinkwassergewinnung nicht zu aufwendig oder gar gefährdet wird.

Die Modernisierung bestehender oder die Errichtung neuer Kläranlagen im Einzugsgebiet, deren Reinigungsleistung dann dem Stand der Technik entspricht, gehören zu einem Katalog von Maßnahmen zur Verbesserung der Ruhrwasser-Qualität.

Aus Kostengründen kann es auch sinnvoll sein, auf die Modernisierung einer alten Kläranlage zu verzichten und stattdessen das anfallende Abwasser einer nahegelegenen leistungsfähigen Kläranlage zuzuführen.

Die Stadt Wetter und ihre Ortsteile sind beiderseits der Ruhr an den oft steilen Uferhängen angesiedelt. 30000 Einwohner sowie zahlreiche Gewerbe- und Industriebetriebe leiten Abwässer in die Mischwasserkanalisation ein.

Zu dem System zählen:

1. Kläranlage Volmarstein, biologische Kläranlage (Tropfkörper), Baujahr 1948, modernisiert 1952:

Trockenwetter-Zulauf: 30 l/s
Regenwetter-Zulauf: 240 l/s
Ausbaugröße: 8.000 Ew

2. Kläranlage Wetter, biologische Kläranlage (Tropfkörper), Baujahr 1950, modernisiert 1958:

Trockenwetter-Zulauf: 50 l/s
Regenwetter-Zulauf: 300 l/s
Ausbaugröße: 10.000 Ew

3. Kläranlage Wengern, mechanische Kläranlage, Baujahr 1941, modernisiert 1943:

Trockenwetter-Zulauf: 25 l/s
Regenwetter-Zulauf: 45 l/s
Ausbaugröße: 5.600 Ew

Diese Reinigungsanlagen entsprechen nicht mehr dem Stand der Technik; die Reinigungsleistungen waren unzureichend, so daß die Ruhr als Vorfluter der Kläranlagen erheblich belastet wurde. Eine gründlichere Reinigung des anfallenden Abwassers war notwendig.

Gegenstand der Untersuchungen beim Ruhrverband war die Verfolgung verschiedener Alternativen:

- Modernisierung aller betroffenen Anlagen
- Ersatz der drei unzureichend arbeitenden Anlagen durch eine noch zu errichtende Zentralanlage
- Stilllegung aller betroffenen Anlagen und Transport des Abwassers zu einer nahegelegenen, ausreichend dimensionierten Anlage.

In Hagen-Vorhalle betreibt der Ruhrverband das Klärwerk Hagen, Baujahr 1910, 14 Erweiterungsmaßnahmen, zuletzt 1980:

Trockenwetter-Zulauf: 1.470 l/s
Regenwetter-Zulauf: 6.200 l/s
Ausbaugröße: 440.000 Ew

Bild 1: Bauvorhaben



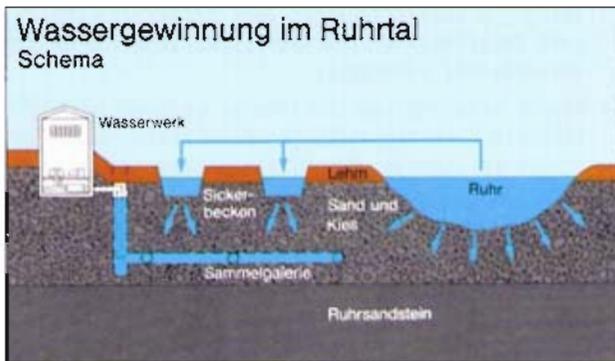


Bild 2: Schema der Wassergewinnung im Ruhrtal

Die Entscheidung fiel für den Anschluß der Stadt Wetter an das Klärwerk Hagen.

3. Beschreibung des Objektes

3.1 Trasse der Anschlußleitung

Das erste Los der Anschlußleitung verbindet die Kläranlage Volmarstein mit der Anlage in Hagen-Vorhalle. Auch in diesem Abschnitt – wie an vielen Stellen des Flußlaufes – sind Trinkwasserschutzgebiete ausgewiesen (Bild 3). In den ausgedehnten Uferwiesen zwischen Wetter und dem Ortsteil Volmarstein sind die Brunnenfassungen des Wasserwerkes Volmarstein (Betreiber ist die Aktiengesellschaft für Versorgungsunternehmen in Gevelsberg) niedergebracht.

Die Rohrleitung muß die engere Schutzzone (Zone II) auf einer Länge von fast 3 km durchqueren.

Zugleich liegt die Trasse hier im Überschwemmungsgebiet der Ruhr. Im Falle der immer wiederkehrenden Hochwasserereignisse tritt die Ruhr hier über die Ufer und überflutet weite Teile des Vorlandes.

Außerhalb des Trinkwasserschutzgebietes ist die Bundesstraße B 226 sowie die Bundesbahnlinie Hagen-Witten zu kreuzen. Auf einer Länge von etwa 2 km verläuft die Leitung entlang des ostwärtigen Ufers des Harkortsees zum Klärwerk in Vorhalle (Bild 4).

Aufgrund der Höhenverhältnisse ist die Leitung von Volmarstein bis zum Schacht 1 als Druckleitung mit freiem Auslauf ausgelegt für PN 6; von Schacht 1 bis zum Vorklärbecken handelt es sich um einen Freigefällekanal mit zeitweiligem oder ständigem Rückstau.

Abgesehen von einigen wenigen Straßen – und einer Bahngleisquerung – werden öffentliche Verkehrswege und -flächen nicht berührt. Die Trasse führt zum überwiegenden Anteil durch landwirtschaftlich genutzte Flächen. Die äußere Belastung der Rohrleitung ergibt sich daher aus dem Gewicht der Erdüberdeckung (die Sohlentiefe der Leitung liegt zwischen 1,20 und 4,00 m) zuzüglich Gewicht aus der Wasserüberdeckung bei Hochwasser und der Verkehrslast – angenommen zu SLW 60 –, die von landwirtschaftlichen Nutzfahrzeugen herrührt.

Im Interesse der landwirtschaftlichen Nutzung des Geländes war die Anzahl der Schachtbauwerke so gering wie möglich zu halten. Daher sind Haltungslängen bis zu 500 m gewählt worden.

3.2 Bemessungsgrößen der Leitung

Druckrohrleitung DN 700, Länge 3153 m
 Nenndruck PN 6
 Betriebsdruck ca. 3,5 bar

Q_{tr} min. = 190 l/s bei einer Fließgeschwindigkeit von 0,5 m/s
 Q_{tr} max. = 250 l/s bei einer Fließgeschwindigkeit von 0,65 m/s
 Q_R min. = 500 l/s bei einer Fließgeschwindigkeit von 1,30 m/s
 Q_R max. = 720 l/s bei einer Fließgeschwindigkeit von 1,87 m/s

3.3 Material- und Systementscheidung

Aus der vorangestellten Trassenbeschreibung wird bereits deutlich, daß zum Erreichen einer größtmöglichen Betriebssicherheit und somit im Interesse des Grundwasserschutzes ein System zu wählen sei, welches folgenden höchsten Ansprüchen genügt:

- absolute Dichtheit
- ständige Kontrolle auf Dichtheit
- bei eventueller Leckage kein Austritt von Abwasser.

Diese Forderungen konnten durch das vom Ruhrverband gewählte Doppelrohrsystem erfüllt werden.

Die Abwasserdruckleitung (Mediumrohr) ist zwischen den Schächten in einem Sicherheitsrohr (Mantelrohr) so verlegt worden, daß ein Zwischenraum für die Kontrolle entsteht.

Das Doppelrohrsystem ist so aufgebaut, daß die Auswirkung einer möglichen Leckage auf eine Haltung des Systems begrenzt wird. Bei Grund- oder Abwassereinbruch in den Zwischenraum des Rohrsystems tritt das Wasser im jeweils unterhalb liegenden Schacht aus. Jeder Schacht (Bild 5) ist mit einer Elektrode ausgerüstet, die bei Wassereintritt ein Signal im Klärwerk Hagen auslöst. Wird dort eine Leckage signalisiert, werden folgende Maßnahmen ergriffen:

Bild 3: Wasserschutzgebiet (Zone II)



- a) Das Pumpwerk geht außer Betrieb. Das anfallende Abwasser wird im Regenüberlaufbeken gespeichert.
 - b) Das Betriebspersonal prüft sofort am betroffenen Schacht, ob es sich um einen Grund- oder Abwassereintritt handelt.
Grundwasser: Beschädigung des Mantelrohres.
Abwasser: Beschädigung des Mediumrohres.
 - c) Durch Betätigung von Armaturen in den Schächten kann nach Genehmigung die Leitung umgehend als Einfachleitung wieder in Betrieb gehen. Hierbei tritt kein Abwasser aus dem System aus, so daß die Abwasserbehandlung gesichert ist.
 - d) Ortung der Schadensstelle mittels Indikatoren in dem Zwischenraum bzw. mittels Kanal-kamera im Mediumrohr.
 - e) Gleichzeitige Verlegung einer fliegenden Lei-
tung zur Überbrückung der defekten Haltung und Anschluß an die Schächte ober- und unterhalb der Leckage.
 - f) Nach Inbetriebnahme dieser Leitung wird die defekte Leitung mittels eines beim Ruhrverband gelagerten Reparatursatzes repariert.
- Aber auch außerhalb des Wasserschutzgebietes wurden Maßnahmen zur Erreichung einer optimalen Betriebssicherheit gewählt. Rohre aus duktilem Gußeisen mit einer hochwertigen Innenauskleidung und einem PE-Außenschutz sind das Herzstück dieses Systems, das nachfolgend ausführlicher dargestellt werden soll:
- Los B von Schacht A bis Schacht 1:
 2850 m Doppelrohrkonstruktion (Bild 6):
 Mediumrohr: PE-HD-Rohr DN 700 (PN 6) nach DIN 8074/75, Länge 20 m,
 Mantelrohr: Duktiles Gußrohr DN 900 nach

Bild 4: Übersicht über die Trasse



DIN 19690/91, Wanddickenklasse K 7 (PN 6),
 Innenauskleidung: Zementmörtel auf Basis
 Hochofenzement,
 Außenschutz: PE-Umhüllung.

Ca. 120 m Durchpressung durch den Straßenkörper der Bundesstraße 226 und durch den Damm des Bundesbahngleises Hagen-Wetter-Witten mit Stahlbeton-Vortriebsrohren DN 1000, in die duktile Gußrohre (DN 700, Wanddickenklasse K8, Innenauskleidung: quarzgefülltes Polyethylen (QPE), Außenschutz: Bitumen) eingezo-gen wurden. Nach Einziehen eines Kabelschutzes wurde der Ringraum zwischen dem Mediumrohr aus duktilem Gußeisen und dem Vortriebsrohr mit Zementmörtel verfüllt.

Ca. 650 m Abwassertransportleitung aus duktilem Gußeisen DN 700, Wanddickenklasse K 8 (zugelassen für PN 25), Innenauskleidung: quarzgefülltes Polyethylen (QPE), Außenschutz: Polyethylen-Umhüllung, 13 Schachtbauwerke aus Stahlbeton.

Los A von Schacht 1 bis Schacht 11 (Vorklärbekken Klärwerk Hagen)

Der sich an Schacht 1 anschließende Bauabschnitt – Los A – wird drucklos betrieben. Er besteht aus einem ca. 1150 m langen Kanal DN 1000 aus PE-HD-Rohren 1000 x 56,6 mm sowie einem weiteren 530 m langen Abschnitt, in dem duktile Gußrohre DN 800 (Wanddickenklasse K 7, Innenauskleidung QPE, Außenschutz: PE-Umhüllung) eingesetzt werden. Im Bereich des Schachtes 11 wird das Abwasser dann in das Vorklärbekken übergeben.

Aus den vorstehenden Ausführungen wird deutlich, daß es sich bei dem Anschluß der Stadt Wetter an das Klärwerk Hagen um ein großes, aufwendiges Projekt handelt, das dem Betreiber einerseits und den Anliegern andererseits ein Höchstmaß an Betriebssicherheit verleihen muß.

Bild 5: Schachtbauwerk



Legende:

- | | | | | |
|--|------------------------------|---|------------------------------------|----------------------------|
| ① statisch nachgewiesene Schraubbolzen | ④ Link-Seal-Ringraumdichtung | ⑤ Rohrdurchführung Fa. Porn, Länge 2000 | ⑧ Auflagerbock (nicht dargestellt) | ⑩ Zwischenflansch-schieber |
| ② Ausbaustück | ⑤ Druckring | ⑥ Flanschplatte | ⑨ Schwimmerventil | ⑪ Unterbeton |



Bild 6: Duktile Gußrohre und PE-HD-Rohre vor der Montage zum Doppelrohrsystem

Daher lag es nahe, jedes Versagensrisiko zu minimieren. Das beinhaltet auch die Wahl eines Schutzoptimums gegen Innen- und Außenkorrosion. Alle duktilen Gußrohre verfügen über eine Umhüllung aus Polyethylen gemäß DIN 30674 Teil 1, die selbst in stark aggressiven Böden (Bodengruppe III nach DIN 50929 Teil 3) einen wirkungsvollen und dauerhaften Korrosionsschutz darstellt. Die Länge der Leitung sowie die zeitweilig intermittierende Betriebsweise tragen erheblich zu der Gefahr der Schwefelwasserstoff-Korrosion bei. Sorgfältiges Augenmerk war daher auf die Vermeidung dieser Korrosionserscheinungen zu richten. Im Rahmen des Möglichen wurden alle betrieblichen und konstruktiven Merkmale berücksichtigt, die zur Vermeidung von Schäden an den Bauteilen beitragen können.

Alle Schachtbauwerke, die im regelmäßigen Leitungsbetrieb mit Abwasser in Berührung kommen, sind innen mit PE-Platten ausgekleidet, die bereits verschweißt als Fertigteil angeliefert wurden.

Die duktilen Gußrohre, die als Mediumrohre ein-



Bild 7: Duktile Gußrohre vor den Faultürmen

gesetzt sind – Einrohrkanal außerhalb der engeren Schutzzone –, haben eine Innenauskleidung aus quarzgefülltem Polyethylen erhalten. Das Material zeichnet sich durch hohe Abriebfestigkeit und Beständigkeit gegen Medien im Bereich pH 2-12 aus, erfüllt daher die hohen, vom Ruhrverband gestellten Anforderungen am ehesten.

4. Bauausführung

Eine Arbeitsgemeinschaft „Anschluß Wetter I“ aus den Bauunternehmungen

- Billfinger und Berger, Bauaktiengesellschaft, Essen
- Paul Speeck, Datteln
- Friedrich Remke, Hagen

nahm im Oktober 1987 die Bauarbeiten im Abschnitt I auf. In Los B wurde am Schacht A mit der Rohrverlegung begonnen, während in Los A zunächst auf dem Klärwerk Hagen Vorbereitungs- und Betonarbeiten ausgeführt wurden, worauf dann Rohre vom Schacht 11 aus entgegen der Fließrichtung verlegt wurden. Einzelne Schritte – wie z.B. die Ausführung der Durchpressungen – wurden vom Fortschritt der kontinuierlich entwickelten Gewerke losgelöst und je nach Verfügbarkeit von geeigneten Kolonnen und Gerät eingefügt.

Eine Zwangspause war im März 1988 wegen des Ruhrhochwassers einzulegen (Bild 8). Die Trasse der Doppelleitung war praktisch auf der gesamten Länge überschwemmt. Die sorgfältig getroffenen Sicherheitsvorkehrungen an den bereits verlegten Haltungen verhinderten jedoch Schäden.

Im Los B wurden die Mediumrohr- und Schutzrohrsysteme jeweils getrennt haltungsweise mit Wasserdruck auf Dichtheit überprüft; darüber hinaus fand nach Abschluß der Schachtdurchführungen eine Druckprobe des gesamten Systems statt. Erst nach Abschluß der umfassenden Prüfung der Rohrleitung und der installierten Fern-Warnanlage wurden die Erdarbeiten abgeschlossen (Andecken des Mutterbodens).

Nach Umbau der alten Kläranlage Volmarstein zur Pumpstation und ihrer Anbindung an die Rohrleitung wurde der erste Bauabschnitt im Juni 1989 abgeschlossen.

5. Fortsetzung der Baumaßnahme - II. Abschnitt

Parallel zur Ausführung des I. Abschnittes wurde das Folgelos, der Anschluß der Kläranlagen im Ortsteil Wengern und in Wetter selbst, geplant, ausgeschrieben und im November 1988 vergeben.

Auch in diesem Abschnitt ist eine Trinkwasserschutzzone zu durchqueren. Auf einer Länge von etwa 1 km wird auch hier eine Doppelrohrkonstruktion ausgeführt:

Mediumrohr: PE-HD 350 PN 6,
Mantelrohr: duktiles Gußeisen DN 500, Wanddickenklasse K 7,
Innenauskleidung: Zementmörtel auf Basis Hochofenzement,
Außenschutz: PE-Umhüllung.

Im weiteren Verlauf wird die Leitung auf der rechten Ruhrseite an ein Vereinigungsbauwerk angebunden. Von dort aus wird ein Freigefällekanal zum Pumpwerk Volmarstein verlegt. Das Flußbett der Ruhr ist an zwei Stellen in Dükern zu queren. Die Arbeiten im II. Abschnitt wurden im Januar 1989 aufgenommen, der Abschluß der Maßnahme ist für Ende 1989 geplant.

Bild 8: Hochwasser



Der Einsatz von duktilen Gußrohren DN 200 für eine Abwasserdruckleitung im Wasserschutzgebiet der engeren Schutzzone (Zone II)

Von F. Penka

1. Allgemeines

Die Stadt Marktheidenfeld saniert in den Jahren 1986 bis 1995 ihre Abwasseranlage.

Im Zuge dieser Sanierungsmaßnahmen wird der Stadtteil Zimmern an die zentrale Kläranlage in Marktheidenfeld angeschlossen.

Zimmern liegt ca. 4 km nördlich von der Stadt Marktheidenfeld. Für den Anschluß an das städtische Kanalnetz wurde eine Druckleitung DN 200 erforderlich (Bild 1).

Die geplante Druckleitung zwischen Zimmern und Marktheidenfeld verläuft auf ca. 670 m Länge in der engeren und auf ca. 100 m Länge in der weiteren Schutzzone der Wassergewinnungsanlage „Eichholz“ der Stadt Marktheidenfeld. Eine nach der Wasserschutzverordnung verbotene Druckleitung von Abwasser durch die engere Schutzzone ließ sich nicht vermeiden. Der Abstand zum Brunnen beträgt ca. 80 m, der Kanal erreicht eine Tiefe bis zu 2,50 m. Eine Gußrohrleitung im Schutzrohr wurde grundsätzlich für richtig gehalten.

Die folgenden zusätzlichen Auflagen waren noch zu erfüllen:

- Bodeneingriffe waren so gering wie möglich zu halten. Demnach war ein zusätzlicher Hochpunkt in den Kanal einzubauen. Ab dem Hochpunkt bildet der Kanal in Richtung Marktheidenfeld eine freilaufende Druckleitung
- Errichten von Kontrollschächten mit Auffangraum ca. alle 150 m
- Vorhalten einer pneumatischen Förderung im Hinblick auf ein Freiblasen der Druckleitung
- Dichte Schachtabdeckung aufgrund der Lage im Überschwemmungsgebiet.

Die Druckleitung verläuft zwischen den Haltungen 5 und 7 über eine Strecke von 60m im Uferbereich des Mains. Der Main ist ein Gewässer

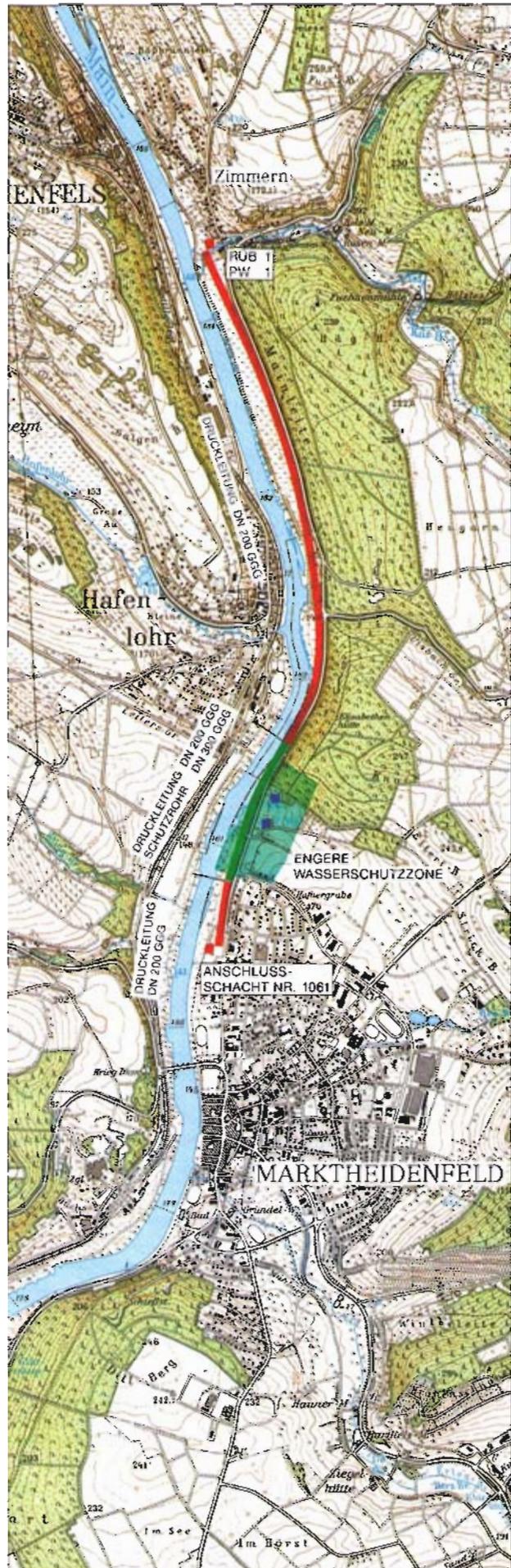


Bild 1: Lageplan mit Trassenverlauf

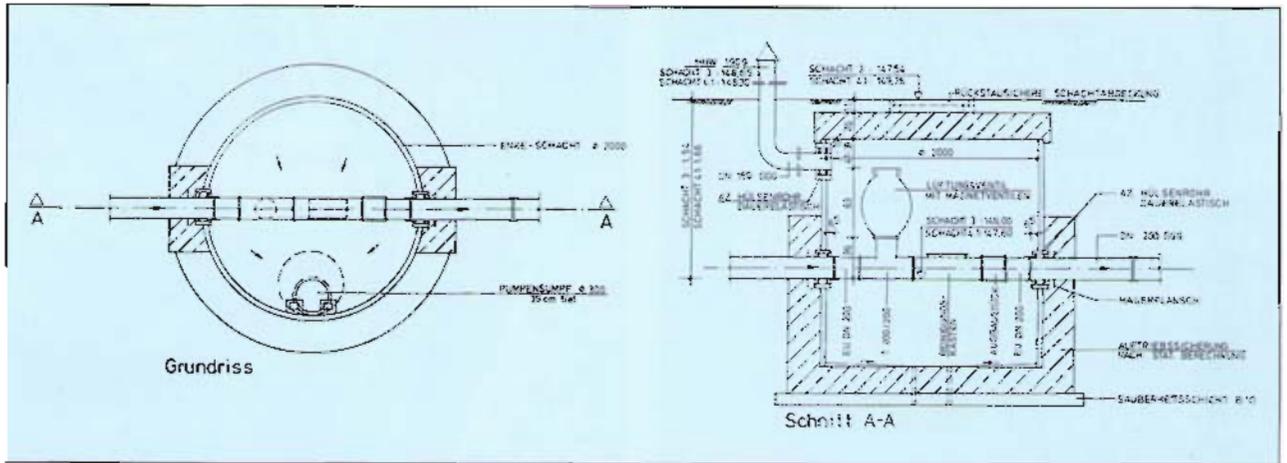


Bild 2: Reinigungs- und Lüftungsschacht

erster Ordnung und Bundeswasserstraße. Die o.g. bauliche Anlage bedurfte daher einer Anlagengenehmigung nach Art. 59 BayWG.

Über die Druckleitung werden noch zusätzlich entsorgt die Gemeinde Roden mit dem Ortsteil Ansbach und die Stadt Rothenfels.

2. Planungsgrundlagen

Über die Druckleitung werden im Endausbau entsorgt:

- der Stadtteil Zimmern mit 830 E+EGW:
 $\text{max. Trockenwetterabfluß } Q_t = 4,00 \text{ l/s}$
 $2 (Q_h + Q_g) + Q_t = 7,30 \text{ l/s}$
- die Stadt Rothenfels mit ca. 1200 E+EGW:
 $\text{max. Trockenwetterabfluß } Q_t = 9,80 \text{ l/s}$
 $2 (Q_h + Q_g) + Q_t = 18,50 \text{ l/s}$
- die Gemeinde Roden mit ca. 1170 E+EGW:
 $\text{max. Trockenwetterabfluß } Q_t = 9,50 \text{ l/s}$
 $2 (Q_h + Q_g) + Q_t = 16,40 \text{ l/s}$

Demnach müssen bei Regenwetter maximal 42,2 l/s Abwasser nach Marktheidenfeld gefördert werden.

Damit die Reibungsverluste gering bleiben, wird von einer Fließgeschwindigkeit zwischen 1 und 2 m/s ausgegangen.

Daraus resultiert die Nennweite DN 200 für die Druckleitung.

- Der Ausbau erfolgt in 3 Baustufen:
- Baustufe 1: Anschluß von Zimmern
 - Baustufe 2: Anschluß von Rothenfels
 - Baustufe 3: Anschluß von Roden

Bedingt durch die lange Druckleitung und den stufenweisen Ausbau ist mit maximalen Aufenthaltszeiten des Abwassers von über 6 Stunden zu rechnen. Das bedingt das pneumatische Entleeren der Druckrohrleitung. Zusätzlich bietet eine leere Druckleitung mehr Sicherheit in der Wasserschutzzone.

3. Anforderung an die Rohrleitung

Durch die unvermeidbare Durchquerung der engeren Schutzzone mußte größter Wert auf die Dichtheit der Rohrleitung gelegt werden. Außer-

dem sollte zur Sicherheit in der engeren Schutzzone eine doppelwandige Ausführung vorgesehen werden. Die Leitung muß absolut dicht und mit geringem Aufwand kontrollierbar sein.

Beengte Verhältnisse zur Wasserschiffahrtsstraße Main bzw. zur Staatsstraße ST 2299 ließen in einzelnen Abschnitten eine gerade Rohrverlegung nicht zu. Es mußte daher ein Material gewählt werden, das in der Muffenverbindung einen gewissen Spielraum ermöglicht, so daß die Leitung in leichter Krümmung verlegt werden kann.

4. Rohrauswahl

Wegen der relativ hohen Druckstoßbelastung bei plötzlichem Stromausfall wurden für die Druckleitung Gußrohre mit Muffenverbindungen entsprechend DIN 19690 vorgesehen.

In bezug auf die Dichtheit der Bauwerke wurden Asbestzementfertigteilschächte System Enke gewählt (Bild 2). Als Schutzrohr im Bereich der Wasserschutzzone wurde ursprünglich ein Asbestzementrohr vorgesehen.

Damit jedoch auch die Wirtschaftlichkeit bei der Rohrmaterialwahl beachtet wird, wurde zusätzlich als Alternative für die Druckleitung als Rohrmaterial eine PVC-Leitung ausgeschrieben. Bei der Ausschreibung wurde außerdem ein Sonder-vorschlag der ausführenden Firma berücksich-

Bild 3: Einziehen des Mediumrohrs in das Schutzrohr



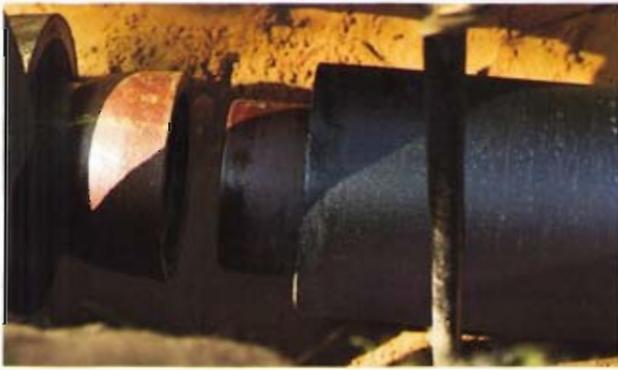


Bild 4: Verlegung der ineinandergeschobenen Rohre

tigt, die als Mediumrohr und als Schutzrohr duktile Gußrohre vorsah.

Bedingt durch gewisse Verlegevorteile konnte die Baufirma einen kostengünstigeren und damit wirtschaftlicheren Ausbauvorschlag unterbreiten.

5. Bauausführung

Mit den Bauarbeiten wurde im September 1988 begonnen. Die Arbeiten konnten im Dezember 1988 vollendet werden.

Der Verlegevorteil wurde von der ausführenden Firma darin gesehen, daß das Mediumrohr vor Verlegung neben dem Graben mit einem gewissen Vorhaltemaß in das Schutzrohr eingezogen wurde (Bild 3). Beide Rohre wurden dann in

Bild 5: Aufbringen der Kunststoff-Gleitkufen



einem Arbeitsgang im Graben verlegt (Bild 4). Für das Zentrieren wurden Kunststoff-Gleitkufen verwendet (Bild 5).

Die Druckrohrleitungen wurden mit dem 1,5fachen Nenndruck abgedrückt. Durch die Wahl des hohen Nenndruckes PN16 ist die größtmögliche Sicherheit für die Wasserschutzzone gegeben.

An den Hochpunkten der Druckleitung wurden selbsttätige Entlüftungsventile eingebaut. Reinigungskästen wurden in Abständen von ca. 150 m angeordnet, damit eine Wartung und Inspektion der Rohrleitung jederzeit leicht möglich ist.

6. Zusammenfassung

Durch den Bau der Abwasserdruckleitung DN 200 und das Pumpwerk in Zimmern ist der Stadtteil Zimmern an die zentrale Kläranlage der Stadt Marktheidenfeld angeschlossen. In den nächsten Arbeitsstufen erfolgt der Anschluß der Stadt Rothenfels und der Gemeinde Roden an die Kläranlage.

Die Herstellungskosten für die Druckleitung belaufen sich auf ca. 1,2 Mio. DM.

Nach Fertigstellung der Pumpstation entspricht die Abwasserentsorgung des Stadtteiles Zimmern wieder den allgemein anerkannten Regeln der Abwassertechnik.

Im Hinblick auf den Gewässerschutz und die Reinhaltung der Gewässer stellt die Baumaßnahme eine wesentliche Verbesserung dar.

Einsatz des Rohrziehverfahrens „System Berlin“ zur trassengleichen grabenlosen Auswechslung von Versorgungsleitungen

Von K. Beyer
und W. Gaebel

1. Einleitung

Die Suche nach freien Trassen für die Neulegung von Leitungen im öffentlichen Straßenland stellt die Gas- und Wasserversorgungsunternehmen und auch andere Leitungsbetreiber täglich erneut vor Probleme. Insbesondere in den innerstädtischen Bereichen bereiten die zunehmende Leitungsdichte, die teilweise Überbauung der Leitungen durch andere Leitungsbetreiber, überpflanzte Leitungstrassen, aufwendige Konstruktionen von Straßendecken und hohes Verkehrsaufkommen zunehmend Schwierigkeiten und erhöhte Kosten sowohl bei der Neulegung als auch bei der Auswechslung von Leitungen in der klassischen offenen Bauweise.

Die Rohrnetz- und Straßenbauingenieure haben sich des Problems angenommen und dieser neuen Situation mit der Entwicklung und dem Einsatz neuartiger Verfahren zur grabenlosen Rohrlegung bereits angepaßt.

2. Stand der Technik

Beim Rohrleitungsbau überwiegen stets die Tiefbaukosten. Dies führte im Bereich der Gas- und Wasserversorgung zwangsläufig zur Entwicklung von Verfahren, die die trassengleiche Auswechslung und Sanierung von Rohrleitungen unter weitgehendem Verzicht auf Ausgrabungen ermöglichen.

Folgende Verfahren finden seit längerer Zeit im Rohrleitungstiefbau Anwendung:

- Langrohrrelining,
- Roll-Down-Verfahren,
- Swage-Lining und
- Berst-Lining.

Die ersten drei Verfahren werden für die Sanierung von Rohrleitungen mit selbsttragendem PE-Rohr eingesetzt. Hierbei wird das neue, in der Dimension kleinere Rohr in das alte, nicht zerstörte Rohr eingezogen.

In diese Kategorie ist auch das neue U-Liners-Verfahren einzuordnen. Hierbei wird ein selbst-

tragendes, im Herstellerwerk U-förmig verformtes PE-Rohr nach dem Einziehen in das Grundrohr in die ursprüngliche Rohrform zurückverformt.

Als Leitungserneuerungsverfahren sind der Vollständigkeit halber das Folien- und das Schlauchrelining zu erwähnen, die als Auskleidungsverfahren häufig bei der Sanierung alter Rohre Anwendung finden.

Beim vierten Verfahren, dem Berst-Lining, wird ein PE-Rohr gleicher oder größerer Dimension in das im Boden verbleibende zerstörte Grundrohr eingezogen.

Im Bereich der trassengleichen Auswechslung von Rohren existiert nach Kenntnisstand der Verfasser noch kein über einen längeren Zeitraum in der Praxis erprobtes Verfahren. Ein erster Schritt in diesem Bereich wurde mit der Entwicklung von Ziehgeräten unternommen, die nach dem neuartigen Rohrziehverfahren „System Berlin“ arbeiten.

3. Die geschlossene Bauweise und Anforderungen an die Geräte

In Berlin liegen Trinkwasserleitungen in einer Tiefe von ca. 1,5m. Da sich in diesen geringen Tiefen, insbesondere im innerstädtischen Bereich, eine Vielzahl anderer Leitungen, Kabel usw. befinden, deren Lage teilweise unbekannt ist, ist die trassengleiche Auswechslung oft die geeignetste Verfahrensweise.

Gegenüber der konventionellen offenen Bauweise ergeben sich folgende Vorteile:

- Verringerung von Straßenaufbrüchen und Aufbrüchen von Grundstückseinfahrten,
- Reduzierung der Beeinträchtigung des Verkehrs und der Bürger,
- Verringerung der Bewegung großer Bodenmassen für die Herstellung und Wiederverfüllung von Baugräben,
- Einschränkung der durch Maschinen hervorgerufenen Umweltbelastungen wie Lärm, Erschütterungen und Schadstoffe,
- Minimierung der Unfallgefahren auf den Baustellen; die für den klassischen Leitungsbau typischen relativ engen und tiefen Baugräben entfallen zum größten Teil;
- Verringerung der Beschädigung von Wurzeln bei überpflanzten Leitungstrassen und
- im allgemeinen eine wirtschaftlichere Bauweise.

Die an ein Verfahren zur grabenlosen Auswechslung von Rohren zu stellenden Anforderungen sind:

- Anwendung in bindigen und nichtbindigen Böden,
- geringes Gerätevolumen,
- gute Bedienbarkeit der Geräte und
- geringer Platzbedarf für die Baustelleneinrichtung im Hinblick auf den Einsatz in Ballungsgebieten.

Diese Anforderungen werden weitgehend von dem in Berlin entwickelten Rohrziehverfahren „System Berlin“ erfüllt.

Das Verfahren findet Anwendung für:

- die Auswechslung von Versorgungsleitungen aus Grauguß (GG) der Dimensionen DN 80 bis DN 200 und für
- die Auswechslung von Anschlußleitungen aus Stahl bis zu einer Nennweite von DN 65.

Für diese Anwendungsfälle stehen zur Zeit zwei Gerätetypen zur Verfügung. Gegenstand der folgenden Ausführungen ist jedoch nur der erstgenannte Fall, die Auswechslung von Versorgungsleitungen.

4. Auswechslung von Versorgungsleitungen

Eine Berliner Firma entwickelte mit Hilfe der Berliner Wasser-Betriebe ein Verfahren zur grabenlosen Auswechslung von Versorgungsleitungen, das Rohrziehverfahren „System Berlin“. Dieses findet bei der Auswechslung von Versorgungsleitungen aus GG in den Nennweiten DN 80 bis DN 200 Anwendung (Bild 1). Das Verfahren erfordert eine Startbaugrube zur Einbringung der neuen Rohre und eine Zielbaugrube (Maschinenbaugrube) zur Aufnahme des Ziehgerätes. Zwischenbaugruben im Bereich der Einbindung von Anschlußleitungen sowie im Bereich von Armaturen unterteilen zusätzlich die Gesamtlänge der auszuwechslenden Rohrleitung in beherrschbare Rohrabschnitte.

Nach dem Ausbau der Rohrleitung in der Start- und Maschinenbaugrube wird die Sohle der Startbaugrube mit einer Rohrführungsschiene zur Aufnahme der einzuziehenden Rohre aus duktilem Gußeisen (Bild 2) oder mit einer Umlenkrolle zum Einziehen eines PE-Rohres versehen. In die auszuwechslende Rohrleitung werden Erdankerzugstangen mit Grobgewinde, die über Kupplungsstücke miteinander verbunden werden, eingeschoben. Anschließend wird das neue Rohr aus duktilem Gußeisen (GGG) in die Startbaugrube abgesenkt und am Einsteckende mit einem sowohl auf die Rohrabmessung des auszuwechslenden als auch des einzubringenden Rohres abgestimmten Adapter versehen. Dieser ist bei einer Dimensionsverstärkung als Aufweitkegel ausgebildet. Die Zugstange wird anschließend durch das einzuziehende Rohr verlängert und am Ende mit einer nachstellbaren Druckplatte gesichert. In die Zielbaugrube ist eine Widerlagerplatte aus Stahl mit entsprechend auf die auszuwechslende Dimension abgestimmter Öffnung eingebaut. Diese dient einerseits der Abstützung des Gerätes, andererseits soll dadurch ein Herauslösen des Bodens aus der Rohrtrasse verhindert werden.

Das hydraulische Rohrziehgerät (Bild 3) zieht die sich in der auszuwechslenden Versorgungsleitung befindenden Zugstangen abschnittsweise mit einem Hub von bis zu 500 mm in Richtung Maschinenbaugrube. In dem Maße, wie das alte Rohr aus dem Boden gedrückt wird, wird das neue Rohr nachgeführt.

Bild 1: Schematische Darstellung des Rohrziehverfahrens „System Berlin“ für die Auswechslung von Versorgungsleitungen aus GG der Nennweiten DN 80 bis DN 200

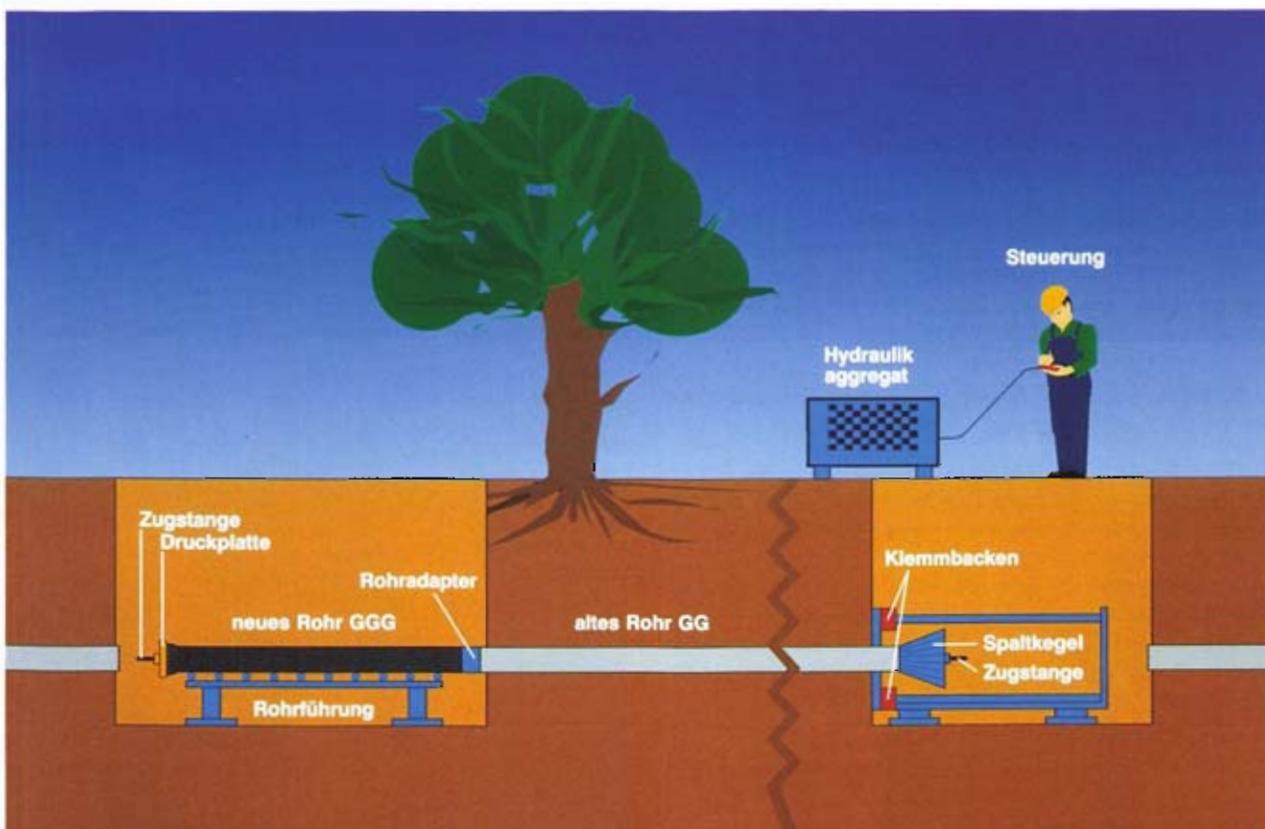




Bild 2: Führungsschiene mit neu einzuziehendem Rohr vor Beginn des Ziehvorganges

Ein am Gerät befestigter, mit sternförmig angeordneten Spaltmessern versehener Spaltkegel spaltet beim Rückwärtshub das alte Rohr in Längsrichtung. Sich gegen die Widerlagerplatte abstützende, auf die Oberfläche hydraulisch festklemmende Spannbacken verhindern dabei ein mögliches Zurückdrücken des Rohres bei diesem Vorgang. Vor Beginn eines weiteren Ziehvorganges werden die Spannbacken zurückgefahren und die Druckplatte in der Startbaugrube nachgestellt.

Häufig kann die Auswechslung der gesamten Rohrstrecke ohne Umsetzen des Ziehgerätes erfolgen. In diesem Fall ist die Baumaßnahme in mehrere, durch Zwischenbaugruben unterbrochene Rohrabschnitte zu unterteilen. Das Rohr ist hierbei über die gesamte Länge mit gewindeförmigen Zugstangen versehen. Die einzelnen Rohrabschnitte werden nacheinander kontinuierlich vom in der Maschinenbaugrube positionierten Ziehgerät über den in die jeweiligen Zwischenbaugruben eingesetzten Spaltkegel gezogen und zerstört. Die Graugußscherben können zwischendurch oder nach Beendigung des Ziehvorganges aus den Baugruben entfernt werden.

Die Reaktionskräfte, resultierend aus der Reibung Rohr-Boden, nimmt eine Widerlagerplatte auf, so daß das Abscheren des Bodens auf der gesamten Ziehstrecke nur in unmittelbarer Nähe der Rohrwand erfolgt.

5. Erfahrungen der Berliner Wasser-Betriebe mit dem Rohrziehverfahren „System Berlin“

Die Berliner Wasser-Betriebe setzen das Rohrziehverfahren „System Berlin“ sowohl für die dimensionsgleiche Auswechslung als auch für die Dimensionsverstärkung von Anschlußleitungen aus Stahl gegen PE-HD und von Versorgungsleitungen aus Grauguß (GG) gegen Rohre aus duktilem Gußeisen (GGG) ein. Bei der Auswechslung von Versorgungsleitungen liegen Erfahrungen für folgende Dimensionen vor:

DN 100 GG – DN 100 GGG,
 DN 80 GG – DN 100 GGG,
 DN 100 GG – DN 150 GGG und
 DN 100 GG – DN 200 GGG.

Die Gesamtlänge der ausgewechselten Rohrstrecken betrug hierbei 792 m.

Im Gas-Bereich wurde das Verfahren für die Auswechslung von Rohren aus GG gegen PE-HD in den Dimensionen DN 80 GG – d 125 PE-HD und DN 150 GG – d 160 PE-HD mit einer gesamten auszuwechselnden Länge von 155m eingesetzt.

Die im Zuge der bisher durchgeführten Baumaßnahmen im Bereich der trassengleichen grabenlosen Auswechslung von Versorgungsleitungen in Berlin gesammelten Erfahrungen zeigten, daß im Mittel nur 20% der Gesamtlänge der Trasse der auszuwechselnden Rohrleitung für Baugruben (Start-, Zwischen- und Zielbaugruben) aufgenommen werden mußte. Die Aufnahme konnte zudem auf ein absolutes Minimum beschränkt werden, da die Baugruben an den Stellen platziert wurden, an denen aufgrund der Einbindung von Anschlußleitungen oder Auswechslung von Armaturen eine Aufnahme des Bodens ohnehin hätte erfolgen müssen (Bild 4). Die bis jetzt erreichte maximale tägliche Ziehleistung betrug unter sehr günstigen Bedingungen und bereits hergestellten Baugruben sowie eingerichtetem Gerät 48m.

Zur Bestimmung des Kraftbedarfs des Gerätes beim Zieh- und Spaltvorgang wurden die Drücke aufgezeichnet (Bild 5). Für drei Bauvorhaben mit annähernd gleicher Ziehlänge und je 5 Muffen in der Ziehstrecke ist die erforderliche Zugkraft in Abhängigkeit der Ziehstrecke in Bild 6 dargestellt. Hierbei zeigt sich, daß die maximal mögliche Ziehlänge aufgrund der zur Verfügung stehenden Kraft des Ziehgerätes fast erreicht wurde.

Bild 3: Ziehgerät mit Spaltkegel, Hydraulikzylindern und Widerlagerplatte; hydraulische Klemmvorrichtung geöffnet



Das Gerät zum Ziehen von Versorgungsleitungen ist auf eine maximale Zugkraft von $5,5 \times 10^5 \text{ N}$ begrenzt. Somit ist bei Verwendung von duktilen Gußrohren der Wanddickenklassen K8 bis K10 eine Beschädigung der Rohrleitung im Bereich der Muffe auszuschließen, da selbst unter der Annahme, daß beim Ziehvorgang weniger als die Hälfte der Wanddicke des Rohres für die Übertragung der Kräfte im Muffengrund zur Verfügung steht, die für Formstücke und Schleudergußrohre geltenden zulässigen Festigkeitswerte nicht überschritten werden. Durch die Kraftbegrenzung der verwendeten Maschine liegt auch die Flächenpressung im Muffengrund beim Ziehvorgang unterhalb der für das Kriterium „Beschädigung der Zementmörtelauskleidung“ geltenden Werte. Hierzu zeigten experimentelle Untersuchungen der Gußrohrindustrie, daß eine Beschädigung der Zementmörtelauskleidung unterhalb einer Druckspannung von 270 N/mm^2 nicht zu erwarten ist. Für den Fall örtlicher Beschädigungen der Zementmörtelauskleidung aufgrund punktueller Überschreitungen der Spannungen im Rohrwandbereich bietet der sogenannte „Selbstheilungseffekt“ eine zusätzliche Sicherheit. Spalten und Risse in der ZM-Auskleidung werden hierbei durch Wachstum von Calcit-Kristallen beim Dauerkontakt mit Wasser geschlossen.

Die bis jetzt nach dem Rohrziehverfahren „System Berlin“ hergestellten Leitungen wurden teilweise mit einer Kamera durchfahren. Beschädigungen der Zementmörtelauskleidung, insbesondere im Muffenbereich, konnten nicht beobachtet werden.

Vom Technischen Überwachungs-Verein Berlin wurden am Ziehgerät Geräuschmessungen nach der „Allgemeinen Verwaltungsvorschrift zum Schutz gegen Baulärm – Geräuschmissionen –“ durchgeführt. Der Gesamtbeurteilungspegel der Geräuschmission, gemessen in 7m Abstand vom Gerät, betrug $54,5 \text{ dB(A)}$. Somit ist der Einsatz des Gerätes in Gebieten, in denen ausschließlich Wohnungen untergebracht sind, tagsüber bis zu 8 Stunden und im Bereich von Kurgebieten, Krankenhäusern und Pflegeanstalten tagsüber bis zu 2,5 Stunden möglich, zudem sich das Gerät zusätzlich durch eine erschütterungsfreie Arbeitsweise auszeichnet.

Hinzuweisen ist auch auf die verringerte Unfallgefährdung des Bedienpersonals, das sich während des Ziehvorganges außerhalb der Baugrube befindet und durch abspringende Graugußscherben nicht verletzt werden kann.

Bild 5: Gemessener Hydraulikdruck des Ziehgerätes beim Auswechseln einer Versorgungsleitung aus GG DN 100 gegen GGG DN 100

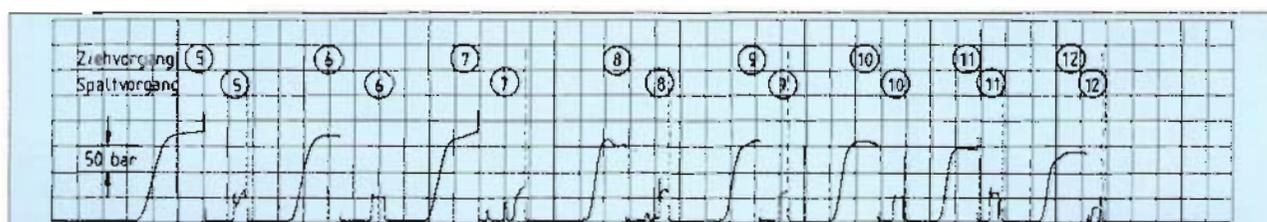


Bild 4: Auswechslung einer 98m langen Versorgungsleitung aus GG DN 100 gegen GGG DN 200. Für die Unterfahrung von sieben Bäumen, vier Laternen, einer Telefonzelle, eines oberirdischen Postverteilerkastens und drei Regenabläufen waren neben der Start- und Zielbaugrube (Maschinenbaugrube) zwei Zwischenbaugruben zur Einbindung von Anschlußleitungen notwendig.

Da die Beschaffenheit der Rohrtrasse oft nicht bekannt ist, könnten mögliche Hindernisse wie Schächte, Steine usw. eine Beschädigung des einzuziehenden Rohres herbeiführen. Eine Kontrolle des ersten in der Zielbaugrube ankommenden Rohrstückes auf Schäden hin ist deshalb erforderlich.

Deutet die Druckprobe auf undichte Verbindungen hin, ist ein nachträgliches Aufnehmen des Rohrgrabens notwendig. Ungünstige Verhältnisse können sich hierbei bei einer Lage der Rohrmuffen unter Bäumen bzw. Grundstückseinfahrten und Straßen ergeben. Die bis jetzt mit diesem Verfahren ausgewechselten Rohrleitungen konnten jedoch problemlos in Betrieb genommen werden.

7. Zusammenfassung und Ausblick

Für die trassengleiche grabenlose Rohrauswechslung wurde in Berlin ein Verfahren entwickelt und erprobt, das sowohl für die Auswechslung von Anschlußleitungen als auch für die Auswechslung von Versorgungsleitungen geeignet ist. Der Unterschied zu den zur Zeit bekannten Verfahren ist, daß das alte Rohr beim Einbringen des neuen Rohres vollständig aus dem Boden entfernt wird.

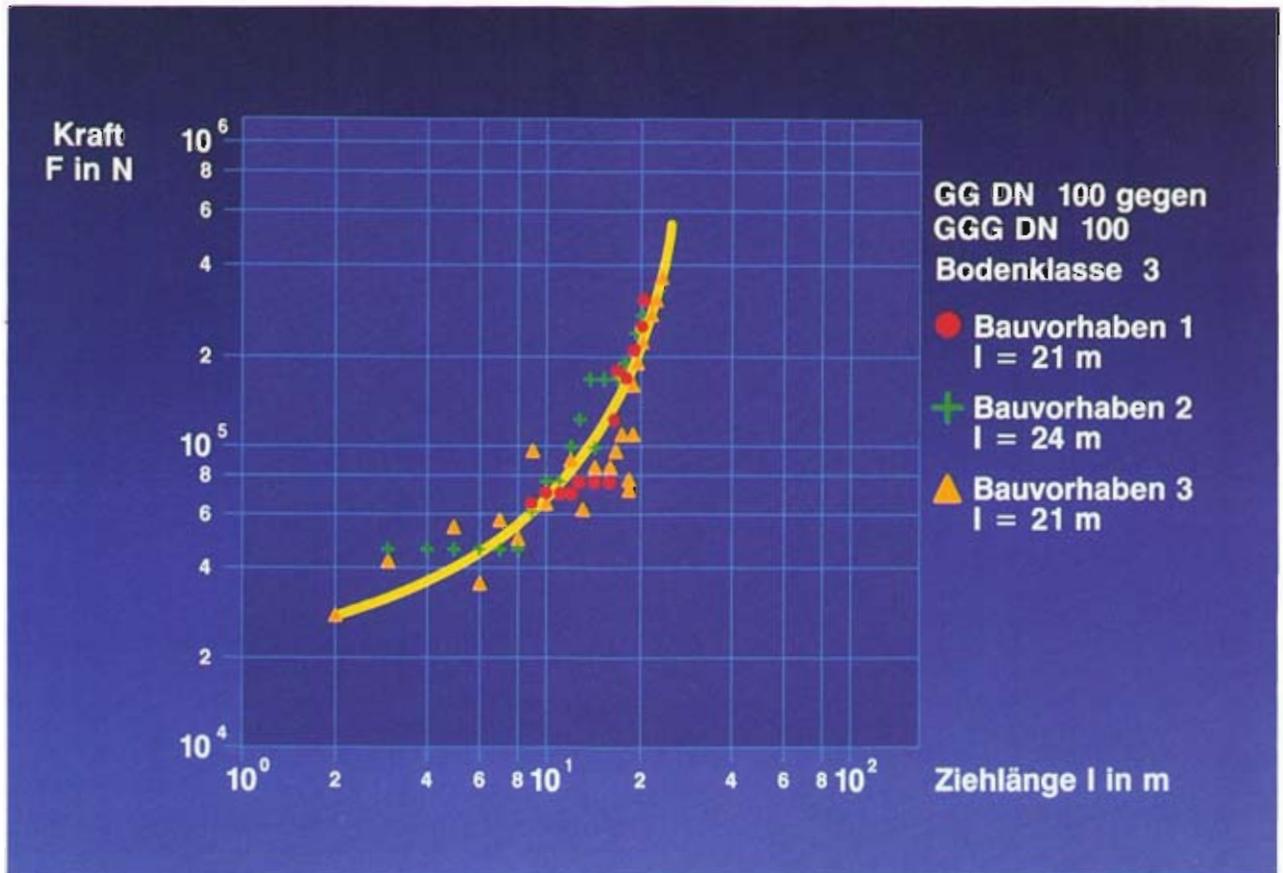


Bild 6: Kraftbedarf beim Ziehen von Versorgungsleitungen

Der Vorteil des Verfahrens liegt in der wirtschaftlichen Auswechslung von Rohrleitungen insbesondere im Fahrbahnbereich, im Bereich von Grundstückseinfahrten und anderen Hindernissen wie beispielsweise Postverteilungskästen, Laternen und Telefonzellen. Das Verfahren läßt weiterhin das wurzelschonende Unterfahren von Bäumen zu und zeichnet sich durch eine ge-

räuscharme und erschütterungsfreie Betriebsweise aus.

Mit dem beschriebenen Verfahren der trassengleichen grabenlosen Auswechslung von Rohren sowohl für Versorgungsleitungen als auch für Anschlußleitungen verfügt die Versorgungswirtschaft über eine Alternative zum herkömmlichen Verfahren der offenen Bauweise.

Untersuchungen zur Beständigkeit von Zementmörtelauskleidungen duktiler Gußrohre gegenüber biogener Schwefelsäure-Korrosion

Von E. Bock, W. Sand, K. Kirstein und J. Rammelsberg

1. Einleitung

Die wichtigsten Einflußgrößen für das Auftreten biogener Schwefelsäure-Korrosion in teilgefüllten Abwasser-Kanälen sind heute bekannt. Das Verständnis dieses Phänomens konnte unter anderem durch Simulationsversuche in einem sogenannten Schadgasschrank vertieft werden. Diese Versuche erfolgten an dickwandigem Beton oder Stahlbeton, wie er in Abwasserkanälen eingesetzt wird.

Diese Simulationsversuche besitzen Modellcharakter und können in einer Zeitraffung das Geschehen in einem teilgefüllten Abwasserkanal widerspiegeln. Die Korrelation zwischen H_2S -Konzentration und Angriffsstärke bei der Simulation im Schadgasschrank wurde von SAND [2] gefunden; den gleichen Zusammenhang wies SEYFRIED [3] für die Verhältnisse in der Praxis nach.

Wegen ihrer diffusionsdichten Rohrwand, ihrer hohen statischen Belastbarkeit und ihrer absolut dichten Verbindung werden duktile Gußrohre in zunehmendem Maße für Abwasserleitungen eingesetzt. Die Leistungsfähigkeit der für diese Fälle verwendeten Auskleidung mit Tonerdezementmörtel wurde bereits beschrieben [1], wobei der Schwerpunkt der Versuche in der korrosionschemischen Belastung des Tonerdezementmörtels durch das fließende Medium lag. Die ebenfalls in [1] beschriebenen Versuche zur Simulation der biogenen Schwefelsäurekorrosion waren Anlaß zu einer größer angelegten Untersuchung der Zementmörtelauskleidung am Institut für Allgemeine Botanik der Universität Hamburg. Dabei stand die Untersuchung von zentrifugierten Zementmörtelauskleidungen im Vordergrund. Die Probekörper wurden aus routinemäßig hergestellten Rohren herauspräpariert.

Rohre und Formstücke aus duktilem Gußeisen erhalten eine vergleichsweise dünne Auskleidung aus Zementmörtel. Die Struktur und die Dichte dieser Auskleidung ist aber aufgrund der besonderen Herstelltechnik mit üblichen Betonbauteilen nicht vergleichbar.

2. Duktile Gußrohre mit Zementmörtelauskleidung

Für den Transport von Abwässern sind duktile Gußrohre nach DIN 19690 (Juli 1978) genormt [4]. Unter Pkt. 5.4.1 Innenschutz für Rohre heißt es: „Die Rohre werden in der Regel mit Zementmörtel ausgeschleudert.“ Als Bindemittel wird Hochofenzement nach DIN 1164 Teil 1 [5] eingesetzt.

DIN 2614 [6] (Entwurf April 1987) regelt die Zementmörtelauskleidung von duktilen Gußrohren, Stahlrohren und Formstücken. Als Anwendungsbereiche dieser Auskleidungen werden u.a. auch Abwässer genannt.

Es werden die Zementarten N, S und T nach verschiedenen Verarbeitungsverfahren und auch mit Zusätzen von Betonverflüssigern und Kunststoffdispersionen behandelt.

Unter den Zementarten versteht DIN 2614:

- N: Zemente nach DIN 1164
z.B. PZ 35 F, HOZ 45 L
- S: HS-Zemente nach DIN 1164
z.B. PZ 35 L-NW-HS, HOZ 35 L-NW-HS
- T: Tonerdezement (TZ) nach BS 915 [7] mit 38 bis 45 % Al_2O_3

In den Erläuterungen der DIN 2614 werden einige quantitative Kriterien aufgeführt, die zu einer sachgerechten Auswahl des geeigneten Zements für die verschiedenen Randbedingungen bestimmter Transportaufgaben führen. Es fehlen jedoch Aussagen über die Beständigkeit der Mörtelauskleidungen gegenüber biogener Schwefelsäurekorrosion in teilgefüllten Abwasserkanälen. Allerdings wird in [8] über positive Praxiserfahrungen bei Beton-Abwasserkanälen mit Tonerdezementauskleidung in Malaysia, Singapur seit 1933 und Durban (seit 1955) berichtet, wo infolge hoher subtropischer Temperaturen die Bildung biogener Schwefelsäure gesteigert ist.

Zusätzlich kommt in Durban eine lange Aufenthaltszeit des Abwassers zwischen zwei Tiden hinzu, wenn das Abwasser in die See geleitet wird. Diese Erfahrungen haben in Durban zu einem hohen Anteil von Tonerdezement-Auskleidungen zur Lösung des biogenen Schwefelsäure-Korrosionsproblems geführt.

3. Simulation biogener Schwefelsäurekorrosion an der Zementmörtelauskleidung duktiler Gußrohre

Um die Kenntnisse über das spezifische Verhalten von Zementmörtelauskleidungen nach DIN 2614 zu erweitern, wurden in einem Schadgasschrank (Universität Hamburg, Institut für Allgemeine Botanik, Abteilung Mikrobiologie) Proben verschiedener Zementmörtelauskleidungen einem starken biogenen Schwefelsäure-Angriff ausgesetzt.

3.1 Probenherstellung und -auswahl

Die nach dem Rotationsschleuderverfahren (Ver-

Probe-bez.	Zementart	Zusatzmittel*	Beton bzw. Zementmörtel nach	Struktur	Angriffs-seiten	Bemer-kungen
R 1 F	PZ 45 F HS/NA	-	DIN 1164 T. 7	gesamt	5	Referenz-Prüfkörper
R 2 F	PZ 35 F	-	DIN 1164 T. 7	gesamt	5	
R 3 F	PZ 35 F HS	-	DIN 1164 T. 7	gesamt	5	
R 4 H	HOZ 45 L	-	DIN 1164 T. 7	gesamt	5	
R 5 H	HOZ 35 L NW/HS/NA	-	DIN 1164 T. 7	gesamt	5	
R 6 T	TZ Fondu Lafarge	-	DIN 1164 T. 7	gesamt	5	
1 P	PZ 45 F/HS	-	DIN 2614 - I	gesamt	6	Proben aus Zementmörtel-auskleidungen
2 P	PZ 45 F/HS	-	DIN 2614 - I	grob	6	
3 P	PZ 45 F/HS	13 % Icoment	DIN 2614 - II	gesamt	6	
4 H	HOZ 35 L/NW/HS	-	DIN 2614 - I	gesamt	6	
5 H	HOZ 35 L/NW/HS	-	DIN 2614 - I	grob	6	
6 H	HOZ 35 L/NW/HS	-	DIN 2614 - I	fein	6	
7 H	HOZ 35 L/NW/HS	13 % Icoment	DIN 2614 - II	gesamt	6	
8 H	HOZ 35 L/NW/HS	3 % Icoment+ Verflüssiger	DIN 2614 - II	gesamt	6	
9 T	TZ Fondu Lafarge	-	DIN 2614 - I	gesamt	6	
10 T	TZ Fondu Lafarge	-	DIN 2614 - I	grob	6	
11 T	TZ Fondu Lafarge	13 % Icoment	DIN 2614 - II	gesamt	6	
12 P	PZ 45 F/HS	-	DIN 2614 - I	gesamt	1 fein	
13 H	HOZ 45 L	7 % Acronal S702*	DIN 2614 - II	gesamt	1 fein	
14 T	TZ Fondu Lafarge	-	DIN 2614 - I	gesamt	1 fein	
15 P	PZ 45 F/HS	-	DIN 2614 - I	Rohrsegm.	1 fein	ausgekleidete Rohrsegment-proben
16 H	HOZ 35 L/NW/HS	-	DIN 2614 - I	Rohrsegm.	1 fein	
17 T	TZ Fondu Lafarge	-	DIN 2614 - I	Rohrsegm.	1 fein	

* Acronal S 702 und Icoment sind Verarbeitungshilfsmittel, die im wesentlichen Acrylharzdispersionen enthalten; diese Stoffe sowie Betonverflüssiger sind in den Punkten 5.1 und 5.2 der DIN 2614 aufgeführt.

Tabelle 1: Zusammenstellung der im Schadgasschrank untersuchten Beton- und Zementmörtelproben

fahren I nach DIN 2614) hergestellten Zementmörtelauskleidungen besitzen eine besondere Gefügestruktur, die sich durch eine mediumseitig dünne, hochverdichtete und zementreiche Feinkornschicht und rohrrseitig durch eine dicke, zementarme und zuschlagreiche Grobkornschicht auszeichnet.

Zur Untersuchung der Bedeutung dieser Struktur für die Widerstandsfähigkeit gegenüber einem Angriff durch biogene Schwefelsäure wurden Probekörper aus Rohrauskleidungen präpariert, die entweder nur aus der Feinkornschicht

oder aus der Grobkornschicht bestanden oder den gesamten Schichtaufbau besaßen.

Die nach dem Anschleuderverfahren (Verfahren II nach DIN 2614) hergestellten Zementmörtelauskleidungen, insbesondere für Formstücke, zeigen ein homogenes Gefüge. Deshalb wurden aus diesen kunststoffhaltigen Zementmörtelauskleidungen Gesamtproben präpariert.

Zur Simulation eines vergleichbaren Angriffs, der in der Praxis nur über die der Kanalatmosphäre zugewandten Auskleidungsfläche erfolgen kann,

Bild 1: Betonbalken mit aufgelegten und eingesägten Probekörpern im Schadgasschrank



Bild 2: Eingesägte Probekörper und Rohrsegmente mit ZM-Auskleidung und beschichtetem Verbindungsbereich



wurden einige Mörtelprismen auf 5 der 6 Prismenflächen mit einem Epoxidharzanstrich abgedeckt.

Schließlich wurden noch drei Segmente von Gußrohrverbindungen einschließlich der Rohrschaftauskleidung und der Verbindungsbeschichtung im Schadgasschrank exponiert (Nr. 15 P, 16 H, 17 T der Tabelle 1). Die nicht von Zementmörtel bedeckten Flächen des Verbindungsbereiches sowie die Schnittflächen waren mit einer 2-Komponenten-Epoxidharzbeschichtung von 150 µm Schichtdicke versehen.

Tabelle 1 gibt eine Übersicht der im Schadgasschrank untersuchten Zementmörtelproben wieder.

Die Mörtelproben 1 P bis 14 T hatten eine Grundfläche von ca. 20 x 20 mm und eine Dicke, die entsprechend der Präparation zwischen 2 bis 15 mm betrug. Je sieben dieser Proben wurden auf senkrecht im Brutraum stehende Betonprismen 7 x 11 x 60 cm aufgelegt, so daß sich alle Proben auf gleichem Niveau befanden. Einen Überblick der Versuchsanordnung geben die Bilder 1 und 2 wieder.

3.2 Versuchsdurchführung

Die Untersuchungen erfolgten im H₂S-Schadgasschrank in der mikrobiologischen Abteilung des Institutes für Allgemeine Botanik der Universität Hamburg im Zeitraum vom 01.12. 1987 bis 09.11. 1988.

Die Versuchsbedingungen waren wie folgt:

Temperatur 30°C; relative Luftfeuchte ≥ 95%; Schwefelsäurevorstufen im Überschuß; Beimpfung mit schwefelsäurebildenden Bakterien (Thiobazillen), die aus Abwassertransportleitungen des Hamburger Abwassersystems isoliert worden waren.

Als Vorstufen für biogene Schwefelsäure dienen

etwa 10ppm gasförmiger Schwefelwasserstoff (H₂S). H₂S liefert durch Autoxidation mit Luftsauerstoff elementaren Schwefel, der sich auf der Betonoberfläche niederschlägt und als Substrat für Thiobazillen dient.

An den Prüfkörpern wurden im Versuchsverlauf die pH-Werte im Oberflächenfilm, die Zellzahlen von Thiobazillen sowie der Substanzverlust gemessen. Die beiden letztgenannten Kriterien wurden dabei in einem Arbeitsgang ermittelt:

Dazu wurden die Proben mit bekannter Ausgangsmasse in Wasser nach einem standardisierten Verfahren geschüttelt, wobei lose Bestandteile abgetragen wurden. Der nach Rücktrocknung bestimmte Substanzverlust war ein Maß für den Korrosionsangriff. Im abfiltrierten Wasser wurden die Zellzahlen nach einem ebenfalls standardisierten Verdünnungsverfahren bestimmt.

3.3 Versuchsergebnisse

Der Verlauf der Meßergebnisse an zwei typischen Probearten ist in den Bildern 3 und 4 graphisch dargestellt.

Bild 3 zeigt die Ergebnisse einer Gesamtprobe mit Portlandzement, bei welcher der Angriff auf allen sechs Prismenflächen stattgefunden hat. Während der Versuchszeit von fast einem Jahr fiel der pH-Wert im Feuchtigkeitsfilm der Probenoberfläche von etwa 6,0 auf 1,0 bis 1,3. Der Substanzverlust stieg im Laufe der Versuchsdauer auf fast 60% an, und die Zellzahlen für Thiobazillen bewegten sich auf einem Niveau von etwa 10⁴ bis 10⁷ Zellen/cm² Oberfläche. Laut Bild 4 – Tonerdezement-Auskleidung, Angriffsmöglichkeit nur auf der mediumseitigen Feinkornschicht möglich – liegen die Verhältnisse für pH-Wert und Zellzahlen ähnlich: pH-Werte zwischen 1,0 und 1,3, Zellzahlen zwischen 10⁴ und 10⁷ pro cm² Oberfläche.

Bild 3: Probe 1 P

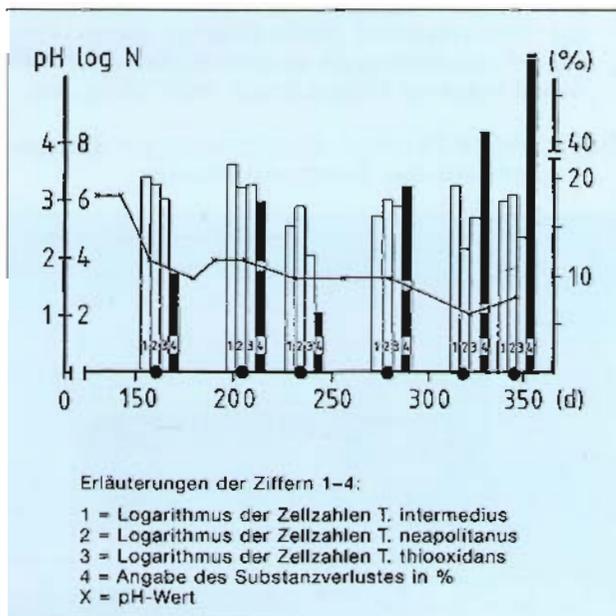


Bild 4: Probe 14 T

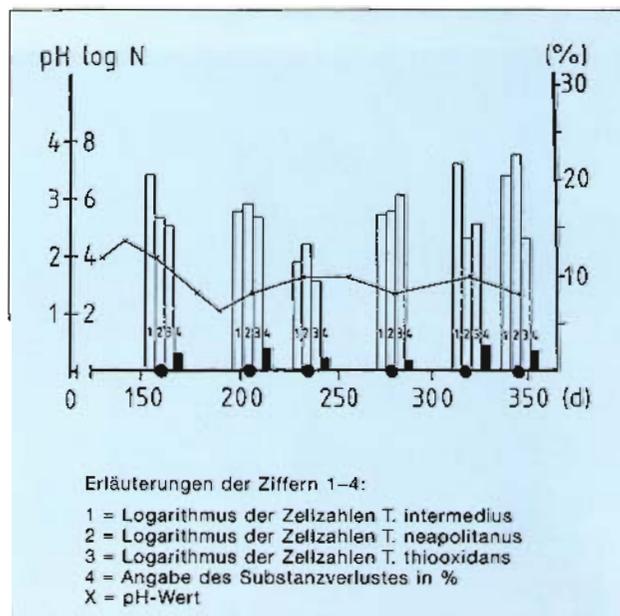




Bild 5: Probe 1P nach 344 Tagen

Der Substanzverlust bewegt sich jedoch zwischen 2 und 5%.

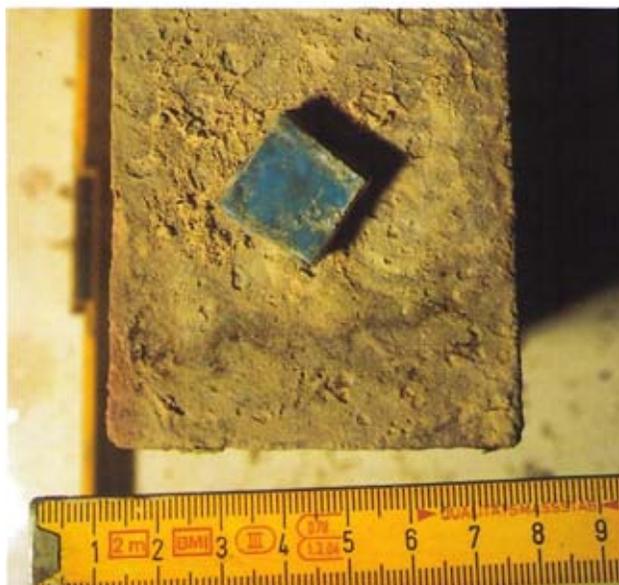
Die Bilder 5 und 6 geben einen Eindruck über die Beschaffenheit der Probekörper nach fast einem Jahr Versuchszeit wieder. Während an der Probe mit Portlandzement schon deutliche Erweichungserscheinungen an den Kanten zu erkennen sind, ist an der Tonerdezementprobe äußerlich keine Veränderung festzustellen.

In den Bildern 7 und 8 sind die Proben nach der Bestimmung von Zellzahl und Substanzverlust dargestellt. Auch hier ist die Kantenabrundung der Portlandzementproben zu sehen, während an den Tonerdezementproben Korrosionserscheinungen kaum erkennbar sind.

4. Auswertung der Versuchsergebnisse

Betrachtet man die Substanzverluste aller Proben in Abhängigkeit von der mittleren Zellzahl getrennt für jede einzelne Probenahme, so er-

Bild 6: Probe 14T nach 344 Tagen



Portlandzement gesamt				
2	3	4	5	6
205	235	280	319	344
Expositionsdauer in Tagen				

Bild 7: Probe 1P nach Bestimmung der Zellzahlen und des Substanzverlustes

kennt man aus den Bildern 9 und 10, daß sich nach 11 bis 12 Monaten eine deutliche Differenzierung der Zement-Typen abzeichnet. Dabei ist die von SAND [2] beschriebene Korrelation zwischen Zellzahlen und Substanzverlust nicht zu erkennen. Nach einer Versuchsdauer von 344 Tagen zeigt Bild 10 fünf Ergebnisse:

1. Proben, deren 5 Prismenflächen mit Epoxidharzlack abgedeckt waren, haben den niedrigsten Substanzverlust von 2 bis 5% bei mittleren Zellzahlen von 10^4 bis 10^7 pro cm^2 Oberfläche.
2. Die Substanzverluste von nicht mit Epoxidharzlack abgedeckten Proben mit TZ liegen zwischen 7 und 10% bei einer Zellzahl um 10^7 pro cm^2 Oberfläche. Dieser Substanzverlust wird als niedrig bewertet.
3. HOZ-enhaltende Proben bilden mit einer Ausnahme (HOZ grob) das Mittelfeld; Substanzverluste zwischen 20 und 30% sind mit Zellzahlen um 10^6 pro cm^2 Oberfläche verbunden. Die Besonderheit der Probe „HOZ grob“ (Bild 10) besteht in einer sehr niedrigen Zellzahl (3×10^4 pro cm^2 Oberfläche) verbunden mit einem vollständigen Substanzverlust bei der letzten Probenahme. Wahrscheinlich war der Zementgehalt (Kittsubstanz) dieser Probenart von Anfang an so gering, daß nach 344 Tagen keinerlei Kittsubstanz mehr übrig war.

Bild 8: Probe 14T nach Bestimmung der Zellzahlen und des Substanzverlustes

Tonerdeschmelzzement fandu lafarge (TSZ blau)				
2	3	4	5	6
205	235	280	319	344
Expositionsdauer in Tagen				

4. Am größten ist der Substanzverlust bei Portlandzement-Proben (40 bis 55%), wobei die Zellzahlen um 10^5 pro cm^2 Oberfläche liegen.
5. Zusätze von Acrylharzdispersionen scheinen keinen signifikanten Einfluß zu haben.

Bei den Rohrsegmenten 15 P, 16 H, 17 T war keine Bestimmung der Substanzverluste und der Zellzahlen möglich. Nur die pH-Werte konnten laufend bestimmt sowie eine optische Beurteilung ausgeführt werden. Nur für Rohr 16 H liegen die Werte einigermaßen vollständig vor, da sich die pH-Meßstäbchen nicht zuverlässig und dauerhaft auf den Schmalseiten der Rohre befestigen ließen.

Der Verlauf der pH-Werte des Prüfkörpers Rohr 16 H ist in Bild 11 dargestellt. Gegen Ende der Versuchszeit lag der pH-Wert bei 1,3. Die für Rohr 16 H vorliegenden Werte können als beispielhaft für die Prüfkörper Rohr 15 P und 17 T gewertet werden. Wenn einzelne Meßwerte auch für letztere vorlagen, so glichen sie denen von Rohr 16 H. Die optische Prüfung ließ bei allen drei Prüfkörpern keine Schadstellen erkennen. Dies zeigen die Bilder 12 bis 14. Deutlich ist an den beschichteten Schnittflächen die Ablagerung elementaren Schwefels (gelbliche Verfärbung des braunen Anstrichs) zu erkennen, ein Zeichen für ein hohes Substratangebot für die Thiobazillen. Korrosionserscheinungen des Eisens oder Erweichungen an den Auskleidungen waren nicht nachzuweisen.

Die optische Prüfung ergab, daß die Prüfkörper 15 P, 16 H und 17 T durch biogene Schwefelsäure nicht angegriffen wurden; dies gilt sowohl für die

Bild 9: Abhängigkeit zwischen mittlerer Zellzahl \bar{N} und Substanzverlust bei der 5. Probe-nahme (319. Tag)
Mit * bezeichnete Proben enthalten Acrylharzdispersion

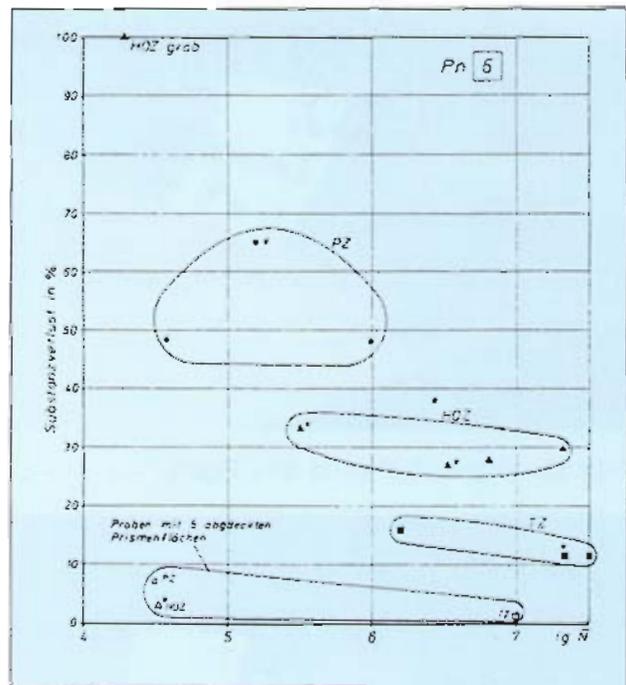
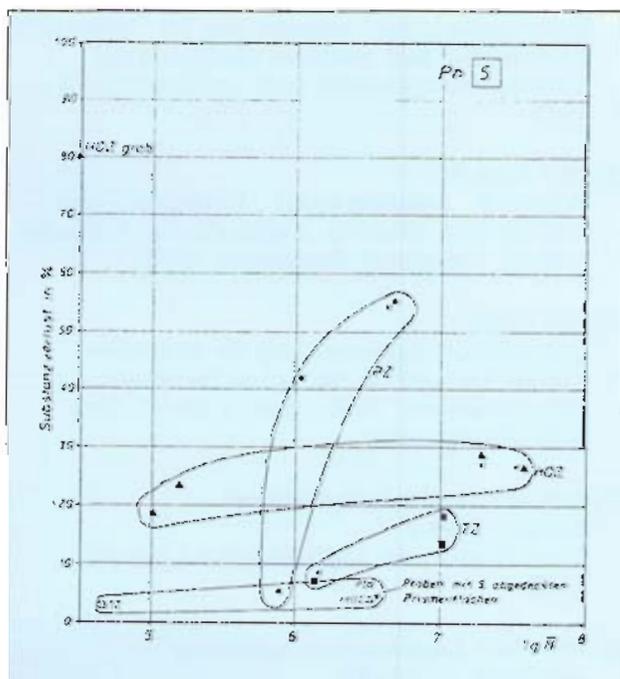


Bild 10: Abhängigkeit zwischen mittlerer Zellzahl \bar{N} und Substanzverlust bei der 6. Probe-nahme (344. Tag)
Mit * bezeichnete Proben enthalten Acrylharzdispersion

Rohrauskleidung als auch für die mit Epoxidharz beschichteten Flächen des Verbindungsbereiches. Dieses Ergebnis zeigt den Einfluß der Strukturparameter „Zementart“ und „hochverdichtete Feinkornschicht“.

5. Zusammenfassung

Die Untersuchung der Widerstandsfähigkeit von Zementmörtelauskleidungen duktiler Gußrohre gegen den biogenen Schwefelsäure-Angriff im Schädgasschrank zur Simulation der biogenen Schwefelsäurekorrosion ergab in Übereinstimmung mit dem bisherigen, an langjährig mit Referenzproben erarbeiteten Wissensstand für den Tonerdezement Fondu Lafarge die beste Beständigkeit. Auskleidungen dieses Typs können als „gut bewährt“ bezeichnet werden. Dies gilt um-

Bild 11: Probe 16 H; pH-Wert-Verlauf während der Versuchszeit

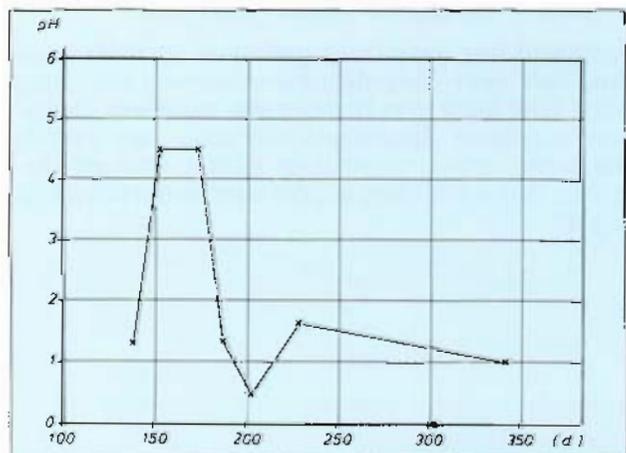




Bild 12: Probe 15 P nach 344 Tagen



Bild 14: Probe 16 H nach 344 Tagen



Bild 13: Probe 17 T nach 344 Tagen

somehr, als Rohrauskleidungen, die dem Angriff nur eine hochverdichtete Feinkornschicht-Fläche boten, den geringsten Substanzverlust aller Proben zeigten. Damit wird die in langjähriger Praxiserfahrung belegte Feststellung [8] über die hervorragende Beständigkeit von Tonerdezement-Auskleidungen auch für Abwasserkanäle bestätigt, die durch biogene Schwefelsäurekorrosion stark gefährdet sind.

Eine Mittelstellung nimmt der Hochofenzement ein, dessen Werte für den Substanzverlust in einem mittleren Teil zwischen dem Tonerdezement und dem Portlandzement gruppiert sind. Eine Ausnahme bildet der Prüfkörper 5 H, dessen Substanzverlust stets höher war als bei allen anderen Prüfkörpern (siehe Punkt 4.3).

Aufgrund der Versuchsergebnisse ist festzustellen, daß eine Tonerdezementmörtelauskleidung nach DIN 2614 von Rohren aus duktilem Gußeisen mit einer Epoxidbeschichtung des Verbindungsbereiches gegenüber einem starken biogenen Schwefelsäureangriff sehr widerstandsfähig ist.

Literatur

- [1] A. Mathieu, M. Langenfeld, J. Rammelsberg: Auskleidung von duktilen Gußrohren mit Tonerdeschmelzzementmörtel für den Abwassertransport Korrespondenz Abwasser 10 (1987), S. 1027–1036
- [2] W. Sand: Die Bedeutung der reduzierten Schwefelsäureverbindungen Schwefelwasserstoff, Thio-sulfat und Methylmercaptan für die biogene Schwefelsäure-Korrosion durch Thiobazillen Wasser und Boden 5 (1987), S. 237–241
- [3] C.F. Seyfried in Bielecki und Schremmer Biogene Schwefelsäure-Korrosion in teilgefüllten Abwasserkanälen Sonderdruck aus Heft 94/1987 der Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig
- [4] DIN 19690 Technische Lieferbedingungen für Rohre und Formstücke aus duktilem Gußeisen für Entwässerungskanäle und -leitungen, Juli 1978
- [5] DIN 1164 Teil 1: Portland-, Eisenportland-, Hochofen- und Traßzement; Begriffe, Bestandteile, Anforderungen, Lieferung; Dezember 1986
- [6] DIN 2614: Zementmörtelauskleidung für Gußrohre, Stahlrohre und Formstücke; Verfahren, Anforderungen, Prüfungen; Entwurf April 1987 (Gelbdruck)
- [7] British Standards Institution BS 915, Part 2 Specification for High Alumina Cement 1972
- [8] The Civil Engineering Contractor Juli 1985, S. 52–56

Verhalten von Tonerde-zementmörtelaukleidungen in Rohren aus duktilem Gußeisen bei der Beanspruchung mit Hochdruck-Reinigungsgeräten

Von P. Brune

1. Allgemeines

Aufgabenstellung war die Untersuchung des Verhaltens von Zementmörtelaukleidungen nach DIN 2614 auf der Basis von Tonerdezement in Rohren aus duktilem Gußeisen unter dem Einfluß von Hochdruckwasserstrahlen, wie sie zur Reinigung von Abwasserkanälen und -leitungen üblicherweise eingesetzt werden.

Die Versuche fanden unter Verwendung unterschiedlicher Düsenköpfe statt. Der Versuchsaufbau und die Prüfmethode wurden nach Durchführung eines orientierenden Versuches festgelegt. Die Versuche wurden zunächst an duktilen Gußrohren DN 300 durchgeführt. Der Nachweis der Übertragbarkeit der dabei gewonnenen Ergebnisse auf andere Rohrnennweiten erfolgte an duktilen Gußrohren DN 400.

Alle untersuchten Rohre wurden zu Versuchsstrecken von je 12 m Länge zusammengebaut.

2. Versuchsablauf

2.1 Allgemeines

Die Untersuchungen gliedern sich jeweils in einen stationär durchgeführten Teil, in welchem der Spülkopf jeweils 1 Minute an einer Stelle gehalten wurde, sowie einen instationär durchgeführten Teil, in welchem der Spülkopf mehrmals mit ca. 4 m/min durch die Versuchsstrecke hindurchgezogen wurde.

Ziel der dynamisch durchgeführten Versuche war die Simulation einer Langzeitbeanspruchung der Rohre.

Zusätzlich wurde mit Spezialfahrzeugen der ertragbare Grenzspüldruck ermittelt.

2.2 Stationäre Versuche

Diese Versuche wurden mit an der Rohrwandung anliegendem Düsenkopf durchgeführt. Das entspricht, wie sich bei den instationären Versuchen herausstellte, dem Verhalten in der Praxis. Hier liegen die Düsenköpfe bei normalen Spüldrücken (100–130 bar) fast auf der Sohle auf. Die Düsenköpfe wurden so positioniert, daß auftre-

tende Beschädigungen an der Auskleidung visuell beobachtet werden konnten. Die Rohrstrecken mit einer Länge von 12 m lagen während der Versuche frei, d.h. sie waren nicht im Boden verlegt.

Die Versuche wurden jeweils in mehreren Druckstufen gefahren, wobei der Druck in Schritten von 25 bar bis zum Maximaldruck des Systems gesteigert wurde. Der Spüldruck wurde am Manometer des Spülfahrzeuges abgelesen. Jede Druckstufe wurde 1 Minute beibehalten, danach erfolgte die Beurteilung der Zementmörtelaukleidung.

2.3 Instationärer Versuch

Zur Simulation einer Langzeitbeanspruchung wurden 12 m lange Versuchsstrecken aus zwei zusammengesteckten Rohren DN 300 × 6000 mm mit verschiedenen Düsenköpfen zwischen 40- und 60mal mit einer Geschwindigkeit von ca. 4 m/min durchfahren. Einzelheiten bezüglich des genauen Versuchsablaufes werden im folgenden zusammen mit den Ergebnissen der Versuche dargestellt.

2.4 Düsenköpfe

Folgende Düsenköpfe kamen bei den Spülversuchen zum Einsatz (Bildnummer und Typ identisch):



Bild 1: INT.ENZ MU Rotierdüse Ø 60 mm
Anschluß 1\", Hersteller Müller Umwelttechnik

Bild 2: INT.ENZ MU Rotierdüse Ø 100 mm
Anschluß 1\", Hersteller Müller Umwelttechnik





Bild 3: Runde Kanal- und Rohrreinigungsdüse
8 Düsen \varnothing 2,0 mm, Austrittswinkel 45°



Bild 4: Keildüse
7 Düsen \varnothing 2,5 mm, Hersteller unbekannt

Bild 5: Runde Kanal- und Rohrreinigungsdüse
KM HD 02
7 Düsen \varnothing 1,8 mm, Austrittswinkel 30°,
Hersteller Kanal-Müller



Bild 6: Runde Kanal- und Rohrreinigungsdüse
2 x 6 Düsen \varnothing 1,8 mm, Austrittswinkel
45°, Hersteller unbekannt



3. Ergebnisse

3.1 Ergebnisse der stationären Versuche DN 300

Die Versuche wurden gemäß der Darstellung in Abschnitt 2.2 durchgeführt. Untersucht wurden duktile Gußrohre DN 300 mit einer Tonerdezeimentmörtelauskleidung. Die Schichtdicke der Auskleidung betrug ca. 10 mm.

Es kamen die Düsenköpfe Nr. 1 bis Nr. 5 zum Einsatz (siehe Bild 1 bis 5).

Die Tabellen 1 bis 6 geben eine Übersicht über die Versuchsergebnisse. Bild 11 zeigt den Versuchsaufbau bei den stationären Versuchen. Die Ergebnisse werden zusammenfassend in Abschnitt 4 bewertet. Die Versuche an Rohrstrang 1 dienten dem Test des Versuchsaufbaus und der Meßtechnik. Verwertbare Meßreihen wurden hierbei nicht gewonnen.

Tabelle 2: Ergebnisse der Spülversuche
Düsenkopf 2, Rohrstrang 3, Versuch
stationär

Tabelle 1: Ergebnisse der Spülversuche
Düsenkopf 3, Rohrstrang 2, Versuch
stationär

Versuch Nr.	Spüldruck bar	Spüldauer min	Schäden, Bemerkungen
1	75	1	keine
2	100	1	keine
3	125	1	keine
4	150	1	keine
5	165	1	keine

Versuch Nr.	Spüldruck bar	Spüldauer min	Schäden, Bemerkungen
1	75	1	keine
2	100	1	keine
3	125	1	keine
4	150	1	keine
5	165	1	keine

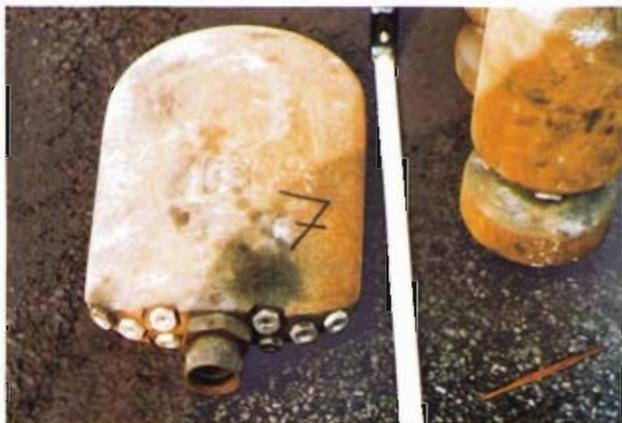


Bild 7: Flachkeildüse KM HD 13
8 Düsen \varnothing 3,3 mm, Hersteller Kanal-Müller



Bild 8: Runde Kanal- und Rohrreinigungsdüse mit aufgeschweißten Knaggen
3 Düsen \varnothing 2,0 mm, Austrittswinkel 45° , Hersteller Kluge, Duisburg

Bild 9: Runde Kanal- und Rohrreinigungsdüse mit aufgeschweißten Knaggen
6 Düsen \varnothing 2,0 mm, Austrittswinkel $3 \times 45^\circ$ und $3 \times 90^\circ$, Hersteller Kluge, Duisburg



Bild 10: Aqua-rollradial R 3/4,
3 Rückstrahldüsen \varnothing 2,6 mm, Austrittswinkel 25° ; je 2 Düsen \varnothing 1,3 mm und \varnothing 1,8 mm, Austrittswinkel 90° , auf rotierendem Spülkopfteil
Hersteller Wüthrich



Tabelle 3: Ergebnisse der Spülversuche
Düsenkopf 4, Rohrstrang 4, Versuch stationär

Versuch Nr.	Spüldruck bar	Spüldauer min	Schäden, Bemerkungen
1	75	1	keine
2	100	1	keine
3	125	1	keine
4	150	1	keine
5	165	1	keine
6	165	1	keine

Tabelle 4: Ergebnisse der Spülversuche
Düsenkopf 5, Rohrstrang 2, Versuch stationär

Versuch Nr.	Spüldruck bar	Spüldauer min	Schäden, Bemerkungen
1	75	1	keine
2	100	1	keine
3	125	1	keine
4	150	1	keine
5	165	1	keine

Anmerkung: Nach Anfeuchten der Auskleidung wird ein Rundriß sichtbar. Er verändert sich während der Versuche nicht.

Tabelle 5: Ergebnisse der Spülversuche
Düsenkopf 1, Rohrstrang 3, Versuch stationär

Versuch Nr.	Spüldruck bar	Spüldauer min	Schäden, Bemerkungen
1	75	1	keine
2	100	1	keine
3	125	1	keine
4	150	1	keine
5	165	1	keine

Versuch Nr.	Spüldruck bar	Spüldauer min	Schäden, Bemerkungen
1	75	1	keine
2	100	1	keine
3	125	1	keine
4	150	1	keine
5	180	1	keine

Tabelle 6: Ergebnisse der Spülversuche
Düsenkopf 1, Rohrstrang 4, Versuch stationär

3.2 Ergebnisse der instationären Versuche DN 300

Zur Simulation einer Langzeitbeanspruchung wurde eine 12 m lange Versuchsstrecke aus zwei zusammengesteckten Rohren DN 300 x 6000 mm mit verschiedenen Düsenköpfen insgesamt 40 mal durchfahren.

Der Spüldruck betrug in allen Fällen 150 bar, die Durchziehggeschwindigkeit des Kopfes ca. 4 m/min. Die Düsenköpfe lagen ruhig auf der Sohle. Ein Schlagen der Köpfe während des Spülvorganges konnte nicht beobachtet werden. Im Verlauf des Versuches wurden Sand, Kies und Steine mit einem Korndurchmesser bis ca. 40 mm in die Leitung eingegeben. Außerdem wurde jeweils ein Ziegelstein beigegeben (Bilder 12, 13 und 14). Nach Beendigung des Versuches wurden die Rohre zur optischen Beurteilung auseinandergebaut.

Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 7 zusammengestellt.



Bild 11: Versuchsanordnung, stationäre Versuche



Bild 12: Versuchsdurchführung unter Zugabe von Sand, Kies und Geröll

Versuch Nr.	Düsenkopf	Anzahl	Schäden	Bemerkungen
1	1	20	keine	–
2	6	1	keine	Zugabe von Sand, Kies
3	6	1	keine	Zugabe von Sand, Kies
4	6	3	keine	Zugabe von Sand, Kies, ein Ziegelstein
5	1	5	keine	Zugabe von Sand, Kies, ein Ziegelstein
6	7	5	keine	Zugabe von Sand, Kies, ein Ziegelstein
7	1	5	keine	–

Tabelle 7: Ergebnisse der instationären Spülversuche
Spüldruck 150 bar, Rohrstrang 4, Durchziehggeschwindigkeit ca. 4 m/min

Tabelle 8: Ergebnisse der Spülversuche; Düsenkopf 1, Rohrstrang 2, Versuch stationär

Versuch Nr.	Spüldruck bar	Spüldauer min	Schäden, Bemerkungen
1	100	1	keine
2	125	1	keine
3	150	1	keine
4	175	1	keine
5	200	1	keine
6	225	1	keine
7	250	1	keine
8	275	1	Loch im rechten Kämpfer in der Feinschicht
9	300	1	Loch vergrößert sich und wird tiefer
10	325	1	Loch vergrößert sich und wird tiefer
11	350	1	Loch vergrößert sich und wird tiefer
12	375	1	Loch vergrößert sich und wird tiefer
13	400	1	Loch vergrößert sich und wird tiefer
14	500	1	duktiles Gußeisen sichtbar

3.3 Bestimmung des Grenzspüldruckes DN 300

Zur Bestimmung des „Grenzspüldruckes“ der zu untersuchenden Rohre erfolgten ergänzende Spülversuche mit Spüldrücken bis zu 600 bar. Die Ergebnisse sind in den Tabellen 8 bis 10 zusammengestellt. Es kamen die Düsenköpfe Nr. 8, 9 und 10 zum Einsatz. Bei den untersuchten Rohrsträngen handelte es sich um die Nr. 2 bis 4 aus den vorangegangenen Versuchen (DN 300).

Beschädigungen an der Tonerdezementmörtel- auskleidung waren erst bei Spüldrücken > 250 bar unabhängig von der verwendeten Düse fest- stellbar.

Sollten also versehentliche Arbeitsunterbrechungen auftreten, so daß die Beanspruchungen durch HD-Spülstrahlen über längere Zeit punk- tuell stattfinden, können Beschädigungen erst bei Spüldrücken > 250 bar erwartet werden.

Versuch Nr.	Spüldruck bar	Spüldauer min	Schäden, Bemerkungen
1	100	1	keine
2	125	1	keine
3	150	1	keine
4	175	1	keine
5	200	1	keine
6	225	1	keine
7	250	1	keine
8	275	1	Loch im Bereich eines Längsrisses
9	300	1	Loch vergrößert sich, Riß weitet sich auf
10	325	1	Loch vergrößert sich und wird tiefer
11	350	1	Loch vergrößert sich und wird tiefer

Tabelle 9: Ergebnisse der Spülversuche; Düsenkopf 2, Rohrstrang 3, Versuch stationär

Versuch Nr.	Spüldruck bar	Spüldauer min	Schäden, Bemerkungen
1	100	1	keine
2	125	1	keine
3	150	1	keine
4	175	1	keine
5	200	1	keine
6	225	1	keine
7	250	1	keine
8	275	1	keine
9	300	1	keine
10	325	1	keine
11	350	1	keine
12	375	1	keine
13	400	1	keine
14	450	1	Feinschicht leicht beschädigt (Mulde in der Feinkornschicht)
15	475	1	Feinschicht leicht beschädigt (Mulde in der Feinkornschicht)
16	500	1	Feinschicht leicht beschädigt (Mulde in der Feinkornschicht)
17	525	1	Mulde in der Feinkornschicht größer
18	550	1	Mulde in der Feinkornschicht größer
19	575	1	Mulde in der Feinkornschicht größer
20	600	1	Mulde wird tiefer

Tabelle 10: Ergebnisse der Spülversuche; Düsenkopf 3, Rohr 4, Versuch stationär

Tabelle 11: Ergebnisse der Spülversuche
Düsenkopf 3, Rohrstrang 2, Versuch stationär

Versuch Nr.	Spüldruck bar	Spüldauer min	Schäden, Bemerkungen
1	100	1	keine
2	125	1	keine
3	150	1	keine
4	170	1	keine

3.4 Ergebnisse der stationären Versuche DN 400

Um die Ergebnisse an Tonerdezementmörtel- auskleidungen duktiler Gußrohre DN 300 auch bei größeren Nennweiten zu bestätigen, fanden Un- tersuchungen an Zementmörtel- auskleidungen in 10 duktilen Gußrohren DN 400 mit einer Schicht- dicke T = 6 mm bis T = 9 mm statt.

Als Spülköpfe kommen die Düsenköpfe gemäß Abschnitt 2.4, Nr. 3, 4 und 5 zum Einsatz.

Die Ergebnisse der stationären Versuche sind in den Tabellen 11 bis 14 dargestellt.

Versuch Nr.	Spüldruck bar	Spüldauer min	Schäden, Bemerkungen
1	100	1	keine
2	125	1	keine
3	150	1	keine
4	170	1	keine

Tabelle 12: Ergebnisse der Spülversuche
Düsenkopf 3, Rohrstrang 3, Versuch stationär

Versuch Nr.	Spüldruck bar	Spüldauer min	Schäden, Bemerkungen
1	100	1	keine
2	125	1	keine
3	150	1	keine
4	170	1	keine

Tabelle 13: Ergebnisse der Spülversuche
Düsenkopf 4, Rohrstrang 3, Versuch stationär

Versuch Nr.	Spüldruck bar	Spüldauer min	Schäden, Bemerkungen
1	100	1	keine
2	125	1	keine
3	150	1	keine
4	170	1	keine

Tabelle 14: Ergebnisse der Spülversuche
Düsenkopf 4, Rohrstrang 3, Versuch stationär



Bild 13: Herausgespülte Zugabestoffe

3.5 Ergebnisse des instationären Versuchs DN 400

Um auch bei diesen Rohren eine Langzeitbeanspruchung zu simulieren, wurden analog zu den



Bild 14: Schleifspuren vom Durchziehen der Düsenköpfe

vorhergehenden instationären Versuchen zwei Versuchsstrecken aus je 2 duktilen Gußrohren jeweils 60 mal mit zwei verschiedenen Düsenköpfen durchfahren. Dabei kamen folgende Spülköpfe zum Einsatz:

Nr. 4: Keildüse

7 Düsen \varnothing 2,5 mm, Hersteller unbekannt

Nr. 5: Runde Kanal- und Rohrreinigungsdüse
KM HD 02

7 Düsen \varnothing 1,8 mm, Austrittswinkel 30° ,
Hersteller Kanal-Müller

Der Spüldruck betrug bei diesen Versuchen 175 bar. Die Düsenköpfe wurden 60 mal mit einer Geschwindigkeit von 4 m/min durch die Versuchsstrecken gezogen.

Bei diesen Versuchen traten keinerlei Beschädigungen auf.

4. Zusammenfassung

Die Untersuchungen des Einflusses von Hochdruckwasserstrahlen auf die Tonerdezementmörtelauskleidung in Rohren aus duktilem Gußeisen zeigen, daß sich bei gängigen Düsenköpfen und Spüldrücken keine Schäden einstellen. Geht man von dem festgestellten Grenzspüldruck von 250 bar und einem Sicherheitsbeiwert von 1,5 aus, so ergibt sich ein zulässiger Spüldruck von 170 bar. Dies entspricht dem maximalen Spüldruck gängiger Kanalreinigungsfahrzeuge.

Bei zementmörtelausgekleideten duktilen Gußrohren mit einer Auskleidungswanddicke von $T \geq 6$ mm sind im normalen Spülbetrieb (< 170 bar) über einen Zeitraum von 50 Jahren keine Beschädigungen durch Reinigungsgeräte zu erwarten.

Verwendung von duktilen Gußrohren bei Abwasseranlagen

Von G. Breither

1. Allgemeines

Das Tiefbauamt der Stadt Kassel mit einem Jahresetat für Kanal-Neubaumaßnahmen von rd. 20 Mio. DM führt verstärkt Projekte zum Anschluß der Baugebiete mit Kleinklärruben durch, um die Voraussetzung einer geordneten Abwasserentsorgung der Kleineinleiter zu gewährleisten. Das zentrale und vollbiologische neue Klärwerk der Stadt Kassel, für 440000 EGW, ist seit 1985 in Betrieb.

2. Duktile Gußrohre für die Abwasserleitungen

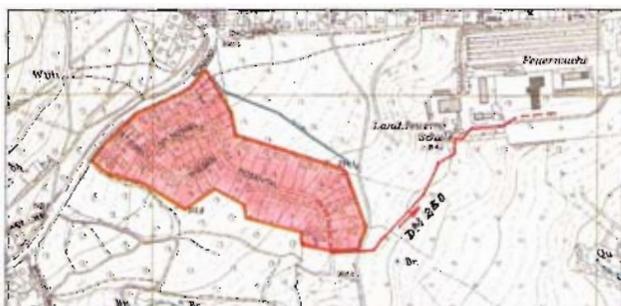
Ausgeschrieben wurden, da stellenweise aggressive Böden anstehen, Muffendruckrohre aus duktilem Gußeisen nach DIN 19690 mit Steckmuffen-Verbindungen nach DIN 28603, innen mit Zementmörtelauskleidung (ZM) nach dem DVGW-Arbeitsblatt W 342, außen mit ZM-Umhüllung nach DIN 30674 Teil 2, Muffen und Einsteckenden mit Epoxidharz-Beschichtung, TYTON®-Muffenverbindung mit Perbunan-Dichtringen und ZM-Schutzmanschetten für Muffenverbindungen.

3. Projekte

3.1 Hauptsammler Süd/West, Anschluß des Baugebietes „Im Rosental“

Die Trasse der 540 m langen Schmutzwasser-Transportleitung DN 250 für das Baugebiet „Im Rosental“ verläuft durch das Landschaftsschutzgebiet Dönche (Bild 1). Hier ist ein zu

Bild 1: Baugebiet „Im Rosental“



schützendes Ökologiegebiet mit Feuchtbiotopen, Oberflächen- und Grabenwasserabflüssen, Quellwasseraustritten, Erosionsvertiefungen und Aufwüchsen besonderer Flora. Der ökologische Gebietsschutz schränkte die Bau-trasse für den Kanal und die erdbautechnischen Maßnahmen erheblich ein. Hinzu kommen umfangreiche talwärts gleitende und in mehreren Stufen ausgebildete Hangrutschungen. Des weiteren mußte die Maßnahme in der vegetationsarmen Zeit, d.h. zwischen dem 1. September und dem 31. März durchgeführt werden.

Der Materialtransport entlang der Trasse war nur bedingt und unter schwierigen Voraussetzungen möglich.

Aufgrund der zuvor geschilderten örtlichen Gegebenheiten fiel die Entscheidung, erstmalig Rohre aus duktilem Gußeisen mit einer Zementmörtel(ZM)-Umhüllung einzusetzen. Bei diesen Rohren konnte der auf der Trasse anstehende Boden für die Rohrbettung und Rohrabdeckung wieder verwendet werden. Die Anfuhr und der Einbau von Fremdmaterial entfiel. Die vorgesehene Bauzeit wurde eingehalten.

3.2 Hauptsammler Nord, Teilkanalisation Hühnerbergweg/Elfbuchen

Die 570 m lange Transportleitung DN 250 verläuft im Habichtswald durch den Staatsforst Kassel (Bild 2).



Bild 2: Teilkanalisation Hühnerbergweg/Elfbuchen

Die Schutzmaßnahmen und Auflagen waren wie bei dem unter 3.1 beschriebenen Projekt. Aufgrund der gemachten Erfahrungen wurden auch hier duktile Gußrohre eingesetzt. Die Steilstrecken mit einem Sohlgefälle zwischen 1:9 bis 1:5,5 brachten keine Probleme. Die Schachtanschlußstücke aus duktilem Gußeisen wurden mit der erforderlichen Neigung in die Wandungen der Beton-Fertigteilschächte eingesetzt. Die zulässige Abwinkelung der Steckmuffen-Verbindungen System TYTON® nach DIN 28603 beträgt bei DN 250 bekanntlich 5°. Eine mögliche Abwinkelung von maximal 13,5° durch Schrägeinsetzen des Schachtringes ist aus nachstehender Skizze (Bild 3) ersichtlich und kann ohne besonderen Aufwand bis zu diesem Gefälle variiert werden.

Die Verlegung der duktilen Gußrohre einschließlich der Schachtanschlüsse verlief problemlos. Vermerkt sei noch, daß die Fließsohlen und Bankette mit dem vorgegebenen Gefälle werkseitig aus Kanalklinkern hergestellt wurden.

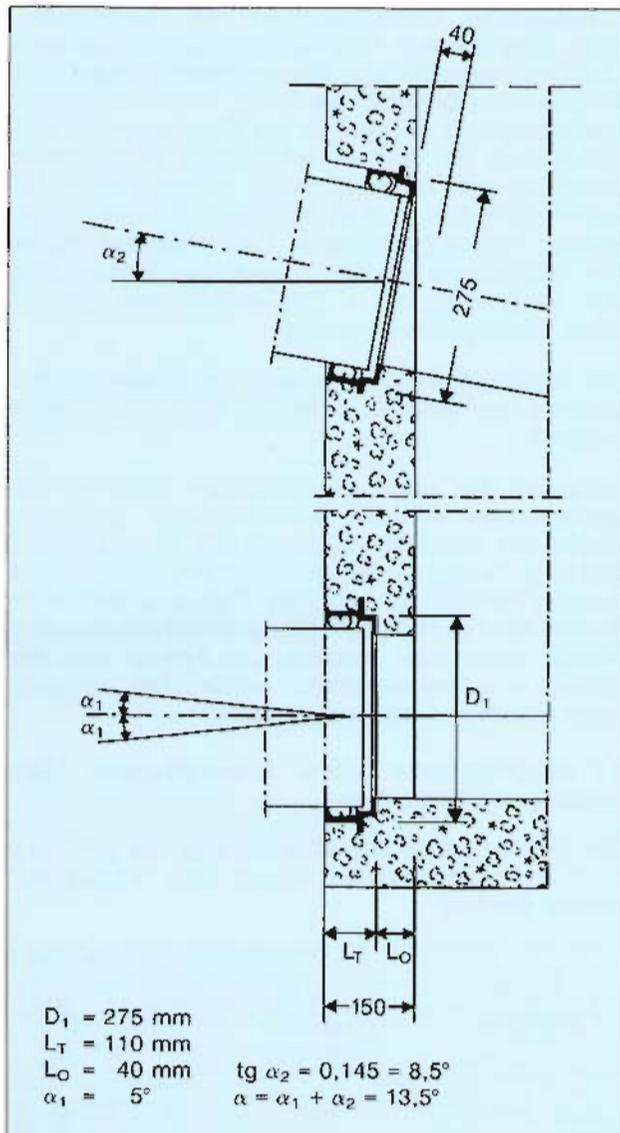


Bild 3: Schachtanschluß bei Gefällestrecken

3.3 Hauptsammler Wolfsanger, Teilkanalisation Metzelstein-Fuldatalstraße

Diese Maßnahme verdeutlicht den Aufwand, um auch entlegene Grundstücke mit Hausklärgru-

ben an die Abwasseranlage der Stadt Kassel anschließen zu können.

Die Topographie erforderte drei Pumpwerke, um das Schmutzwasser bis zur Freigefälleleitung, in der das Abwasser bis zur zentralen Kläranlage fließen kann, zu fördern.

Die drei Druckleitungsabschnitte DN 100 von insgesamt rd. 750 m (Bild 4) wurden in duktilen Gußrohren mit Schubsicherung in den Abknickungen des Trassenverlaufes verlegt.

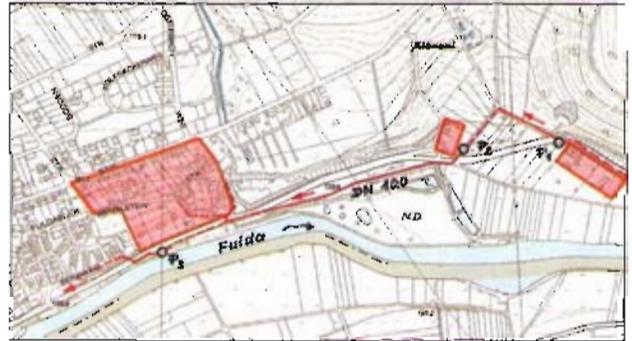


Bild 4: Teilkanalisation Metzelstein/Fuldatalstraße

4. Zusammenfassung

Das duktile Gußrohr-System für Abwasser hat besonders beim Bau der Transportleitungen in schwierigem Gelände erhebliche Vorteile gebracht.

Der auf der Trasse anstehende Boden, durchsetzt mit Steinen bis zu 100 mm \varnothing , konnte wiederverwendet werden, was die Kosten für die Anfuhr und den Einbau von Fremdmaterial ersparte. Das und die günstige Rohrlänge von 6 m garantierten die Wirtschaftlichkeit.

Des weiteren wurde die Dränagewirkung durch den Wiedereinbau des Aushubes fast ganz unterbunden. Der Materialtransport beschränkte sich nur auf die Rohre und Fertigschachtteile.

Eingriffe in das Gelände, besonders in den Landschaftsschutz-Gebieten, blieben auf eine schmale Arbeitstrasse beschränkt.

Die Gas- und Wasserversorgung der Stadt Wiesbaden

Von A. Auen

1. Vorbemerkungen

Bei ESWE (Stadtwerke Wiesbaden AG) sind die Bereiche Wasserverteilung und Gasversorgung in einer Hauptabteilung zusammengefaßt. Die Hauptabteilung „Gas- und Wasserverteilung“ ist für die Wasserversorgung zuständig vom Ausgang der Wasserbehälter bis zur Meßanlage für den Kunden. Die Gasversorgung umfaßt hingegen den gesamten Bereich einschließlich Gasübergabestationen bis Lieferung des Gases an den Kunden.

Während ESWE für die Wasserversorgung im gesamten Gebiet der Landeshauptstadt Wiesbaden – ausgenommen den ehemals rechtsrheinischen Mainzer Stadtteilen Mainz-Amöneburg, Mainz-Kastel und Mainz-Kostheim – verantwortlich ist, erfolgt die Gasversorgung durch vier örtliche Gasversorgungsunternehmen. Außer ESWE sind dies

der **Gaswerksverband Rheingau** für die Stadtteile

WI-Biebrich
WI-Schierstein
WI-Frauenstein

die **Main-Gas-Werke** für die Stadtteile

WI-Naurod
WI-Delkenheim
WI-Nordenstadt

die **Stadtwerke Mainz** für die Stadtteile

MZ-Amöneburg
MZ-Kastel
MZ-Kostheim.

Die Ausführungen über die Gasversorgung beschränken sich deshalb auf das von ESWE versorgte Gebiet. Hier liegen die Gas- und Wasserversorgungsleitungen weitgehendst in einem Graben nebeneinander.

2. Wasserversorgung

2.1 Geschichtliche Entwicklung

In Wiesbaden besteht eine zentrale Wasserversorgung seit 1870. In den folgenden Jahren wurde das Wasserverteilungsnetz entsprechend

der Ausdehnung der Stadtgebiete erweitert. Einige der in diesen Anfangsjahren der Wasserversorgung verlegten Leitungen sind auch noch nach rd. 120 Jahren in Betrieb.

Bei der Eingemeindung ehemals selbständiger Vororte wurden die Wasserversorgungsanlagen von den Stadtwerken übernommen; zuletzt geschah dies 1977 im Zuge einer Gebietsreform. Eine Ausnahme hiervon bilden die Stadtteile Mainz-Amöneburg, Mainz-Kastel und Mainz-Kostheim. Diese ehemaligen rechtsrheinischen Vororte der Stadt Mainz wurden unmittelbar nach dem 2. Weltkrieg nach Wiesbaden eingemeindet. Die Versorgung mit Wasser und Energie sowie die Verkehrserschließung tragen weiterhin die Stadtwerke Mainz.

2.2 Wassergewinnung

Die in Wiesbaden benötigten Wassermengen werden gewonnen

- aus mehreren Tiefstollen, Flachstollen und Sickeranlagen im Taunus (Einspeisung in das Versorgungsgebiet von Norden) etwa 30%,
- aus dem Grundwasserwerk Schierstein (Einspeisung in das Versorgungsnetz von Südwesten) etwa 24%,
- Fremdbezug aus mehreren Wasserbeschaffungsverbänden (Einspeisung aus dem Osten) etwa 46%.

Die vorgenannte Wassermenge bezieht sich auf das Jahr 1988. Selbstverständlich ändert sich das Verhältnis entsprechend dem Dargebot der einzelnen Gewinnungsanlagen.

2.3 Topographie

Die von den ESWE zu versorgenden geschlossenen Baugebiete liegen zwischen dem Rheinufer (etwa + 83 m ü.NN) und dem Gebiet „Erbsenacker“ in WI-Naurod (etwa + 350 m ü.NN). Diese erhebliche Höhendifferenz erfordert die Einrichtung mehrerer Druckzonen (Bild 1).

Die Zone 1 umfaßt die am Rhein gelegenen Kerngebiete der Stadtteile Schierstein und Biebrich.

In der Zone 2 wird vor allem der Stadtkern von Wiesbaden versorgt, der sich in einem Talkessel am Taunussüdhang befindet.

Die Zone 3 schließt sich halbkreisförmig um die Zone 2 an und ist durch zahlreiche vom Taunus herabführende Quertäler stark gegliedert. Trotzdem handelt es sich hier noch um ein weitgehendst einheitliches Versorgungsnetz.

In den Zonen 4, 5 und 6 liegen die hochgelegenen Wohngebiete der geschlossenen Bebauung. Sie sind jedoch so um die Zone 3 gruppiert, daß die Versorgungsleitungen nicht mehr untereinander verbunden werden können und hier somit acht voneinander getrennte Verteilungsnetze gebildet werden mußten.

Die 1977 eingemeindeten Orte im Osten des Stadtgebietes von Wiesbaden haben voneinander getrennte eigene Versorgungsnetze; wegen

der topographischen Gegebenheiten ist teilweise eine Unterteilung dieser Versorgungsgebiete in mehrere Zonen notwendig geworden. Zwischenzeitlich wurden die Versorgungsgebiete den Versorgungszonen des eigentlichen Stadtgebietes zugeordnet, ohne daß Netzverbindungen hergestellt wurden.

2.4 Wasserbehälter

Bedingt durch die zahlreichen Druckzonen und Versorgungsbereiche, die nicht überall miteinander in Verbindung stehen, mußten zur Sicherung der Wasserversorgung von Wiesbaden mehrere Wasserbehälter gebaut werden. Zur Zeit sind 27 Behälter mit einem Gesamtvolumen von rd. 78000 m³ in Betrieb. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, daß mehrere Behälter zusätzlich auch für überörtliche Belange genutzt werden müssen. So wird über das Leitungssystem von ESWE Wasser an den im Westen und Norden anschließenden Wasserbeschaffungsverband Rhein-Main-Taunus abgegeben.

Bei den Wasserbehältern handelt es sich fast ausschließlich um Erdbehälter; zur Zeit ist nur noch ein Turmbehälter in Betrieb.

2.5 Druckerhöhungsanlagen

Wegen des vorhandenen sehr flachen Geländes im Südwesten des Versorgungsgebietes wird der Stadtteil WI-Deikenheim mit zur Zeit 5600 Einwohnern über einen Tiefbehälter mit Druckerhöhungsanlage versorgt.

Zwei weitere kleinere Druckerhöhungsanlagen

versorgen einige Straßenzüge in den Stadtteilen WI-Sonnenberg und WI-Nordenstadt, die gegenüber den Hochbehältern sehr ungünstig liegen.

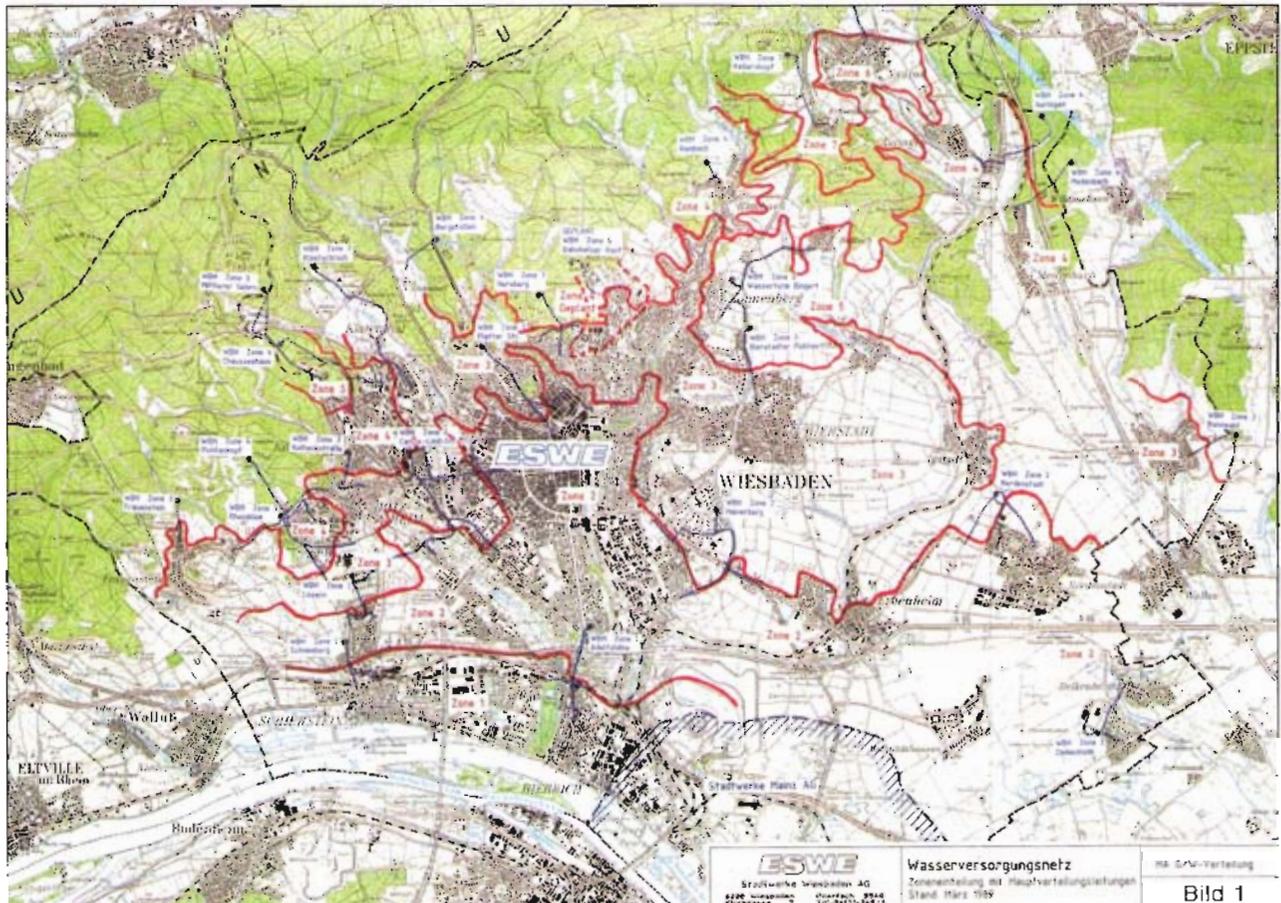
2.6 Rohrnetz

Das Wasserversorgungsnetz von Wiesbaden besteht fast ausschließlich aus Gußrohren. Seine Gesamtlänge, d.h. Zubringerleitungen, Pumpendruckleitungen und Verteilungsnetz betrug am 31.12. 1988 765,4 km. Die einzelnen Rohrdimensionen sind mit ihrer jeweiligen Länge und der prozentualen Aufteilung in der Tabelle 1 zusammengestellt.

Entsprechend der Entwicklung der Muffenkonstruktionen haben die Leitungen Stemmuffen-, Schraubmuffen- und TYTON-Verbindungen sowie bei größeren Dimensionen auch noch Stopfbuchsenmuffen-Verbindungen.

Bis zum 1. Weltkrieg wurden im Wasserversorgungsnetz von Wiesbaden bis zu einem Betriebsdruck von 5 bar Graugußrohre nach den Deutschen Normalien von 1882 mit Bleirille in der Muffe eingebaut, für Betriebsdrücke zwischen 5 und 10 bar Rohre mit verstärkten Wandungen und Muffen nach Wiesbadener Mitteldruck-Normalien und für Betriebsdrücke zwischen 10 und 15 bar verstärkte Rohre nach Wiesbadener Hochdruck-Normalien. Die zuletzt genannten Leitungen werden ausschließlich als Druckleitungen genutzt.

Im Gegensatz zu den späteren Festlegungen nach DIN waren bei den „Wiesbadener Normalien“ die Innendurchmesser der Rohre festge-



DN	Länge km	%
80	47,6	6,1
100	133,8	17,5
125	24,5	3,2
150	229,5	30,0
175	4,4	0,6
200	114,5	15,0
225	2,5	0,3
250	78,1	10,2
300	22,7	3,0
350	42,8	5,6
400	16,3	2,1
450	7,3	1,0
500	28,8	3,8
600	12,6	1,6
Summe	765,4	100,0

Tabelle 1: Länge des Wasserversorgungsnetzes

schrieben, so daß stärkere Rohrwandungen einen größeren Außendurchmesser zur Folge hatten. Dies bedeutete jedoch für jeden der beiden vorgenannten Mittel- und Hochdruckbereiche eine veränderte Muffenausbildung mit größerem Muffeninnendurchmesser. Zum Anschluß der nach DIN genormten Rohre an die Rohre nach Wiesbadener Normalien dienen U- und EU-Stücke mit Schraubmuffen-Verbindungen, bei denen der Schraubring und der Muffengrund ausgedreht und der Dichtring ausgeschliffen werden.

Nach der Festlegung einer DIN-Norm wurden für das Wasserversorgungsnetz grundsätzlich Graugußrohre der Klasse B eingebaut. Seit 1965 werden Rohre aus duktilem Gußeisen verwendet. An einigen Leitungen unseres Versorgungsgebietes entstanden wegen des sehr aggressiven Bodens starke Korrosionsschäden. Allerdings wurden bis jetzt keine Schäden an Rohren aus duktilem Gußeisen mit einem äußeren Zinküberzug festgestellt, die seit etwa 1976 zur Verfügung stehen. Trotzdem werden mit Rücksicht auf die sehr stark wechselnden Bodenbedingungen in Wiesbaden seit 1982 im Wasserversorgungsnetz grundsätzlich nur noch Gußrohre mit einer PE-Ummantelung und Zementmörtelauskleidung eingebaut.

In den Wasserverteilungsnetzen der am 01.01.1977 eingemeindeten Stadtteile bestehen teilweise relativ große Teilnetze aus PVC- und PE-HD-Rohren, die vor der Eingemeindung von den damals selbständigen Gemeinden verlegt wurden. Am gesamten Umfang des Wasserversorgungsnetzes von Wiesbaden gemessen ist ihr Anteil jedoch sehr gering. Auf die Darstellung in Tabelle 2 wird verwiesen.

Im Oktober 1984 wurde damit begonnen, ältere Leitungen in DN 350 und DN 300, die nur relativ geringe Außenkorrosionen aufweisen, nach einer Reinigung mit einer Zementmörtelauskleidung gemäß DVGW-Arbeitsblatt W 343 zu versehen. Wegen der dabei gewonnenen guten Erfahrungen wurden die Arbeiten in den folgenden Jah-

ren im Wasserverteilungsnetz weitergeführt und es ist geplant, im Laufe der kommenden Jahre gezielt alle Leitungen einer derartigen Sanierung zu unterziehen, wenn nicht wegen zu geringer Leistungsfähigkeit oder zu starker Außenkorrosion eine Erneuerung notwendig ist. Ziel dieser Maßnahme ist es, die in Teilbereichen des Wasserversorgungsnetzes festgestellten Inkrustationen zu beseitigen und das Rohrnetz gegen weitere Innenkorrosionen zu schützen. Soweit möglich wird versucht, derartige Leitungssanierungen vor einer vom Tiefbauamt der Stadt Wiesbaden geplanten Grundinstandsetzung von Fahrbahnen durchzuführen.

Bild 2 zeigt die Inkrustation eines etwa 50 Jahre alten Wasserleitungsrohres DN 100.



Bild 2: Inkrustation einer ca. 50 Jahre alten Wasserleitung

2.7 Armaturen

Seit etwa 1960 werden in den Leitungen größer als DN 250 nur noch Klappen eingebaut. Auch bei Erneuerung älterer Absperrarmaturen größerer Dimensionen werden grundsätzlich Klappen verwendet. Wegen der zum Teil äußerst ungünstigen Bodenverhältnisse wird angestrebt, die Anzahl der Flanschverbindungen vor allem im Bereich von Schieberkreuzen zu verringern. Seit 1985 werden deshalb in Leitungen < DN 200 nur noch flanschenlose Schieber (d.h. Schieber mit Muffenverbindungen) und in Leitungen \geq DN 200 Klappen eingebaut.

Durch Inkrustation der Schieber- und Klappengehäuse – insbesondere der Führungsleisten – ist es häufig nicht möglich, die Absperrarmaturen einwandfrei nach längerer Betriebszeit zu schließen. Dieser Schaden wird in der Regel

Tabelle 2: Darstellung der Materialanteile im Wasserversorgungsnetz von ESWE

Material	Länge km	%
Grauguß	358,1	46,8
Duktilem Gußeisen	377,1	49,3
PVC	25,6	3,3
PE-HD	3,5	0,5
Stahl	1,1	0,1
Summe	765,4	100,0

dann festgestellt, wenn eine Leitungsstrecke wegen Beseitigung von Störungen außer Betrieb zu nehmen ist. Es entsteht ein zusätzlicher Aufwand, da dann die nächsten im Netz vorhandenen Schieber zu schließen sind und damit u.U. ein größerer Netzabschnitt außer Betrieb genommen werden muß. Diese schlechten Erfahrungen führten zu der grundsätzlichen Entscheidung, nur noch Schieber und Klappen mit Innenbeschichtung bzw. -emallierung einzubauen.

Grundsätzlich wird vermieden, Hochpunkte im Wasserverteilungsnetz über Hausanschlüsse zu entlüften. Es wurden in mehreren Fällen von Anliegern Klagen über Druckschläge und Geräuschbelästigungen vorgebracht, die auch durch die Entlüftung über die Hausinstallation nicht gemildert werden konnten. Aus diesem Grunde wird angestrebt, die Leitungen nach Möglichkeit ohne Hochpunkt zu verlegen. Ist dies in Sonderfällen nicht möglich, werden selbsttätige Be- und Entlüftungsventile eingebaut.

2.8 Hausanschlußleitungen

Zur Zeit sind im Bereich des Wasserversorgungsgebietes der Landeshauptstadt Wiesbaden 32100 Hausanschlußleitungen vorhanden. Der weitaus größte Teil besteht aus Stahlrohren mit einem Außenschutz auf Bitumenbasis oder aus extrudiertem Kunststoff. Seit 1975 werden jedoch Hausanschlüsse in den Dimensionen kleiner als DN 80 nur noch mit Rohren aus PE-HD hergestellt. Zur Reduzierung der Lagervorhaltung werden grundsätzlich diese Hausanschlüsse nur in den Abmessungen 40 x 3,7 und 63 x 5,8 verlegt.

Die alten Bleianschlußleitungen sind in unserem Versorgungsgebiet zwischenzeitlich gegen Rohre aus anderen Materialien ausgetauscht worden.

Hausanschlußleitungen in den Dimensionen \geq DN 80 werden aus duktilen Gußrohren – seit 1982 mit einer PE-Ummantelung und Zementmörtelauskleidung – hergestellt.

In einem der 1977 eingemeindeten Stadtteile wurden bei der Erstellung der zentralen Wasserversorgungsanlage 1958 grundsätzlich die Hausanschlüsse aus Graugußrohren DN 40 hergestellt. Derartige Rohre wurden darüber hinaus auch noch in einigen anderen Stadtteilen vorübergehend eingebaut. Leider treten jedoch verstärkt Schäden an den Leitungen auf, die auf Bodenbewegungen zurückzuführen sind. Die stark bruchgefährdeten Graugußrohre DN 40 werden deshalb in Störungsfällen durch Anschlußleitungen aus PE-HD ersetzt.

3. Gasversorgung

3.1 Geschichtliche Entwicklung

In den 40er Jahren des vergangenen Jahrhunderts waren in der Stadt Wiesbaden erst 15000 Einwohner zu verzeichnen. Trotzdem war der damalige Gemeinderat auch mit Rücksicht auf den Kurbetrieb an dem Aufbau einer Gasanstalt zur Beleuchtung der Straßen sehr interessiert. Am

26.02. 1847 wurde ein Konzessionsvertrag zwischen der Stadt und dem Ingenieur Dollfuß abgeschlossen, der aus Basel stammte und bereits 1845 die Stuttgarter Gasanstalt gebaut hatte.

Im Dezember 1847 wurde in Wiesbaden die Gasanstalt in Betrieb genommen und 280 Straßenlaternen angeschlossen. Der Konzessionsvertrag hatte eine Laufzeit von 25 Jahren.

Da nach der Lösung der bei Betriebsbeginn aufgetretenen Probleme insgesamt gesehen der Betrieb der Gasversorgung einen Gewinn abwarf, wurde der Konzessionsvertrag 1873 mit dem Betreiber der Gasanstalt nicht verlängert, sondern die Anstalt aufgekauft und dem Direktor des Wasserwerks unterstellt.

Die Ausweitung der Stadt und damit die Steigerung des Gasabsatzes hatte zur Folge, daß die 1847 erbaute Gasanstalt zu klein wurde. Eine Erweiterung an der alten Stelle war wegen des fehlenden Platzes nicht möglich. Außerdem waren zwischenzeitlich in der Nähe Häuser erstellt worden und die Anwohner, besonders aber die Hotelbesitzer, beschwerten sich über den Lärm und den Schmutz.

Es wurde deshalb ein neues Gaswerk auf einem Gelände an der Mainzer Straße gebaut und am 02. 11. 1892 in Betrieb genommen. Das alte Gaswerk wurde um die Jahrhundertwende stillgelegt und in den nachfolgenden fünf Jahren abgebrochen.

Die weitere starke Verbrauchszunahme insbesondere nach 1925 zwang zu Überlegungen, das Gaswerk an der Mainzer Straße zu erweitern und zu modernisieren. Bedingt durch die relativ hohen Transportkosten für die Grundstoffe der Gaserzeugung bei der Heranführung durch die Eisenbahn tauchte die Frage nach einer Zusammenlegung der Gaswerke der Städte Mainz und Wiesbaden auf. Die günstigen Schifffahrtsfrachten erlaubten es dem Mainzer Gaswerk, das Gas billiger zu produzieren als das Gaswerk in Wiesbaden. Es wurde deshalb beschlossen, das Gaswerk an der Mainzer Straße stillzulegen und das Gaswerk in Mainz so auszubauen, daß es die Versorgung Wiesbadens mit übernehmen konnte. Die KMW (Kraftwerke Mainz–Wiesbaden AG) wurden als Tochter der beiden Stadtwerke im Jahre 1931 gegründet und es wurde sofort eine Hochdruckleitung DN 250 als Transportleitung nach Wiesbaden gebaut. Diese Gashochdruckleitung führte – ausgehend von der linksrheinisch gelegenen Kokerei der KMW auf der Ingelheimer Aue in Mainz – über die Kasteler Straßenbrücke zum ehemaligen Gaswerk Wiesbaden an der Mainzer Straße. Hier wurden die von der Stadt benötigten Gasmengen in den vorhandenen Gasbehältern gespeichert und über eine bestehende Reglerstation in das Niederdrucknetz von Wiesbaden eingeleitet.

Die Stadt Wiesbaden wurde somit über eine Gashochdruckleitung von Mainz aus versorgt, jedoch erfolgte die Gasverteilung in Wiesbaden selbst bis zum Jahre 1950 über ein Niederdrucknetz, wie es seit eh und je vorher auch schon bestanden hat.

1944 wurde die über den Rhein führende Brücke und damit auch die Gashochdruckleitung zur Versorgung von Wiesbaden durch Bomben zerstört. Es wurde erforderlich, die alte stillgelegte Gasanstalt an der Mainzer Straße provisorisch wieder in Betrieb zu nehmen. Durch weitere Bombenangriffe wurden im Februar 1945 sowohl das Gaswerk als auch das Gasnetz so in Mitleidenschaft gezogen, daß die Gasversorgung außer Betrieb genommen werden mußte. Eine provisorische Wiederinbetriebnahme erfolgte im Dezember 1945. Allerdings konnte die Gasversorgung nur für zwei Stunden am Tag ermöglicht werden, da die zur Deckung des Bedarfs benötigten Kohlenmengen nicht zur Verfügung standen. Erst 1947 konnte auch die Verbindungsleitung zwischen Mainz und Wiesbaden wieder in Betrieb genommen werden.

Etwa ab dem Jahre 1950 begann der Gasbedarf in Wiesbaden so zu steigen, daß das vorhandene Niederdrucknetz den Anforderungen nicht mehr gerecht wurde. Es erfolgte der Aufbau eines Gashochdrucknetzes. Dieses wurde ab 1970 erheblich erweitert, um die Umstellung auf Erdgas zu ermöglichen. Die erste Einspeisung von Erdgas in das Versorgungsnetz von ESWE erfolgte am 19.04. 1971 und das letzte Kokereigas wurde am 02.10. 1972 aus dem Versorgungsnetz des letzten Umstellbezirkes herausgetrieben.

Nach der Umstellung auf die Erdgasversorgung war – wie in anderen Städten auch – ein starker Anstieg des Gasabsatzes zu verzeichnen, der sich insbesondere auch auf die Umweltbedingungen der in einem Talkessel gelegenen Stadt Wiesbaden positiv auswirkte.

In Bild 3 ist das derzeitige Gashochdrucknetz mit den Übergabestationen und den Reglerstationen sowie den Versorgungsgebieten dargestellt.

3.2 Gasübergabestationen

Trotz des Fortfalls der Gaserzeugung bei der KMW blieb diese Gesellschaft für die Beschaffung der Energie „Gas“ – wie auch der Energie „Strom“ – vor allem für die Stadtwerke Mainz und Wiesbaden weiterhin zuständig.

ESWE erhält deshalb das Gas von der KMW über die drei Übergabestationen

- „Naurod“ (im Norden)
- „Erbenheimer Weg“ (im Südosten)
- „Schierstein“ (im Süden).

In diesen Stationen erfolgt eine Odorierung des an uns gelieferten Gases.

In den Stationen „Erbenheimer Weg“ und „Schierstein“ sowie zusätzlich in der Übergabestation „Freudenberg“ erfolgt die Gaslieferung von uns an den Gaswerksverband Rheingau AG. Dieser erhält das Gas ausschließlich über ESWE und beliefert nicht nur die unter Abschnitt 1 genannten Wiesbadener Stadtteile, sondern auch die im Westen von Wiesbaden liegenden Ortschaften Schlangenbad und Walluf und übergibt das Gas weiter an die für die Gasversorgung des Rheingaus zuständige „Rheingau-Elektrizitäts-Werke GmbH“.

3.3 Gashochdrucknetz

Wie bereits ausgeführt, wurde mit dem Aufbau



des jetzt bestehenden Gashochdrucknetzes in den 50er Jahren begonnen. Es bestand – bis auf eine Versuchsstrecke – aus Stahlrohren, die für einen Betriebsdruck von 16 bar zugelassen sind. Die Außenwandungen der Stahlrohre werden bei den älteren Rohren durch bitumengetränkte Vliesbinden gegen Korrosion geschützt; etwa ab 1960 werden nur noch Stahlrohre mit einem PE-Mantel eingebaut.

Die o. e. Versuchsstrecke des Gashochdrucknetzes wurde 1961 mit Druckrohren aus duktilem Gußeisen hergestellt. Hierfür lag eine besondere Genehmigung des damaligen Hessischen Ministers für Wirtschaft und Verkehr vor. Durch den zwischenzeitlich erfolgten Ausbau des Gashochdrucknetzes hat diese Leitung an Bedeutung verloren. Obwohl an ihr bis jetzt keine wesentlichen Störungen aufgetreten sind, wurde sie im Herbst 1989 stillgelegt und in das Gasniederdrucknetz übernommen. Grund für diese Maßnahme sind die gemäß den Genehmigungsbedingungen monatlich durchzuführenden Überprüfungen des Leitungszustandes. Dieser Überwachungssturnus wurde beibehalten, obwohl nach dem DVGW-Arbeitsblatt G 466/II „Gas-hochdrucknetze aus duktilen Gußrohren mit einem Betriebsdruck von mehr als 4 bar bis 16 bar – Instandhaltung“ Trassenbegehungen im Abstand von 2 Monaten möglich wären. Dabei muß erwähnt werden, daß diese duktile Leitung lediglich durch einen Überzug aus Steinkohlenteerpech vor Korrosion geschützt ist. Das aus Stahlrohren bestehende Gashochdrucknetz ist hingegen kathodisch geschützt.

3.4 Gasreglerstationen

Zur Zeit sind im Versorgungsgebiet von ESWE 27 Reglerstationen zur Einspeisung in das Niederdrucknetz und

24 Reglerstationen zur Versorgung von Einzelkunden (in der Regel Großkunden) unmittelbar aus dem Hochdrucknetz vorhanden.

In 5 der vorgenannten 27 Netzstationen sind zusätzliche Reglerstrecken zur Versorgung von Einzelkunden installiert. In 3 Stationen bestehen Regelstrecken zur Einspeisung in Netze mit erhöhtem Niederdruck.

17 Stationen sind in Gebäuden untergebracht, bei den übrigen handelt es sich um Schrankstationen.

3.5 Nieder- und Mitteldrucknetze

Die Gasnieder- und Mitteldrucknetze bestehen bis auf wenige Ausnahmen aus gußeisernen Rohren. Die Gesamtlänge des Niederdrucknetzes betrug Ende 1988 insgesamt 323.656 m. Nähere Angaben über die vorhandene Dimension und Materialien sind aus der Tabelle 3 zu ersehen. Bis 1964 wurden die Leitungen ausschließlich aus Graugußrohren hergestellt. Seit 1965 wurden Rohre aus duktilem Gußeisen verwendet. Wegen der ungünstigen Bodenbedingungen in Wiesbaden werden seit 1982 im Gasnieder- und Mitteldrucknetz nur noch duktile Rohre mit einer PE-Ummantelung und innen bituminiert

eingebaut, obwohl entgegen den Erfahrungen im Wasserverteilungsnetz Schäden durch Außenkorrosion an Gasleitungen bisher kaum beobachtet werden konnten.

Tabelle 3: Durchmesser und Längen des Gasniederdrucknetzes von ESWE

a) Leitungen aus Gußeisen

DN	Länge m	%
80	21.004	6,6
100	37.570	11,8
125	5.000	1,6
150	78.182	24,6
200	80.399	25,3
250	39.923	12,6
300	30.427	9,6
350	5.725	1,8
400	6.262	1,9
450	899	0,3
500	8.034	2,5
600	2.700	0,8
700	553	0,2
800	1.330	0,4
Summe 1	318.008	98,3

b) Leitungen aus PE-HD

DN	Länge m	%
150 × 14,6	1.958	0,6
200 × 18,2	2.296	0,7
Summe 2	4.254	1,3

c) Mitteldruckleitungen aus Gußeisen

DN	Länge m	%
200	837	0,2
250	390	0,1
300	152	0,1
400	15	
Summe 3	1.394	0,4
Gesamt	323.656	100,0

Entsprechend der Entwicklung der Muffenausbildung wurden bis etwa 1935 fast ausschließlich Rohre mit Stemmuffen-Verbindungen eingebaut. Da der bei diesen Muffen verwendete Teerstrick durch das Erdgas austrocknet, wurde unmittelbar nach der Umstellung auf Erdgas ein umfassendes Programm zur Erneuerung der Leitungen durch Rohre aus duktilem Gußeisen mit TYTON-Verbindungen aufgestellt. Als Ziel wird angestrebt, die letzten Leitungen spätestens 1993 auszuwechseln. Anschließend ist vorgesehen, wegen der bestehenden Bruchgefahr der Graugußleitungen kleinerer Dimension DN 80 bis

DN 125 diese zu erneuern, auch wenn sie bereits Schraubmuffen-Verbindungen aufweisen.

Zur Abdichtung der Stemmuffen-Verbindungen wurden in Graugußleitungen DN 200 bis DN 500 Außendichtscheiben, in den Leitungen DN 600 bis DN 800 Innendichtscheiben eingebaut. Zur Zeit wird geprüft, ob eine zusätzliche Auskleidung der größeren Leitungen mit Kunststoff oder die Durchführung eines Rohrrelinings sinnvoll ist. Es kann davon ausgegangen werden, daß die Graugußrohre der größeren Dimensionen wegen der sehr starken Wanddicken nicht bruchgefährdet sind und somit ihre Aufgabe noch jahrzehntelang erfüllen können.

In den 20er Jahren wurden vereinzelt auch Leitungen aus Stahlrohren mit Stemmuffen-Verbindungen eingebaut. Leider mußte festgestellt werden, daß die auf diese Leitungen aufgebrauchten Außenisulierungen nicht den Standard besitzen, wie er für einen ordnungsgemäßen Betrieb der Leitungen notwendig ist. Es wurden Unterrostungen festgestellt. Aus diesem Grunde sind die wenigen Stahlleitungen ebenso zu erneuern wie die Leitungen aus Graugußrohren mit Stemmuffen-Verbindungen.

Während des 2. Weltkrieges wurden die durch Bomben an Graugußleitungen verursachten Schäden teilweise durch Stahlrohre behoben. Wegen Korrosionsschäden mußten die Stahlrohre, die kriegsbedingt nur eine unzureichende Außenisolierung hatten, ausgewechselt werden. In den Bildern 4 bis 7 ist eine derartige Auswechslung

Bild 4: Ausbau der auszuwechselnden Stahlrohre



in einer Leitung DN 600 dargestellt. Eingebaut wurden Rohre aus duktilem Gußeisen mit PE-Ummantelung. Auf einigen Bildern ist zu erkennen, daß die Berufsfeuerwehr während dieser Reparaturarbeiten in Bereitschaft stand.

In dem vermaschten Niederdrucknetz von ESWE liegt der Versorgungsdruck zur Zeit entsprechend der Höhenlagen zwischen 26 und 33 mbar. Ein Anheben dieses Betriebsdrucks auf 30 bis 40 mbar soll in absehbarer Zeit erfolgen. In den Stadtteilen WI-Kloppenheim, WI-Igstadt, WI-Heßloch, WI-Auringen und WI-Medenbach beträgt der Betriebsdruck bereits schon jetzt 40 bis 50 mbar. Weitere Teilnetze werden mit einem Betriebsdruck von 96 mbar, ein Mitteldrucknetz zur Versorgung eines Gewerbegebietes mit Mitteldruck von 420 mbar betrieben.

3.6 Hausanschlüsse

Zur Zeit sind im Bereich des Gasverteilungsnetzes von ESWE rd. 14200 Hausanschlüsse vorhanden. Eine Aufgliederung nach Dimension und Länge erfolgt in Tabelle 4. Der weitaus größte Teil der Hausanschlußleitungen besteht aus Stahlrohren mit einem Außenschutz auf Bitumenbasis oder aus extrudiertem Kunststoff. Seit 1975 werden jedoch Hausanschlüsse in den Dimensionen kleiner als DN 80 nur noch mit Rohren aus PE-HD hergestellt. Zur Reduzierung des Lagerbestandes werden grundsätzlich diese Hausanschlüsse nur in den Abmessungen 40 x 3,7 und 63 x 5,8 verlegt.

Bild 5: Das alte Stahlrohr wird aus dem Graben gehoben



Hausanschlüsse in den Dimensionen \geq DN 80 werden aus duktilen Gußrohren hergestellt, die ebenso wie das Hauptversorgungsnetz mit einem PE-Mantel versehen sind.

4. Untersuchungen an alten Gasleitungen aus Grauguß

Im Zusammenhang mit der Erneuerung des Gasversorgungsnetzes bot sich die Möglichkeit mehrmals an, Rohrteile mit noch intakten Muffenverbindungen aus der Rohrleitung ohne Zerstörung zu demontieren und auf Zustand und Materialzusammenstellung zu überprüfen. Diese Untersuchungen wurden freundlicherweise vom Labor der Fa. Buderus vorgenommen.

4.1 Gasleitung DN 350 mit Stemmuffen-Verbindungen

Die Leitung wurde etwa 1848 verlegt und es wurden im Sandgußverfahren hergestellte Rohre verwendet. Die Untersuchung von mehreren Rohren führte zu folgenden Ergebnissen:

„Bei der Dichtheitsprüfung mit Luft wurde eine Verbindung ab 1,5 bar undicht. Die zweite Verbindung war bei 2 bar noch dicht. Die Rohrwandung selbst war dicht.“

Die Untersuchung des Rohrwerkstoffes ergab folgenden Befund:

Die Rohrwanddicke streute bei Rohr Nr. 1 von 9,2 bis 14,8 mm und bei Nr. 2 von 8,9 bis 15,2 mm.

Die Innenseite der Rohre zeigt starke Inkrustierungen und ist voller Rohrpusteln. Das Gefüge zeigt geringen Spongiosebefall, der von außen etwas stärker als von innen ist und bis zu einer Tiefe von maximal 0,8 mm geht. Es sind deutlich Poren und Gasblasen erkennbar.“

Die chemische Analyse ergab einen relativ hohen Phosphorgehalt in Höhe von 1,30 bzw. 1,28 %.

Der Werkstoff war entsprechend seinem hohen Alter noch in einem sehr guten Zustand. Wegen der vorhandenen Fehler im Gefüge wie Poren und Gasblasen, und vor allem wegen der bestehenden Stemmuffen-Verbindung, war jedoch an eine Weiterverwendung der Rohre für den Gastransport nicht zu denken.

4.2 Gasleitung DN 800 mit Stemmuffen-Verbindungen

Die Gasleitung wurde 1902 verlegt und 1971 mit zusätzlichen Innendichtschellen versehen. Eine im Jahre 1985 möglich gewordene Untersuchung eines einzelnen Rohres ergab, daß die Rohrwanddicke zwischen 21,1 und 26,1 mm lag. Gegenüber den zuvor beschriebenen Rohren DN 350 betrug der Phosphorgehalt 0,78 %. Gemäß der Gesamtbeurteilung entspricht das Rohr in seiner chemischen Zusammensetzung den technologischen Werten und dem Gefüge nach einem Gußeisen aus der damaligen Zeit. Besonders betont wird die relativ hohe Sauberkeit des Werkstoffs; dies ist auf eine gute Schmelzföh-

rung zurückzuführen. Der Gesamteindruck des Gasrohres war gut.

5. Zusammenfassende Darstellung

Die grundsätzliche Beibehaltung des Werkstoffs „Gußeisen“ (seit 1965 duktiles Gußeisen) in dem Gasniederdruck- und dem Wasserversorgungsnetz ist vor allem auf folgende Überlegungen zurückzuführen:

5.1

Die Erfahrungen mit dem Material „Gußeisen“ erleichterten die Ausbildung und den Einsatz der eigenen Mitarbeiter erheblich. Die einheitliche Verbindung bei Gas- und Wasserverteilungsleitungen war hierbei von besonderer Bedeutung. Für die Verlegung von Stahlrohren mit geschweißter Verbindung wäre eine zusätzliche Ausbildung mit entsprechenden Prüfungen erforderlich geworden; das hätte bedeutet, daß ausschließlich Fremdfirmen einzusetzen wären. Bei Arbeiten an dem aus Stahlrohren bestehenden Gashochdrucknetz wird so verfahren.

5.2

In Wiesbaden liegen die Gas- und Wasserversorgungsleitungen entsprechend der mit den städtischen Ämtern erfolgten Absprache weitgehendst unter der Fahrbahndecke. Insbesondere in der Innenstadt sind sehr häufig zahlreiche Fremdanlagen zu kreuzen. Durch die Länge der Gußrohre von 6m wird die Leitungsverlegung vereinfacht. Die zulässige Ablenkung der Rohre in der Muffe, die in Abhängigkeit von der Nennweite zwischen 3° und 5° betragen kann, ermöglicht eine weitgehend parallele Verlegung der Rohre zur Bordsteinkante.

5.3

Innerhalb der bebauten Ortslage – insbesondere natürlich im Innenstadtbereich – werden sehr häufig Fremdaufgrabungen durchgeführt. Auch wenn versucht wird, grundsätzlich die Ausgrabungen durch Mitarbeiter unseres Versorgungsunternehmens zu überprüfen, muß davon ausgegangen werden, daß nicht immer so sorgfältig gearbeitet wird, daß keine Beschädigung der Versorgungsleitungen erfolgt. Die duktilen Gußrohre bilden aufgrund ihrer hohen Festigkeit eine zusätzliche Sicherheit. Dies gilt besonders auch für die bei Straßenbaumaßnahmen erforderliche Auskoffnung der vorhandenen Straßendecke mit dem Unterbau. Das Befahren des Planums ist in der Regel möglich, ohne daß Schäden an den Versorgungsleitungen zu befürchten sind.

5.4

Die grundsätzliche Verlegung von duktilen Gußrohren mit einer Außenisolierung aus PE vermeidet bei den in Wiesbaden zu beobachtenden häufigen Wechseln der Bodenart Korrosionsschäden. Aus diesem Grunde werden auch alle Verbindungen im Zuge der Rohrleitungen durch Schrumpfschläuche oder Aufbringen von Folien geschützt.



Bild 6: Das neue Gußrohr wird in den Graben abgesenkt

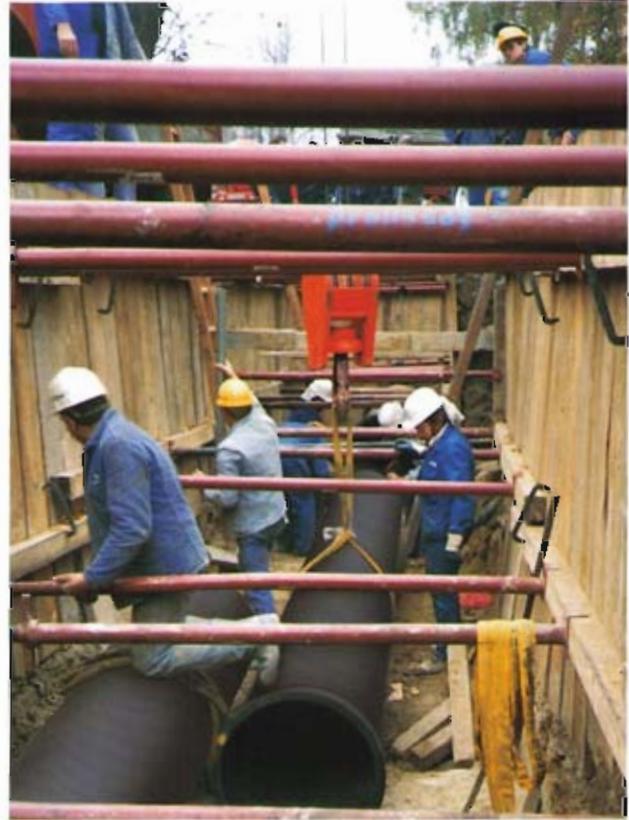


Bild 7: Einbau der Gußrohre

Tabelle 4: Aufgliederung der Gashausanschlußleitungen

a) Leitungen aus Stahl

DN	Anzahl	%	Leitungslängen einschl. gemeinsamer Anschluß-Ltg. m	%
20	1	–	33	–
25	1	–	6	–
32	401	2,8	4.217	2,3
40	2.950	20,8	33.135	18,0
50	4.130	29,1	49.094	26,7
65	2.187	15,4	32.372	17,6
Zwischensumme	9.679	68,1	118.857	64,6

b) Leitungen aus PE-HD

33	2.237	15,8	23.536	12,8
51	1.283	9,1	22.639	12,3
Zwischensumme	3.520	24,9	46.175	25,1

c) Leitungen aus Gußeisen

80	787	5,5	13.041	7,1
100	124	0,9	2.791	1,5
150	78	0,6	2.200	1,2
200	9		589	0,3
250	3		246	0,1
300	2		106	0,1
Zwischensumme	1.003	7,0	18.973	10,3
Gesamtsumme	14.202	100,0	184.205	100,0

5.5

Die häufig in Wiesbaden zu beobachtenden Bodenbewegungen werden durch die Muffenverbindungen aufgefangen. Lediglich bei Rohren kleineren Durchmessers aus Grauguß führen derartige Bodenbewegungen zu Rohrbrüchen.

5.6

Im Jahr 1990 sollen je eine außerhalb der bebau-

ten Ortslage zu verlegende Gashochdruckleitung und Wasserleitung aus Stahlrohren bzw. duktilen Gußrohren mit Zementmörtelummantelung gebaut werden. Durch die auch im Wiesbadener Bereich festzustellende Verknappung und damit Verteuerung des zur Rohreinsandung benötigten Materials müssen kurz- bis mittelfristig auch andere Möglichkeiten des Rohrschutzes von ESWE erprobt werden.

Deutsche duktile Gußrohre zur Verbes- serung der Wasser- versorgung in der türkischen Haupt- stadt Ankara

Von C. Potthof

1. Einleitung

Die Türkei hat sich in den letzten Jahren erfolgreich bemüht, die Infrastruktur des gesamten Landes zu verbessern. Große Investitionsprogramme wurden initiiert und realisiert.

Der Bruttosozialproduktzuwachs wird mit 6,8% für 1987 und 7,3% für 1988 angegeben.

Ein solch rasantes Entwicklungstempo ist für die Türkei nicht aus eigener Kraft finanzierbar, so auch das Projekt zur Verbesserung und Erweiterung der öffentlichen Trinkwasserversorgung in Ankara.

Die Bundesrepublik Deutschland, vertreten in

der finanziellen Zusammenarbeit durch die Kreditanstalt für Wiederaufbau (KfW), Frankfurt, unterstützt die vielfältigen Entwicklungsprogramme.

1927 betrug das Verhältnis Land- zu Stadtbevölkerung in der Provinz Ankara 75:25. Bis 1988 hat es sich auf 17:83 umgekehrt. Durch diese enorme Verschiebung der Bevölkerung, die in Zukunft in den Städten noch weiter wachsen wird, stieg der Wasserbedarf ständig an.

Im Rahmen der Wasserversorgungsplanung wurde 1989 die Anzahl der zu versorgenden Personen für die vorgegebenen Planungshorizonte wie folgt geschätzt:

1990	$2,641 \times 10^6$
2000	$3,434 \times 10^6$
2010	$4,376 \times 10^6$
2025	$5,224 \times 10^6$

2. Der Projektträger

Bis 1987 war die ASU (Ankara Wasser Administration), eine städtische Behörde, für den Betrieb der innerstädtischen Wasserverteilung zuständig. Planungsaufgaben und Neubaumaßnahmen unterstanden der DSI (Staatliche Wasser Administration), einer Behörde der Zentralregierung.

Seit Anfang 1987 gibt es die Ankara Su Ve Kanalizasyon Idaresi (Ankara Wasser und Abwasser Administration, ASKI).

ASKI wurde zuständig für die Planung und Implementierung aller Maßnahmen der Wasserverteilung und für die Abwasser- und Regenwasser-

Bild 1: Duktile Gußrohre aus der Bundesrepublik in Ankara





Bild 2: Ankunft der Rohre in der Türkei

entsorgung. Die Wasserbeschaffung untersteht weiterhin der DSI.

3. Das Wasserversorgungsprojekt

Das Programmziel ist die Versorgung der Bewohner der Hauptstadt Ankara mit qualitativ einwandfreiem Trinkwasser in quantitativ ausreichender Menge, die Abschaffung der Wasserrationierung und der intermittierenden Wasserbereitstellung sowie die Reduzierung der Wasserverluste.

Als besondere Zielgruppe werden die an den höhergelegenen Hanglagen wohnenden sozial schwächeren Bevölkerungsschichten begünstigt, die in der Vergangenheit noch nicht an die zentrale Wasserversorgung angeschlossen waren.

4. Rehabilitations- und Erweiterungsmaßnahmen

Die Rehabilitationsmaßnahmen des liegenden Rohrnetzes sind erforderlich, weil es völlig veraltet ist und das an Leckstellen austretende Wasser nicht nur die Wassermangelsituation verschärft, sondern auch zu erheblichen Straßenschäden führt.

In den alten Graugußleitungen stieg die Zahl der Quer- und Längsbrüche erheblich (1987 wurden 1510 und 1988 2480 Schäden registriert).

Die Stahlleitungen sind ca. 10 bis 20 Jahre alt. Sie wurden aus spiralgeschweißten Stahlrohren aus ASKI's eigener Produktion erstellt. Der innere und äußere Korrosionsschutz ist technisch völlig veraltet und zudem noch mangelhaft ausgeführt. Korrosionsschutzschäden während der Verlegung und nicht isolierte Verbindungsschweißnähte verschlimmern die Situation. Nach wenigen Jahren sind die Rohre an den Spiral- und Verbindungsschweißnähten durchgerostet. Nicht viel später hat die Korrosion auch die relativ dünnen Wände an den unisolierten Rohrstellen durchgefressen. Ausgegrabene Rohre sind oft im Scheitbereich siebförmig durchlöchert.

Das Rehabilitations- und Erweiterungsprogramm umfaßt den Bau

- einer weiteren Reinwassertransportleitung DN 2200 zur Stadt



Bild 3: Verladung für den Weitertransport

- von ca. 3200 km Haupt- und Verteilungsleitungen aus duktilem Gußeisen DN 100 bis DN 1000, davon ca. 70 % als Ersatz bestehender Leitungen und ca. 30 % zur Erschließung neuer bzw. bisher nicht versorgter Gebiete
- von ca. 120000 Stück Hausanschlüssen, teilweise Ersatz bestehender Anschlüsse bzw. teilweise Erstanschlüsse
- von 12 neuen Pumpstationen und 19 neuen Hochbehältern.

Die Implementierung soll 1992 abgeschlossen sein.

5. Internationale Ausschreibungen

1985 wurde im Rahmen dieses Projektes die Lieferung von 1720 km duktilen Gußrohren verschiedener Durchmesser und der zugehörigen Formstücke in PN 16 weltweit ausgeschrieben. Die Ausschreibungsbedingungen verlangten die Bereitstellung der Kauffinanzierung.

Auf Basis der Gesamtkosten, d.h. des Lieferpreises plus Finanzierungskosten über die Kreditlaufzeit, wurden dann ab Januar 1986 Aufträge an deutsche Hersteller vergeben.

Die Finanzierung wurde bereitgestellt durch die KfW und bestand ca. hälftig aus Entwicklungshilfemitteln der deutsch-türkischen finanziellen Zusammenarbeit und aus einem kommerziellen Bankdarlehen der KfW.

6. Abwicklung des Lieferprogrammes

Nach der Projektprüfung durch die KfW wurden im August 1986 die erforderlichen Darlehens- und Projektabkommen abgeschlossen.

Die vom Lieferanten-Konsortium erarbeiteten detaillierten Lieferprogramme konnten anlaufen.

Aufgrund vorzüglicher Teamarbeit aller Beteiligten und Einsatz modernster, computergestützter Planungstechniken griffen alle Räder reibungslos ineinander und die ersten Lieferungen trafen noch im Spätsommer 1986 in Ankara ein.

Geliefert wurden 1986 ca. 345 km und 1987 ca. 1175 km duktiler Gußrohre verschiedener Durchmesser und die zugehörigen Formstücke. Das

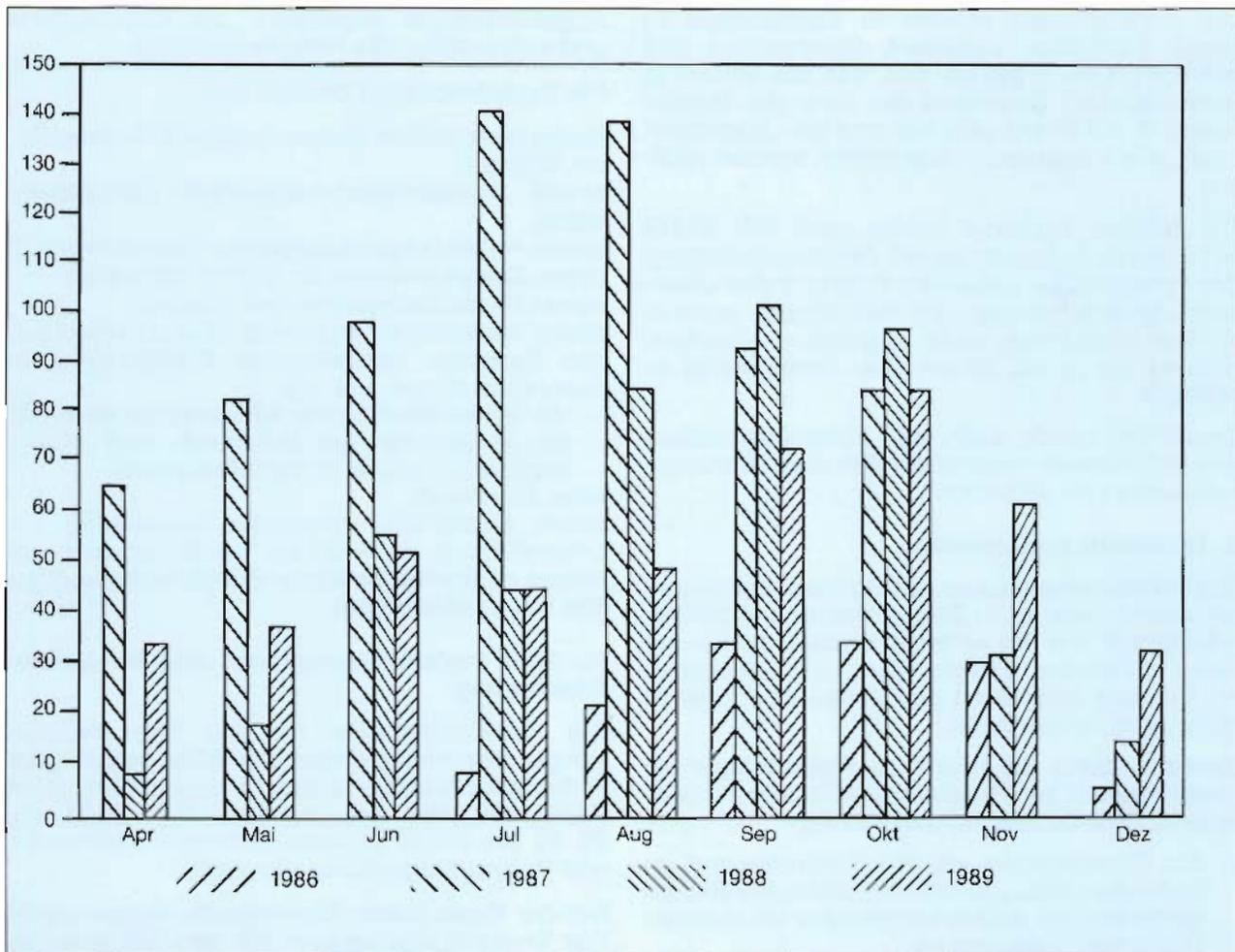


Bild 4: Monatliche Bauleistung von 1986 bis 1989

entsprach einem Gesamtliefergewicht von ca. 56600t Guß.

1988 wurde eine Vertragserweiterung verhandelt und dem Konsortium ein Zusatzauftrag zur Lieferung von weiteren 663 km Rohren und der zugehörigen Formstücke erteilt.

Geliefert wurden somit insgesamt bis Ende 1989 ca. 2433 km Rohre und zugehörige Formstücke.

7. Durchführung der Rohrleitungsbaumaßnahmen

In der Anfangsphase wurden die möglichen Verlegemengen zu hoch angesetzt. Jahresmengen von 800 bis 1000 km und mehr wurden diskutiert.

Da die traditionelle Bausaison wegen der Winterpause nur ca. sechs Monate beträgt, hätten monatlich im Schnitt 130 bis 170 km verlegt werden müssen. Bei sechs bis acht Wochen Arbeitsdauer am Gewerk wären immer ca. 250 bis 340 km Graben offen gewesen.

Unter Berücksichtigung der Maßnahmen anderer Versorgungseinrichtungen waren solche Durchschnittwerte nicht erreichbar.

Bild 4 zeigt die monatliche Bauleistung der Jahre 1986 bis einschließlich Oktober 1989.

Monatliche Verlegeleistungen von bis zu 140 km wurden erreicht. Aber die Jahresleistung bestimmten andere Faktoren, z.B.:

- später Beginn mit neuen Verträgen 1988 aus wirtschaftspolitischen Gründen zur Konjunkturbremsung/Inflationsbekämpfung.
- später Beginn mit neuen Verträgen in 1989 aufgrund politischer Veränderungen.

Insgesamt sind bis Ende 1989 verlegt worden:

1986	142 km	von 6 Firmen
1987	765 km	von 7 Firmen
1988	520 km	von 12 Firmen
1989	500 km	von 6 Firmen (geschätzt)

Insges. 1.927 km

Von diesen Firmen wurden ca. 82000 Hausanschlüsse ausgeführt.

Die ASKI selbst erstellte ca. weitere 60000 Hausanschlüsse, die aufgrund einer Bebauungsverdichtung in Gebieten ohne Rehabilitationsmaßnahmen oder zur Auswechslung alter Anschlüsse erforderlich wurden.

8. Bodenuntersuchungen

Mit Beginn der Bausaison 1987 wurde eine flächendeckende Bodenuntersuchung durchgeführt und eine Korrosionsstudie zur Erkundigung des korrosionschemischen Verhaltens auf Basis des DVGW-Arbeitsblattes GW 9 bzw. DIN 50927 Teil 3 erstellt.

Die Bodenproben wurden in Deutschland in einem Fachlabor analysiert, kommentiert und bewertet. Das Ergebnis war, daß die Böden in verschiedenen Gegenden der Täler der Bodenklasse II und III entsprachen und als „aggressiv“ bzw. „stark aggressiv“ angesehen werden mußten.

Die duktilen Gußrohre hatten nach DIN 30674 Teil 3 einen Zinküberzug mit Deckbeschichtung. Der Projektträger entschied aufgrund des Untersuchungsergebnisses, die Rohrleitung generell in einer steinfreien, nicht aggressiven Sandeinbettung bis zu ca. 30 cm über Rohrscheitel zu verlegen.

Empfohlen wurde auch, alle Flanschverbindungen mit Korrosionsschutzbinden und Schrumpfschläuchen zu umhüllen.

9. Qualifikationsnachweis

Qualifikationsnachweise der Rohrleitungsbauunternehmen, wie sie in Deutschland nach DVGW-Arbeitsblatt GW 301 verlangt werden, sind in der Türkei unbekannt. Erfahrung im Rohrleitungsbau mit duktilen Gußrohren gab es bei den meisten beteiligten Firmen nicht.

Deshalb stellte die KfW dem Projektträger ein Expertenteam zur Projektunterstützung zur Verfügung, das u.a. die Aufgabe hatte,

- das Projektträger- und Baufirmenpersonal im Rohrleitungsbau zu schulen und in die Besonderheiten des Rohrleitungsbaues mit duktilen Gußrohren einzuweisen,
- mit dem ASKI-Personal zusammen eine kontinuierliche Qualitätskontrolle durchzuführen.

Ausbildungsmaßnahmen werden generell vor Beginn jeder Bausaison und für neue Firmen vor Baubeginn durchgeführt. Sie umfassen:

- theoretische Einführung in den Rohrleitungsbau
- VIDEO-Film-Vorführungen von ASKI-Baustellen mit guten und schlechten Verlegebeispielen
- praktische Baumaßnahmen auf ASKI's Test- und Demonstrationsfeld mit Desinfektion, Druckproben und Unterdrückenbohrungen für Hausanschlüsse sowie während der Bauarbeiten
- gezielte Unterstützung der Baufirmen auf der Baustelle.

Als weiteres Lehrmaterial wird ein vor Ort erarbeitetes und unter Mithilfe der ASKI ins Türkische übersetztes Handbuch verwendet. Es enthält Richtlinien und Hinweise für die wichtigsten Baustellenaktivitäten.

10. Trägerförderung - Projektunterstützung

Anfang 1987 vereinbarten ASKI und KfW Maßnahmen zur Unterstützung der ASKI bei der Projektausführung. Eine deutsche Beratungsfirma wurde von der ASKI beauftragt, eine Expertengruppe zu entsenden. ASKI stellte dieser Gruppe

projekterfahrene Ingenieure als Counterparts und entsprechendes Hilfspersonal bei.

Die Expertengruppe besteht aus:

- einem technischen Berater (zugleich Gruppenleiter, Vollzeit)
- einem Korrosionsschutzexperten (Kurzzeiteinsätze)
- einem Rohrleitungsbauexperten (Saisoneinsatz)
- einem Computerexperten (Kurzzeiteinsätze)
- einem Hydraulikingenieur (ein Einsatz)
- einem technischen Büroleiter (Kurzzeiteinsätze) und Experten verschiedener Fachbereiche in Kurzzeiteinsätzen, u.a. für
 - die Rehabilitation der Wasserzählerwerkstatt
 - die Einführung von Durchfluß- und Druckmeßeinrichtungen im Verteilungsnetz
- einer Lokalkraft
- einem Buchprüfer (chartered Accountant) zur Unterstützung der ASKI bei der Einführung moderner computergestützter Buchführungsmethoden (Kurzzeiteinsätze).

11. ASKI Investitionsprogramm und Programmfinanzierung

Die Kostenschätzung für das Wasserversorgungsprogramm erstellte die ASKI selbst (Das Verhältnis der Lohn- zu den Materialkosten ist im Rohrleitungsbau mit duktilen Gußrohren ca. 20:80 bis 30:70 je nach Leitungsdurchmesser und Rohrbettungsmaterialkosten).

Auf der Basis dieser Kostenschätzungen wurde das Investitionsprogramm für den Zeitraum bis 1998 mit den potentiellen Darlehensgebern diskutiert und formuliert.

Programmschwerpunkte und zugehörige Investitionskosten auf Preisbasis 1988 ohne Inflationszuschlag sind:

- Weiterführung des Programmes zur Rehabilitation und Erweiterung des Verteilungsnetzes der Wasserversorgung US-\$ 279 Mio.
- Erweiterung und Rehabilitation des bestehenden Abwasserentsorgungssystems und der Regenwasserableitung US-\$ 350 Mio.
- Bau einer zentralen Kläranlage US-\$ 138 Mio.

Bild 5: Nicht nur dichtbesiedelte Gebiete galt es zu versorgen



Für die Finanzierung der Devisenkosten des Wasserversorgungsprogrammes gibt es Darlehensverträge mit

- der KfW für die Lieferungen von duktilen Gußrohren, Formstücken und Rohrleitungszubehör aus der BRD
- dem Kuwait Fund for Arabic Economic Development (KFAED) für Beratungsleistungen und die Beschaffung von Maschinen- und elektronischen Ausrüstungen
- dem European Resettlement Fund
- der englischen Regierung über die Erstellung des Wasserwerkes.

Die Finanzierung der lokalen Kosten, deren Anteil ca. 55 bis 60% der Gesamtkosten beträgt, soll aus eigenen Einnahmen der ASKI finanziert werden.

12. Umweltverträglichkeit

Das Wasserversorgungsprojekt ist eine technische Notwendigkeit und hat durch die Verringerung der Wasserverluste die folgenden positiven Effekte auf die Umweltbedingungen:

- Geringere Steigerung der Rohwasserentnahme aus den Speichern und erhöhte Wasserbereitstellung für landwirtschaftliche Bewässerungen und zur Flußbewirtschaftung,
- geringere Steigerung der aufzubereitenden Wassermenge, d.h. relative Einsparungen bei Elektrizität und Chemikalienverbrauch,
- geringere Steigerung der zu pumpenden Wassermenge,
- Kürzung von Erweiterungsinvestitionen für Talsperren, Aufbereitungsanlagen und Transportleitungen und somit Mittelfreisetzung für andere Investitionen,
- Reduzierung der Anzahl und Häufigkeit der Straßenschäden aufgrund austretenden Leckwassers und damit Reduzierung der Straßenreparaturkosten.

13. Schlußbemerkung

Die wichtigsten technischen und sozialen Gesichtspunkte eines solchen umfassenden Sanierungsprogrammes können unter den Stichworten zusammengefaßt werden:

- Das Wasserversorgungsprogramm ist eine technische Notwendigkeit zur Versorgung der Bevölkerung mit qualitativ einwandfreiem und quantitativ ausreichendem Trinkwasser und zur Anpassung an die Entwicklung,
- es verbessert insbesondere die Lebensverhältnisse der sozial schwächeren Bevölkerungsgruppen, die bisher nicht angeschlossen waren,
- es vermindert die Gesundheitsrisiken, die aufgrund einer unzureichenden Versorgung

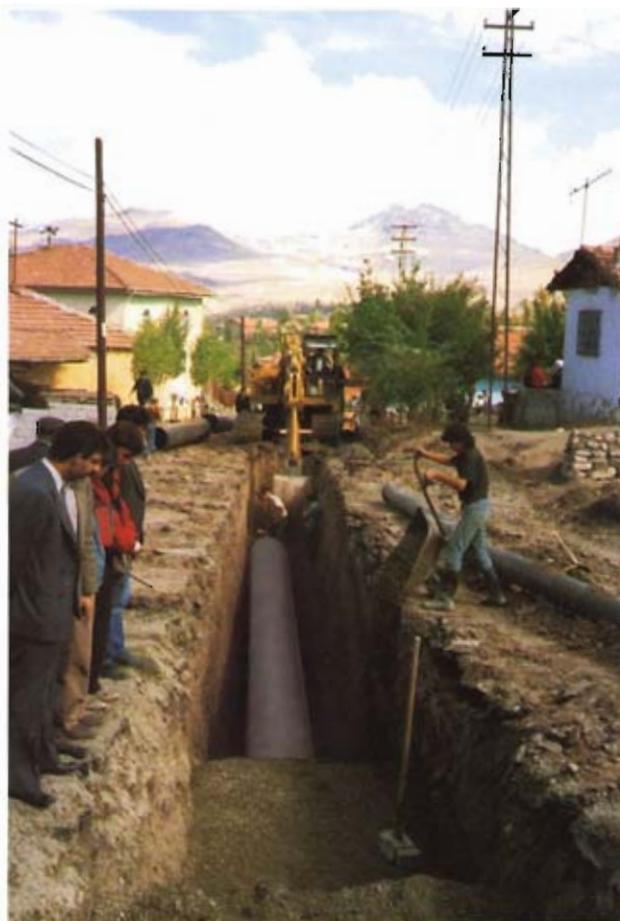


Bild 6: Die Verlegebedingungen waren oft schwierig

aus unsauberem Brunnen/Quellen und aus einem intermittierenden öffentlichen System durch den Ansaugeffekt von die Leitungen umgebendem Schmutzwasser entstehen.

Der Einfluß der externen Finanzierungsorganisationen auf Projektträger und Projekt garantiert:

- daß die Interessen der sozial schwächeren Bevölkerungsschichten mit einbezogen und berücksichtigt werden,
- daß kostendeckende Tarife eingeführt werden und die finanzielle und organisatorische Unabhängigkeit der Versorgungsunternehmen gestärkt wird,
- daß die Tarifstruktur so festgelegt wird, daß sozial schwächere Bevölkerungsgruppen nicht überfordert werden und die Kleinverbraucher die Großverbraucher nicht subventionieren,
- daß Umweltschutzinteressen berücksichtigt werden und
- daß technisch gute und kosteneffiziente Lösungen gewählt werden.

äußere als auch die innere Erschließung geplant. Dieser Vorentwurf mit Kostenschätzung fand allgemeine Zustimmung. Eine neue Gesellschaft zur Durchführung aller Aktivitäten, die Nürburgring GmbH, wurde gegründet und es wurden die baureifen Aufträge erteilt. Es wurde eine Rennstrecke mit 6,6 km langem Parcours festgelegt. Zum Aufgabengebiet der Planung gehörte die eigentliche Sportstrecke mit allen Neben- und Sicherheitseinrichtungen, Brücken, Tribünenanlagen, der Neu- und Ausbau klassifizierter Straßen und Parkplätze. Aber auch die Wasserversorgung war neu zu ordnen. Der alte Nürburgring besaß eine Anlage, die am Spitzentag etwa 200 m³ Wasser fördern konnte und neben der Versorgung des Nürburgringringes auch noch die Ortslage Nürburg mit versorgen mußte. Hier kam es immer wieder, schon in den früheren Jahren, zu Engpässen in der Wasserversorgung, und es war klar und erkennbar, daß mit diesen Anlagen ein neuer, geordneter Betrieb, der bis zu 200000 Zuschauer und Besucher versorgen sollte, nicht zu gewährleisten war.

Der Kreis Ahrweiler, der auch Mitgesellschafter in der Nürburgring GmbH ist, baute in dieser Zeit im östlichen Kreisgebiet eine neue Wasserversorgung auf. Diese, als überregionale Versorgungseinheit konzipierte Anlagentechnik sollte auch den Nürburgring beliefern.

Umfangreiche Abstimmungen waren zu treffen. Neue Schwierigkeiten tauchten auf, als die Finanzierung des Gesamtprojektes ins Stocken kam. Die Gesellschafter der Nürburgring GmbH steckten einen Kostenrahmen in Höhe von 78 Mio DM für die gesamte Maßnahme ab. Dies führte zu einer Reduzierung der Streckenlänge. Der neue Ring sollte demnach auf 4,5 km verkürzt werden. Die Besucher, die zunächst mit rd. 160000 bis 200000 angegeben waren, wurden in der neuen Konzeption auf 120000 Gäste festgelegt (Bild 1).

1981 wurde mit den ersten Bauarbeiten für den Nürburgring begonnen. Bereits seit 1978 liefen die Arbeiten für die äußere Wasserversorgung. Aus neu erstellten Wassergewinnungen in der Eifel, westlich des Nürburgringringes, mußte Wasser im Rahmen eines geeigneten Projektes, der sogenannten Bergtrasse, bis in die Nähe der Nürburg transportiert werden. Dort sollte das Wasser in einem zentralen Behälter gespeichert und an den Nürburgring abgegeben werden.

Neu, wie die Planungsaufgaben für eine moderne Grand Prix Strecke, waren auch die Anforderungen an die Planer der Wasserversorgung.

Was benötigen 120000 Besucher, die um einen 4,5 km langen Grand Prix-Bereich einem Rennschießen folgen, an Trink- und Brauchwasser?

Bemessungswerte für eine derartige Gestaltung der Rennstrecke lagen nicht vor. Sie mußten grob geschätzt und die geschätzten Grundlagen in Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen verglichen werden. In insgesamt 5 Alternativuntersuchungen wurden die innere und äußere Wasserversorgung des Nürburgringringes untersucht und die Lösungsansätze gegenübergestellt.



Bild 2: Brunnengebäude mit allen technischen Anlagen im Landschafts-Schutzgebiet

So sahen die Variationsmöglichkeiten aus:

- Aufteilung in mehrere Versorgungszonen
- Wasserturm im Tribünenbereich
- Tiefbehälter in der Tiefzone mit nachgeschalteter Hydrophoranlage
- eine Druckzone mit einem großen Hochbehälter
- ein hochliegender Wasserturm mit annähernd 1900 m³ Fassungsvermögen und Druckreduzierung in den unteren, tiefliegenden Teilen.

Fragen des Brandschutzes spielten mit in die Überlegungen hinein. Wenn auch auf der Rennstrecke selbst mit Schaumlöschfahrzeugen der direkte Brandschutz zu gewährleisten war, wurde von den Branddienststellen zunächst eine Feuerlöschmenge von 26,6 l/s an jedem Punkt der Rennstrecke gefordert.

Auch der Landschaftsschutz spielte eine große Rolle. Ein Wasserturm auf einem hohen Berg, weithin sichtbar, in der landschaftlich reizvollen Eifel wurde als störend empfunden. Selbst ein Wasserturm, verkleidet in die Tribünen eingebaut, brachte massive Kritik der Landschaftsschützer. Eine Kläranlage in einem Seitental stieß ebenfalls auf den Protest der Bevölkerung. Große Teichklärbecken sollten als Ersatz dienen. Fast 2 Jahre wurden benötigt, um die Wasserwirtschaft im inneren und äußeren Bereich zu planen, die widerstrebenden Interessen zu beseitigen und doch zu einem gütigen Einvernehmen zu gelangen. Die nunmehr zum Bau vorgesehene Alternative sah einen Anschluß an den Wasserversorgungszweckverband Eifel-Ahr, das ist das öffentliche Wasserversorgungsunternehmen in den beiden Verbandsgemeinden Adenau und Altenahr, vor (Bild 2). Als Betriebsführerin dieses Verbandes ist die Energieversorgung Mittelrhein GmbH (EVM) mit Sitz in Koblenz und einer Werksniederlassung in Adenau tätig.

Der ursprünglich recht hoch angesetzte Tagesverbrauch des Nürburgringringes konnte durch umfangreiche planerische Maßnahmen auf 2000 m³/d gesenkt werden. Dieser Bedarf sollte in 2 Behältern, einem Tief- und einem Hochbehälter, in der Nähe der Nürburg gespeichert werden. Beide Behälter sollten je 1000 m³ Inhalt erhalten. Ihre Füllung sollte von dem verbandseigenen Pumpwerk „Müllenbach“ aus geschehen. Für die



Bild 3: Nürburg und Nürburgring bestimmen das Bild in der Hocheifel

Bemessung der Verteilungsanlagen war vorausgesetzt, daß etwa 70% des Wasserbedarfes in der Zeit zwischen 10.00 und 16.00 Uhr auftritt, wobei hiervon wiederum 70% in den Pausen und nur 30% während der Rennen anfallen.

Damit ergab sich für die Hauptzuleitung zum Nürburgring als Leitungsdimensionierungsgröße $Q = 140$ l/s Trink- und Brauchwasser; $Q_{br} = 29,3$ l/s für den Feuerlöschfall.

Diesen Bemessungswerten lagen folgende sanitären Bereiche innerhalb des Nürburgringbesitzes zugrunde:

- 580 WC
- 860 Urinalstände
- 555 Waschbecken

Mit in die Versorgung einzubeziehen waren das Nürburgring-Hotel, das Nürburgring-Museum, das Fahrerlager und ein benachbarter Campingplatz.

Überblick zum Wasserbedarf

Gesamttagbedarf	$Q_d = 2.000 \text{ m}^3/\text{d}$
Verbrauch 10.00–16.00 Uhr	$Q = 1.400 \text{ m}^3/\text{d}$
Verbrauch in Rennpausen	$Q_{sp} = 490 \text{ m}^3/\text{h}$
pro 1000 Rennbesucher	$q = 1,13 \text{ l/s}$

Der Feuerlöschfall wird wie folgt abgedeckt:

- Die Rennstrecke selbst wird von Fahrzeugen mit Trockenlöschgeräten versorgt.
- Für die Marketenderstände und Tribünen aus nichtbrennbaren Baustoffen wurde eine Feuerlösch-Wassermenge von 26,6 l/s zur Verfügung gestellt. Bei dieser Menge und einer angenommenen Zeitdauer eines Brandes von 3 Stunden ergab sich eine vorzuhaltende Feuerlösch-Wassermenge von 287, aufgerundet 300 m³.

3. Baudurchführung und Inbetriebnahme

Im November 1981 wurde mit den ersten Bauarbeiten für die Rennstrecke begonnen. Umfangreiche Erdbewegungsarbeiten kennzeichneten über Monate das Bild der Hocheifel rund um den Nürburgring.

Nach Schaffung des grundlegenden Planums

konnten auch die Wasserversorgungs-Ringleitungen verlegt werden. Bei der Konzeption dieses Ringnetzes wurden verschiedene Betriebszustände berücksichtigt. Neben der Forderung nach ausreichenden Druckverhältnissen bei maximaler Wasserentnahme sind auch die hygienischen Verhältnisse in den Zeiten mit geringem Wasserverbrauch, also außerhalb des Renngeschehens und hier insbesondere im Winter, wichtig. Deshalb mußten Teilbereiche des Netzes so erstellt werden, daß durch Teilentleerungen Leitungen stillgelegt werden konnten, um in anderen Bereichen bei geringer Entnahme möglichst hohe Fließgeschwindigkeiten zu erreichen.

Nach ca. 2½-jähriger Bauzeit wurde der neue Nürburgring am 12. Mai 1984 eröffnet und seiner Bestimmung übergeben.

Die innere und äußere Wasserversorgung war auf diesen Zielpunkt ausgerichtet und es gelang, fristgerecht alle Maßnahmen durchzuführen. Spülung und Desinfektion des gesamten Systems mit entsprechender Chlordosierung brachte den gewünschten Erfolg.

4. Betriebserfahrungen

4.1 Maximal- und Rennbetrieb

Für die Verantwortlichen der Wasserversorgung waren die ersten größeren Rennen eine harte Bewährungsprobe. Würden sich die zunächst auf Erweiterung ausgelegten ersten Aufbaumaßnahmen bewähren und den erwarteten Besucherandrang voll versorgen können?

Bereits bei den ersten größeren Veranstaltungen zeigte sich, daß die Wasserbedarfsmengen ausreichend groß geschätzt waren, ja, daß sogar gegenüber der Auslegung eine gewisse Reserve vorhanden war. So bildete beispielsweise die Durchführung des Großen Preises von Deutschland in der Zeit vom 2. bis 5. August 1985 eine erste Belastung, da in dieser Zeit auch eine extreme Trockenheit und verhältnismäßig hohe sommerliche Temperaturen vorherrschten. Während des Trainingsbetriebes am Samstag wurden insgesamt rd. 650 m³ Wasser verbraucht.

Der eigentliche Renntag am Sonntag erforderte rd. 1000 m³, lag also bei etwa 50% der veran-

Bild 4: Oldtimer-Rennen erfreuen sich zunehmender Beliebtheit



schlagten maximalen Menge. Aber auch der Besucherandrang an diesen Tagen entsprach nicht der damals geschätzten maximalen Belegung. Statt der erwarteten rd. 120000 Besucher wurde das Rennen nur von rd. 70000 besucht.

Aber der Nürburgring wurde attraktiver. Andere Aktivitäten belebten das Programm; so gehörten beispielsweise musikalische Live-Veranstaltungen, Schlittenhunderennen im Winter und große Grand Prix-Wettbewerbe mit Lastwagen und Nutzfahrzeugen zum Programm (Bild 3, 4 und 5), wie auch andere Veranstaltungen ohne motorsportlichen Charakter.

Ein an den Pfingsttagen des Jahres 1985 durchgeführtes Rockkonzert brachte einen Besucherandrang von 75000 Teilnehmern und Gästen. Der Wasserverbrauch während dieser Veranstaltung, der generell anders aussieht als an Renn Tagen, betrug $980 \text{ m}^3/\text{d}$ (bei Stundenspitzen von rd. $200 \text{ m}^3/\text{h}$).

Einen Überblick über die Wasserabnahme des Nürburgringes seit der Inbetriebnahme im Jahre 1984 zeigt Bild 6.

Die Verbrauchswerte des vergangenen Jahres bei größeren Veranstaltungen zeigt nachfolgende Übersicht:

24-Stunden-Rennen am 17.06.1989

Besucher: rd. 120.000
Maximale Spitze: $1.440 \text{ m}^3/\text{d}$
Stundenspitze zwischen 17.00 und 18.00 Uhr:
 $101 \text{ m}^3/\text{h}$

Bild 5: Der Start- und Zielbereich des neuen Nürburgringes

Truckrennen vom 14. bis 16.07.1989

Besucher: rd. 132.000
Maximale Spitze: $1.500 \text{ m}^3/\text{d}$
Stundenspitze zwischen 15.00 und 16.00 Uhr:
 $105 \text{ m}^3/\text{h}$
Stundenspitze zwischen 11.00 und 12.00 Uhr:
siehe Bild 7

Oldtimer-Rennen am 05.08.1989

Besucher: rd. 35.000
Maximale Spitze: $990 \text{ m}^3/\text{d}$
Stundenspitze zwischen 18.00 und 19.00 Uhr:
 $65 \text{ m}^3/\text{h}$

Einen beispielhaften Überblick über den Tagesverbrauch eines Rennens zeigt Bild 7.

Ein Vergleich der in der Praxis aufgetretenen Verbrauchswerte mit den Planungsansätzen und geschätzten Zahlen zeigt, daß zur Zeit ausreichende Reserven gegeben sind. Dabei ist jedoch immer zu berücksichtigen, daß besondere Ereignisse und Feuerlöschbedarf bisher nicht eingetreten sind.

4.2 Sommer- und Winterbetriebsphase

Die Nürburgring GmbH hat eine eigene Wasserversorgungsanlage zur Bedarfsdeckung der Rennstrecke erstellt. Diese umfaßt im wesentlichen:

- Einen neu erstellten Hochbehälter in Rechteckform mit je 2 Kammern mit 500 m^3 Inhalt, als $V_g = 1000 \text{ m}^3$



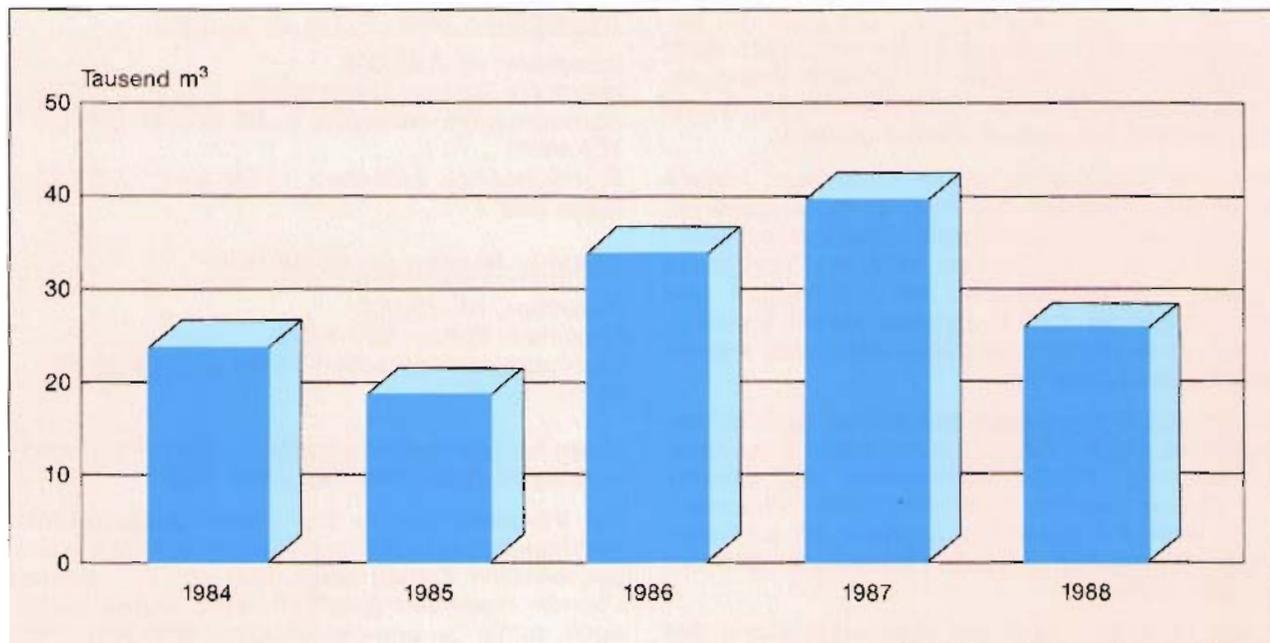


Bild 6: Wasserabnahme des Nürburgring 1984 bis 1988

- Einen alten Hochbehälter aus den Anfängen des Nürburgring mit $V_g = 450 \text{ m}^3$ (Baujahr 1927)
- 1682 m Falleitung aus duktilen Gußrohren DN 400
- 8320 m Verteilungsleitungen, vorzugsweise duktiles Gußrohr, ZM-ausgekleidet, PE- und einige wenige PVC-Leitungen in den Nennweiten DN 63 bis DN 300

Für den Betrieb der Wasserversorgung innerhalb der Rennstrecke wurde ein Betriebsplan erstellt.

Die EVM als Betriebsführerin des Zweckverbandes übernahm die praktische Abwicklung der Wasserversorgung innerhalb des Nürburgring. Im Normalfall werden die Anlagen über die Falleitung DN 400 aus dem neuen Hochbehälter mit $V_g = 1000 \text{ m}^3$ versorgt. Bei extremem Verbrauch, bei hohem Besucherandrang, kann der alte Hochbehälter „Nürburg“, $V_g = 450 \text{ m}^3$, bedarfsweise als zusätzlicher Speicherraum befüllt werden und die Versorgungseinheit stabilisieren. Er ist über eine separate Stichleitung an die Falleitung angebunden.

Für die Abwicklung des Betriebes werden verschiedene Betriebszustände unterschieden.

4.2.1 Sommerbetrieb

Die Rennsaison am Nürburgring läuft etwa von Anfang März bis Mitte November.

In dieser Zeit sind alle Bereiche des gesamten Wasserversorgungsnetzes gefüllt und in Betrieb. An den Renntagen selbst treten durch das hohe Besucheraufkommen die Spitzenbelastungen der Wasserversorgung auf, für die das Netz im einzelnen konzipiert und berechnet ist.

4.2.2 Maximale Abnahme

Vor besonders zuschauerintensiven Ereignissen

kann der alte Wasserbehälter „Nürburg“ zur Versorgung mit herangezogen werden. Zu diesem Zwecke wird er nach vorheriger Desinfektion gefüllt. Damit wird das Gesamtspeichervolumen auf ca. 1500 m^3 angehoben. Das vorgelagerte Pumpwerk „Müllenbach“ ist an die Bergtrasse angeschlossen. Bestimmender Haupthochbehälter der Bergtrasse ist der HB „Auf der Schnapp“ mit $V_g = 3000 \text{ m}^3$ Nutzinhalt.

Innerhalb der Vorbereitungen für eine maximale Abnahme werden alle Behälterräume optimal gefüllt und für den Rennbetrieb vorgehalten. Nach Beendigung des Ereignisses auf dem Nürburgring werden wiederum Teilbereiche zurückgefahren, so daß der eingeschränkte Betrieb die normale Durchführungsphase darstellt.

4.2.3 Eingeschränkte Abnahme

Außerhalb des Rennbetriebes wird deutlich weniger Wasser verbraucht. Der Verbrauch beschränkt sich dann im wesentlichen auf die Entnahmestellen der Verwaltung, des Sporthotels, der Fahrerlager, des Start- und Zielraumes, des Rennsportmuseums und auf die äußeren Anlagen, wie zum Beispiel den Campingplatz.

Eine Entleerung der nicht benutzten Rohrstränge ist nur für größere Zeiträume sinnvoll und bleibt deshalb vor allen Dingen auf den Winterbetrieb beschränkt.

Durch gezielte Entnahme in den Rohrsträngen, an denen sich keine ständigen Verbraucher befinden, wird während des eingeschränkten Betriebes sichergestellt, daß das Wasser nicht länger als 1 Woche in den Rohrleitungen steht. Damit bleibt das Versorgungsnetz für die gesamte Dauer der Rennsaison einsatzbereit.

Durch automatische Spülung der Toilettenanlage wird erreicht, daß dieser ständige Durchfluß gegeben ist.

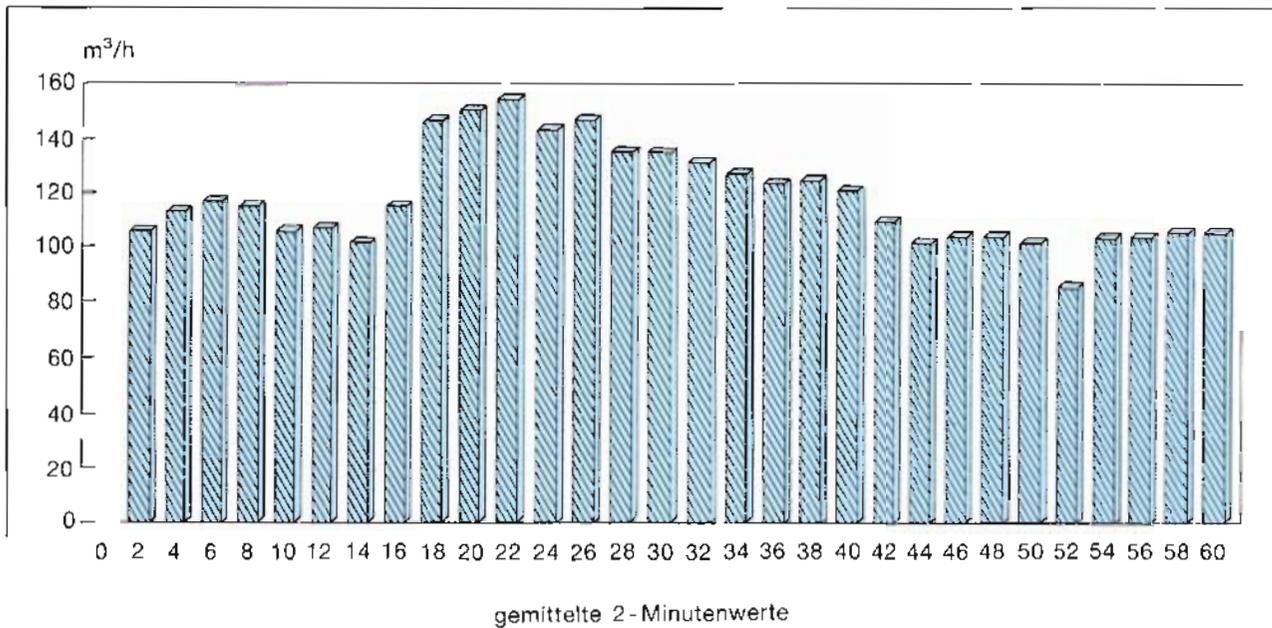


Bild 7: Truck Grand Prix: Wasserverbrauch zwischen 11.00 und 12.00 Uhr

4.2.4 Winterbetrieb

Im Winter finden keine Rennveranstaltungen statt. Damit geht der Wasserverbrauch über einen längeren Zeitraum stark zurück. Insbesondere in der Hohen Eifel dauern die Winter recht lang und es ist in diesem Falle günstig, die Leitungsabschnitte, die frostgefährdet sein können, vollkommen zu entleeren. Aus diesem Grunde wird das Rohrnetz des Nürburgringes soweit wie möglich während der Wintermonate geleert. Im Winterbetrieb wird auch die ca. 1,6 km lange Falleitung DN 400 entleert, um für einwandfreie hygienische Verhältnisse zu sorgen. Die Einspeisung des Ortsnetzes erfolgt über die sogenannte Winterverbindungsleitung zwischen den einzelnen Systemen.

4.2.5 Wiederinbetriebnahme

Das Gesamtleitungsvolumen aller zum Nürburgring gehörenden Versorgungsleitungen hat rd. 400 m³ Inhalt.

Da fast das gesamte Netz einschließlich der Falleitungen im Winter entleert ist, erfolgt die Desinfektion zur Inbetriebnahme am zweckmäßigsten vom Hochbehälter aus. Hierzu wird der alte Behälter mit Wasser gefüllt und eine entsprechende Chlordesinfektionslösung angesetzt. Nach dem DVGW-Arbeitsblatt W291 soll die Chlorkonzentration der Desinfektionslösung ca. 10 bis 100 mg/l betragen. Bei der Arbeitsabwicklung wurde mit einer Konzentrationshöhe von 50 mg/l eine ausreichend sichere Desinfektion gefunden. Die Wasserversorgung wird nun kurz unterbrochen; der gesamte Nürburgring wird mit der angesetzten Desinfektionslösung befüllt. Die Standzeit beträgt 24 Stunden. Nach erfolgter Desinfizierung wird das Gesamtsystem gespült und an einem Tiefpunkt das ausgespülte Wasser mit Natriumthiosulfat neutralisiert und in das Regenwasserkanalsystem abgegeben. Liegt der

Chlornachweis unter 0,3 mg/l, wird an den insgesamt 135 Hydranten ausgespült. Als Anhaltswert für die Spülung wird ein dreifacher Austausch der Leitungsinhalte und Hauptstränge eingehalten.

Nach Durchführung der Desinfektion wird über bakteriologische Untersuchungen die Keimfreiheit der Leitungen nachgewiesen.

5. Bewertung des bisherigen Betriebes

Die nunmehr vorliegenden Betriebserfahrungen von 5 Jahren lassen es zu, eine Bewertung der Planungsansätze und der betrieblichen Erfahrungen vorzunehmen.

Dabei ist festzustellen, daß die ursprünglich der Planung zugrunde gelegten Entwurfswerte

- 120000 Besucher
- je 15 Zuschauer = Einwohnergleichwert (EGW) mit einem Verbrauch von 250 l/d
- Gesamtverbrauch $Q_{d1} = 2000 \text{ m}^3/\text{d}$
- hauptsächlich Verbrauch zwischen 10.00 bis 16.00 Uhr mit insgesamt 70 %
- während der übrigen Zeit = 30 % des Tagesverbrauches
- die Spitzenbelastung des Netzes in den Pausen von insgesamt 2 Stunden und Bemessung des Netzes auf diesen Wert

sich weitgehend bestätigt haben.

Die betrieblichen Erfahrungen sind positiv.

Die Außerbetriebnahme im Winter, die eingeschränkte Versorgung zu Zeiten ohne Rennbetrieb haben sich bewährt. Dabei wurden mit der Desinfektion, mit dem Spülen und mit den allgemeinen betrieblichen Handhabungen gute Erfahrungen gemacht. Dank des neuen Rohrnetzes, überwiegend aus duktilem Gußrohrmaterial, sind die Verluste und Schadensfälle innerhalb der

5jährigen Betriebszeit äußerst gering gewesen. Vorzugsweise traten Wasserverluste innerhalb der Sanitärstände, der WC's und der Handwaschbecken auf. Das erdverlegte Rohrleitungssystem hat bisher zu keinerlei Beanstandungen oder Schadensfällen geführt. Die auf Ausbau angelegte Speicherbevorratung hat bisher ihre Bewährung bestanden. Es besteht zur Zeit nicht die Überlegung, den Hochbehälter-Speicherraum zu vergrößern.

Die chemische und bakteriologische Wasserqualität war stets zufriedenstellend.

6. Zusammenfassung

Der in den Jahren 1981 bis 1984 erstellte neue Nürburgring hat sich in der sportlichen Welt einen guten Namen als Grand Prix-Strecke erworben. Die neu gestalteten Zuschauerränge und das Umfeld des Nürburgringens haben ihre Tauglichkeit bewiesen.

Dies gilt in gleichem Maße für die Wasserversorgung dieser Rennstrecke. Das in der Planung prognostizierte Verbrauchsverhalten ist weitgehend eingetroffen, wenn auch die großen Spitzen bisher ausgeblieben sind. Ebenfalls sind die

Tages- und Stundenverbrauchswerte noch unterhalb der Ansätze, und es sind ausreichende Reserven vorhanden.

Die vorgesehene Betriebsweise mit Außerbetriebnahmen des größten Teiles der Anlagen, mit reduziertem Betrieb während der nicht so intensiv genutzten Phasen, haben sich sehr bewährt.

Nahezu 80 Mio. DM wurden für die Neuherstellung des Ringes aufgewandt, um eine Region mit besonders problematischer Arbeitsplatzsituation in ihrer Gesamtstruktur zu verbessern. Der Wirtschaft im hohen Eifelraum kommt zugute, daß etwa rd. 260 000 Menschen jährlich die Rennveranstaltungen besuchen, weitere rd. 250 000 Besucher die Möglichkeit zur Besichtigung oder zu Rundfahrten auf der Rennstrecke nutzen und sich bisher rd. 100 000 für das äußerst moderne Rennsportmuseum interessierten.

Die bisherigen Erfahrungen mit der neu aufgebauten Wasserversorgung haben gezeigt, daß der Bedarf dieser Besucher an Trink- und Brauchwasser durch den aufgebauten Wasserversorgungsbereich abgedeckt und ausreichend versorgt werden kann.

Heberleitung DN 200 für den Badesee der Stadt Freudenberg/ Main

Von B. Präger

1. Einleitung

Die Stadt Freudenberg/Main ist die nordwestlichste Stadt des Main-Tauber-Kreises (Baden-Württemberg) und liegt am südöstlichen Mainufer.

Freudenberg ist ein anerkanntes Erholungsgebiet mit vielen Freizeiteinrichtungen.

Die am Mainufer vorgelagerten Sand- und Kiesvorkommen wurden abgebaut und die stillgelegten Flächen sind zu herrlichen Freizeitanlagen und Biotopen rekultiviert worden.

Der vorhandene Badesee hat eine nutzbare Wasserfläche von 2,0 ha. Dieser Badesee (Bild 1) liegt im Oberwasser vom Main und sein Ruhewasserspiegel liegt auf der gleichen Wasserspiegelhöhe wie der Main. Getrennt ist der Main vom Badesee durch einen künstlich aufgeschütteten Damm. Die Wassereinspeisung erfolgt über den Grundwasserzufluß, der teilweise aus dem Ufer-

filtrat und teilweise aus zulaufendem Hangwasser besteht.

In einem Abstand von ca. 900 m vom Badesee ist die Freudenberger Mainschleuse mit dem anschließenden Unterwasser.

Damit ein ordnungsgemäßer und hygienischer Badebetrieb während der Sommermonate erreicht werden kann, wird in der Badesaison der Badeseewasserspiegel um ca. 0,68 m abgesenkt und auf diesem Niveau gehalten. Die Absenkung und die Niveauehaltung erfolgt mit elektrisch betriebenen Unterwasserpumpen, die wasserstandsabhängig gesteuert sind.

Das Wasser wird über eine kurze Druckleitung DN 100 in eine Freispiegelleitung gepumpt und läuft von da aus in das Oberwasser des Mains (Bild 2).

Da für die Absenkung des Badesees jedes Jahr für die Stadt Freudenberg erhebliche Unkosten anfallen, wurden bereits vor ca. 15 Jahren Überlegungen angestellt, den Badesee über eine Freispiegelleitung in das Unterwasser des Mains unterhalb der Schleuse zu entwässern. Aus Kostengründen wurde jedoch dieses Vorhaben nicht realisiert.

Im Zuge der Abwasserbeseitigung der Stadt Freudenberg wurde es jedoch erforderlich, parallel zum Main eine Abwasserleitung mit Freispiegelgefälle zu verlegen. Es wurde in diesem Zusammenhang nochmals überlegt, ob in der gleichen Arbeitstrasse ca. 460 m – wie die Kanalrohrverlegung – eine Badeseeabflußleitung mit Freispiegelgefälle wirtschaftlich zu vertreten ist. Die Kostenberechnung hat jedoch gezeigt, daß erhebliche Strecken tiefer als der Mainwasserspiegel liegen und nur mit erheblichem Spundungsaufwand das anstehende Grundwasser zu beherrschen ist, um die Freispiegelleitung zu verlegen.

Bild 1: Badesee der Stadt Freudenberg/Main



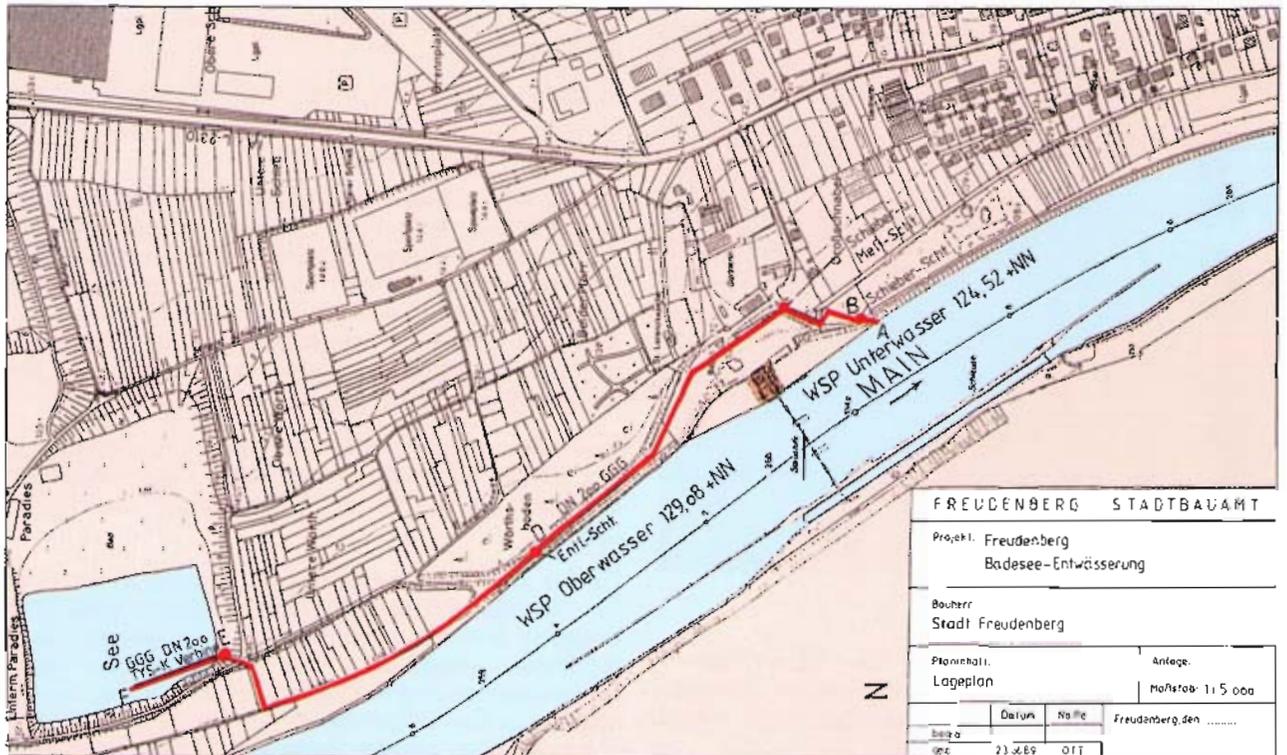


Bild 2: Lageplan Badesee und Heberleitung

Bei weiteren Überlegungen, wie die Pumpkosten am Badesee reduziert werden können, kam der Gedanke, eine Heberleitung zu bauen, die vom Badesee bis zum Main im Unterwasser über eine Gesamtlänge von ca. 1000 m verlegt werden sollte.

Der Vorteil dieser Heberleitung bestand darin, daß die Leitung vom Unterwasser bis zum Punkt D (siehe Bild 2) mit in die Trasse der Kanalfreispiegelleitung verlegt werden konnte, keine zusätzlichen Erdarbeiten auftreten und Übertiefen vermieden würden.

Diese Lösung wurde favorisiert und war wirtschaftlich vertretbar.

2. Planungsgrundlage

Mit der Planung für die Badeseeheberleitung wurde das Ingenieurbüro „UFT Umwelt- und Fluid-Technik Dr. Brombach GmbH“, Bad Mergentheim, beauftragt.

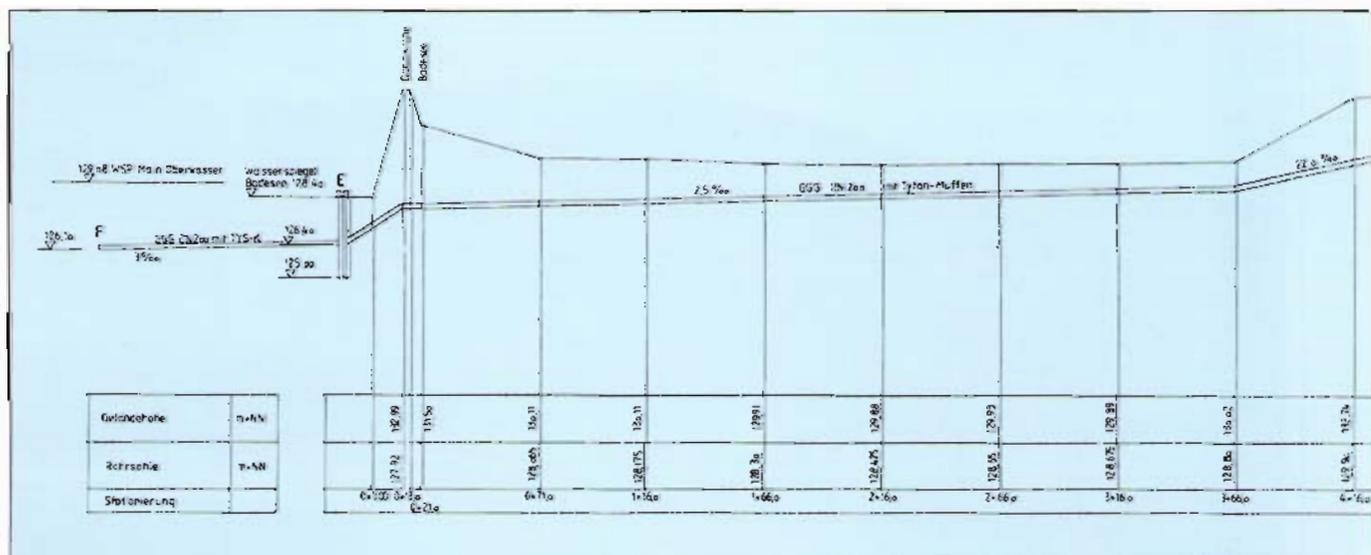
Folgende technische Daten wurden vorgegeben:

Abflußleistung bei Dauerbetrieb $Q = 15 \text{ l/s}$

Abflußleistung bei Reinigungsbetrieb $Q = 25 \text{ l/s}$

Länge der gesamten Leitung $L = 1000 \text{ m}$

Bild 3: Längenschnitt der Heberleitung



DN	d m	d/k _b	λ	ζ _{V,R}	ζ _V	Q _{ab} l/s	v m/s
200	0,1994	797,6	2,074 · 10 ⁻²	104,02	106,42	28,4	0,91
150	0,1418	567,2	2,263 · 10 ⁻²	159,60	162,00	11,66	0,74
100	0,0974	389,6	2,503 · 10 ⁻²	256,95	259,35	4,35	0,58

d Rohrdurchmesser λ Rohrreibungszahl ζ_V Gesamt-Druckverlustzahl v Strömungsgeschwindigkeit
k_b betriebl. Rauigkeit ζ_{V,R} Reibungsverlustzahl Q_{ab} Abflußleistung

Tabelle 1

Ruhewasserspiegel Badesee/Main Oberwasser H₁ = 129,08 m + NN
Wasserspiegel Badesee Badesaison H₂ = 128,40 m + NN
Sohle Badesee (Pumpenhaus) H₃ = 124,80 m + NN
Wasserspiegel Main Unterwasser H₄ = 124,52 m + NN

Nach einschlägigen Erfahrungen sollte bei Heberleitungen der Unterdruck von 0,6 bar nicht unterschritten werden, damit das Wasser nicht verdampft und ein Abreißen der Heberströmung unterbunden wird.

3. Berechnung der Abflußleistung

Der Abfluß einer vollgefüllten Druckrohrleitung berechnet sich nach der Formel

$$Q = \sqrt{\frac{1}{\zeta_{V+1}}} \cdot A \cdot \sqrt{2gH}$$

Darin sind: ζ_V Druckverlustzahl der gesamten Verluste

A Querschnittsfläche des Rohres

H Differenz zwischen Eintritts- und Austrittsdruckhöhe

Die Druckverlustzahl ζ_V setzt sich aus folgenden Einzelverlusten zusammen:

ζ_{V,E} = 1,0 Eintrittsverlust
ζ_{V,S} = 0,4 Verluste durch Rohreinbauten (2 Schieber à 0,2)
ζ_{V,R} = 2 · $\frac{L}{d}$ Verluste durch Rohrreibung
ζ_{V,A} = 1,0 Austrittsverlust

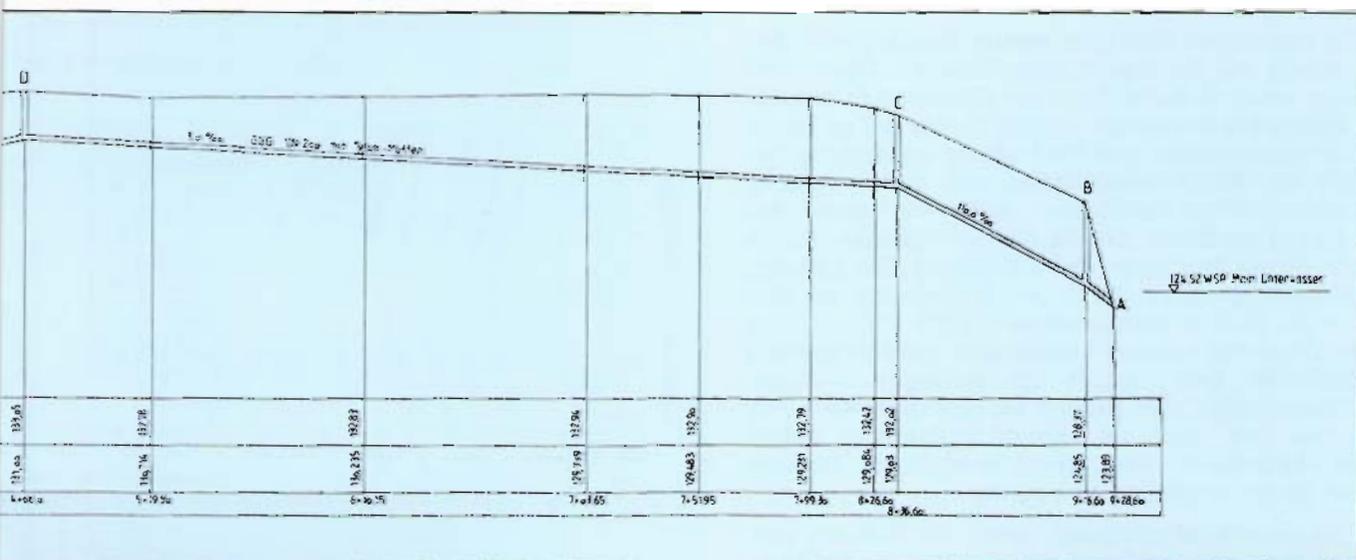
Die Berechnung von Reibungsverlusten in Druckrohrleitungen ist abhängig vom Verhältnis des Rohrdurchmessers *d* und der Rauigkeit *k*. Die absolute Rauigkeit wird nach ECK [1] für duktile Gußrohre mit *k* = 0,0015 angegeben. Um auch die mögliche Inkrustierung und Lageungenauigkeiten zu berücksichtigen, wird zur Berechnung nach A 110 [4] eine betriebliche Rauigkeit *k_b* mit 0,25 mm angenommen. Damit kann man von voll ausgebildeter Turbulenz ausgehen. Zur Berechnung der Rohrreibungszahl λ gilt dann die Formel von Prandtl

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \lg 3,715 \frac{d}{k} \text{ oder } \lambda = \frac{0,25}{(\lg 3,715 \frac{d}{k})^2}$$

Damit berechnet sich die Reibungsverlustzahl ζ_{V,R} zu

$$\zeta_{V,R} = \lambda \cdot \frac{L}{d}$$

Aus den gegebenen Daten und der Berechnung durch Gleichung (1) und (2) ergeben sich für verschiedene Rohrnennweiten die in Tabelle 1 aufgeführten Abflußleistungen und Strömungsgeschwindigkeiten. Die Saughöhe *H* in Gl. (1) wird mit H₁ - H₄ = 4,56 m angenommen.



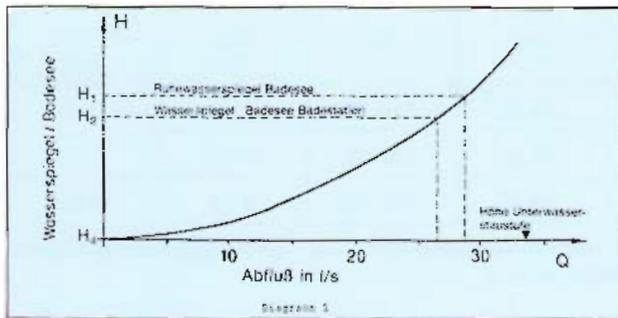


Bild 4: Abflußleistung der Leitung DN 200 in Abhängigkeit von der Saughöhe H

Nach den Ergebnissen der Berechnung wird die geforderte Mindestabflußleistung von 25 l/s mit einer Leitung der Nennweite 200 erreicht. Alle weiteren Berechnungen beziehen sich auf diese Nennweite.

Aus den einzelnen Druckverlustzahlen ζ_v und der Strömungsgeschwindigkeit v ergeben sich die Einzelverlusthöhen zu

$$h_v = \zeta_v \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Der überwiegende Teil der Verluste kommt von der Rohrreibung, so daß fast die gesamte Verlusthöhe zu Lasten der Reibung geht.

Der maximale Unterdruck beträgt ca. 5,0 m (ausgehend vom Wasserspiegel H_2 des Sees bei Badebetrieb). Bei weiterem Entleeren des Sees könnte die kritische 6 m-Marke erreicht werden. Es wird deshalb angestrebt, bei C und D (siehe Bild 3) die Heberleitung möglichst abzusenken.

Die Kurve in Bild 4 zeigt die Abflußleistung der Leitung DN 200 in Abhängigkeit von der Saughöhe H. Sollte der Abfluß beim Wasserstand für Badebetrieb zu groß sein, so muß am Ende der Leitung B mit einem Schieber reguliert werden.

4. Lösungsmöglichkeiten

Zum Betrieb der Heberleitung ist eine hundertprozentige Entlüftung unbedingt erforderlich. Grundsätzlich gibt es drei Möglichkeiten, die Leitung zu betreiben:

Bei der ersten Methode werden beide Enden der Leitung mit Schiebern verschlossen. Dann wird über einen Befüllstutzen am höchsten Punkt der Leitung bei D Wasser eingefüllt, bis die gesamte Luft ausgetreten und die Leitung vollständig befüllt ist. Nach Verschließen des Befüllstutzens wird zunächst der Einlauf, dann der Auslauf der Leitung geöffnet. Große Schwierigkeiten dürfte bei dieser Methode die Entlüftung der Leitung, besonders zwischen D und E bereiten, da hier nur ein Gefälle von teilweise 0,25% vorliegt. Das Befüllen der Leitung könnte sich sehr langwierig gestalten und wegen der geringen Steiggeschwindigkeit der Blasen könnte man nie völlig sicher sein, daß die Leitung vollständig befüllt ist. Springt die Leitung dann nicht an, beginnt die ganze Prozedur von vorne.

Eine zweite Möglichkeit wäre, die Leitung vom Badesees aus zunächst mit Pumpen zu befüllen.

Bei vollgefüllter Leitung könnte dann ein Bypass geöffnet und die Pumpen abgeschaltet werden. Das Entlüftungsproblem gestaltet sich hierbei anders. Um die Luft aus der Leitung zu bringen, muß beim Pumpen die Strömungsgeschwindigkeit v des Wassers größer sein als die Steiggeschwindigkeit v_r der Luftblasen im steilsten Teil der Leitung. Maßgebend wäre hier das Ende der Leitung. Aus dem Längsschnitt ergibt sich ungefähr ein Abfall von 6,5m auf 25m Länge. Daraus ergibt sich ein Gefälle von 26% bzw. ein Winkel von $14,3^\circ$. Nach ERVINE [3], siehe Bild 5, ergibt sich hierfür mit $v_r / \sqrt{gd} = 0,62$ die Aufstiegs- geschwindigkeit v_r zu 0,87 m/s. Es müßte also zunächst mit Hilfe der Pumpen ein Abfluß von $Q > v \cdot A > 27$ l/s erzeugt werden.

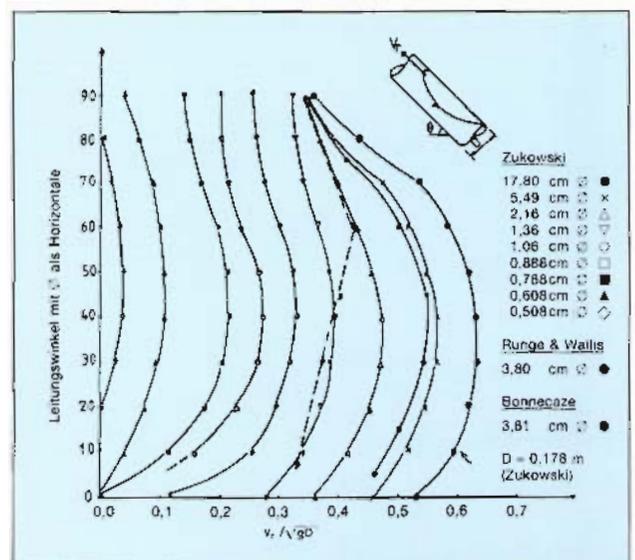
Um die Abflußleistung über die der Heberleitung zu steigern, könnte man als dritte Möglichkeit eine Pumpe auch im Dauerbetrieb mitlaufen lassen. Mit dieser Kombination aus Booster-Pumpe und Heber hätte man auch eine höhere Leistung als die bisherige Pumpenleitung.

Die Leitung sollte wegen des auftretenden Unterdruckes in PE-HD-Rohr PN 6 ausgeführt werden. Außendurchmesser 225 mm, Wanddicke 12,8 mm.

Es wird die Verwendung von strömungsgünstigen Armaturen vorausgesetzt, z.B. Keilflachschieber ohne Schiebersack oder Plattenschieber mit einer Druckverlustzahl $\zeta_{v,s} = 0,2$.

Außerdem wird empfohlen, an den im Längsschnitt eingezeichneten Stellen der Leitung Kontrollschächte einzubauen. Es wird vorgeschlagen, ein T-Stück einzubauen, auf dem man eine Verschlußplatte mit Manometer und Entlüftungs- hahn aufschraubt. So könnte der Druck in der Leitung überwacht und diese nötigenfalls be- oder entlüftet werden. Durch Abschrauben der Platte hätte man auch einen guten Zugang für Wartungsarbeiten an der Leitung.

Bild 5: Steiggeschwindigkeit der Luftblasen in Abhängigkeit von Leitungswinkel und Rohrdurchmesser



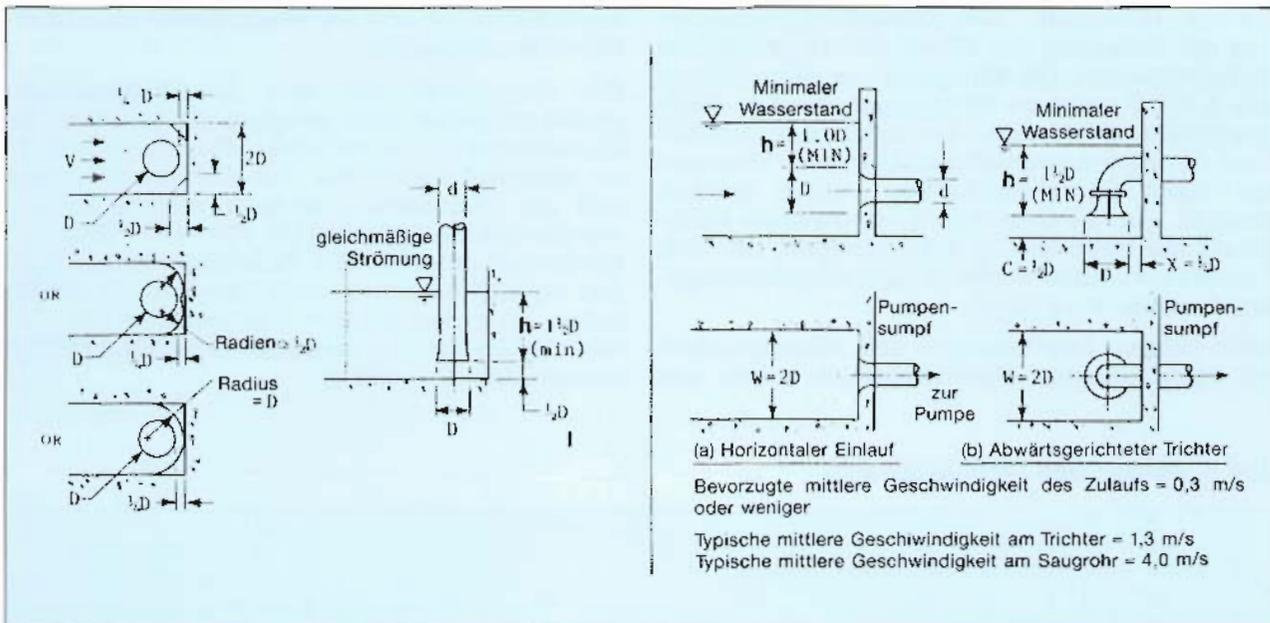


Bild 6: Empfehlungen zur Gestaltung von Pumpensämpfen, aus [5]

5. Weitere Regeln zum Betrieb der Leitung

- Der Einlauf muß stets genügend weit eingetaucht sein, um das Einsaugen von Luft zu verhindern (Wirbelbildung, siehe Bild 6).
- Der Auslauf A muß ebenfalls unter Wasser liegen, um das Leerlaufen des abfallenden Astes zu vermeiden.
- Die Regulierung des Abflusses sollte am Auslauf A vorgenommen werden. Dadurch wird die Drucklinie angehoben. Beim Regulieren am Einlauf würde man die Drucklinie absenken, wodurch der kritische Druck von 6m wieder erreicht werden könnte.
- Der Schieber am Auslauf darf nur langsam geschlossen werden, da es sonst zu einem

Bild 7: Verlegearbeiten

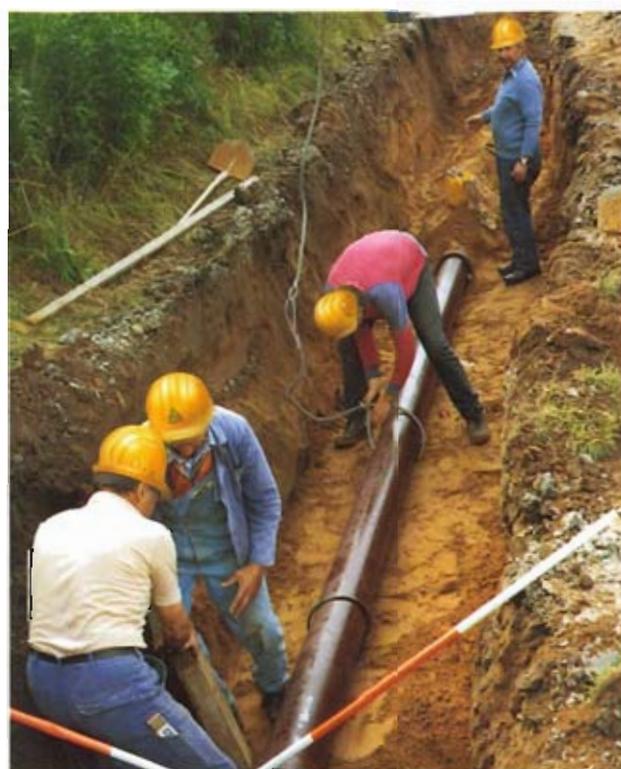


- Druckstoß kommen kann, der die Leitung beschädigen könnte.
- Beim Einschalten der Pumpe muß der Ausfallschieber ebenfalls geöffnet sein (Druckstoß).

6. Bauausführung

Im Planungsstadium wurde ein Rohrmaterial aus PE-HD vorgeschlagen. Die Anforderungen an die Heberleitung sind größer als bei einer Druckleitung, da eine optimale Dichtheit der Leitung und deren Verbindung erforderlich ist. Aus technischen Gründen gibt es jedoch beim Bauablauf

Bild 8: Verlegearbeiten



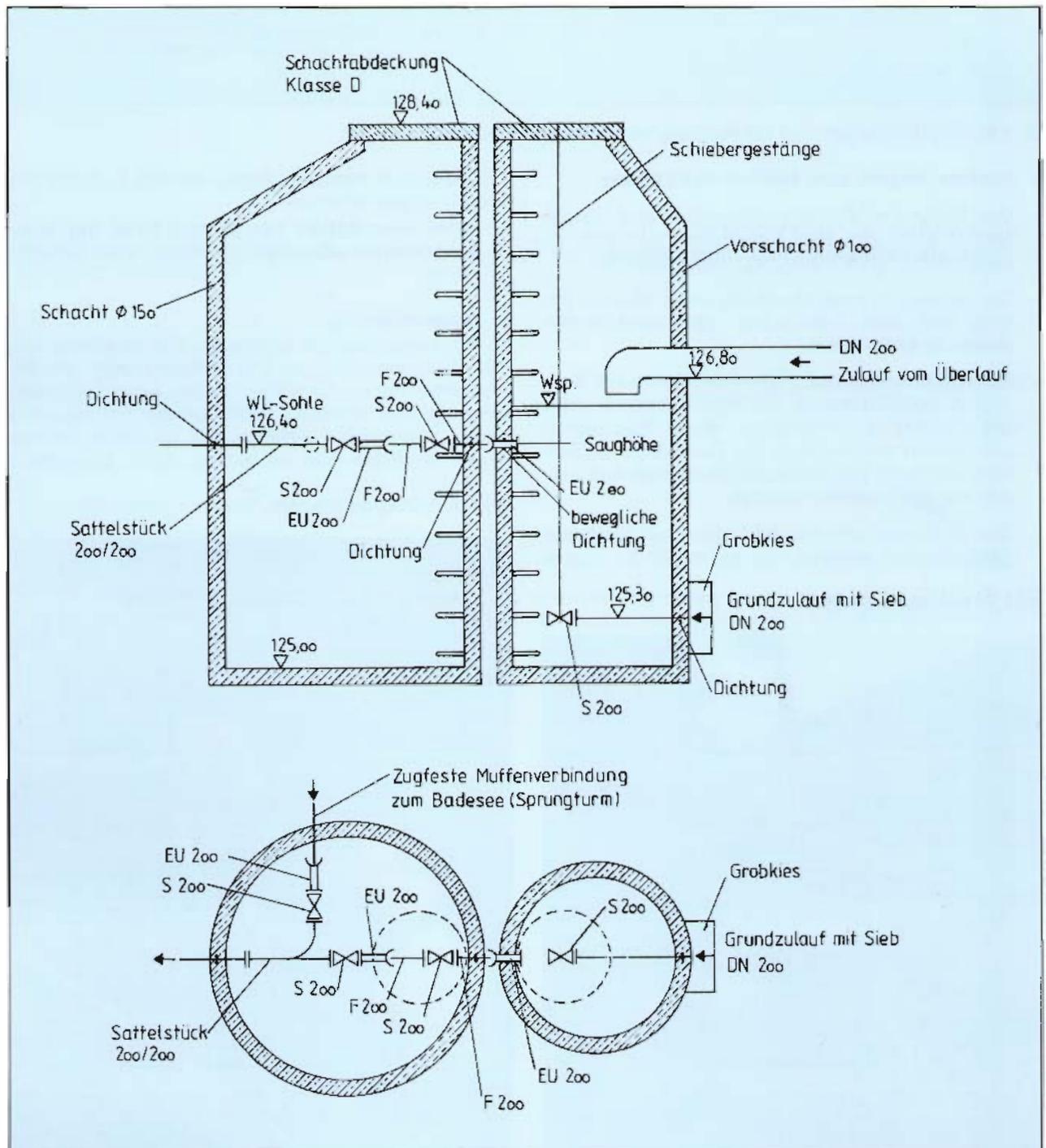
mit der Rohrlänge, den Schweißverbindungen und der Verlegung der PE-HD-Rohre erhebliche Schwierigkeiten. Die Verlegung der Heberleitung von A bis D sollte im Rohrgraben der Kanalfreispiegelleitung erfolgen. Da durch den erheblichen Grundwasseranfall verschiedene Strecken nur durch Spundwandverbau verlegt werden konnten, war es erforderlich, im gleichen Verlegetakt die Heberleitung mitzulegen, und der Rohrgrabenverbau wurde je nach Kanalhaltungslänge wieder ausgebaut.

Nach einigen Überlegungen und Rücksprachen mit verschiedenen Rohrherstellern wurde ein

wirtschaftliches und technisch geeignetes Rohrmaterial ausgewählt.

Der Rohrgraben mit dem Spundwandverbau mußte möglichst kurz gehalten werden, um das Grundwasser zu beherrschen. Damit ein optimaler Verlegerhythmus der Kanalfreispiegelleitung und der Heberleitung erreicht werden konnte, wurden duktile Gußrohre DN 200 mit TYTON-Verbindungen gewählt. Die Rohrlänge betrug 6 m, und die Rohre konnten vom Personal des städtischen Bauhofes je nach Baufortschritt der Kanalfreispiegelleitung unproblematisch mit verlegt werden (Bilder 7 und 8).

Bild 9: Zulauf- und Verteilerschacht



Im Bereich von E bis F wurde zusätzlich eine Leitungsstrecke mit TYS-K-Verbindungen in den Badesee eingezogen.

Ausschlaggebend für die Wahl des Rohrwerkstoffes war nicht zuletzt die Zusage des Rohrlieferwerkes, daß auch bei einem Vakuum die Rohrverbindungen absolut dicht sind.

Es treten bei einem Unterdruck in der Rohrleitung bekanntlich andere Kräfte in der Muffenverbindung auf, als sie bei Druckrohrleitungen üblich sind.

Der 1. Abschnitt der Heberleitung (ca. 200m) wurde bereits im Sommer 1989 einer Unterdruckprüfung unterzogen und als absolut dicht befunden. Im Oktober 1989, nach Beendigung der Badesaison, wurde der Dammdurchbruch bei E (siehe Bild 2) getätigt und die 2. Unterdruckprüfung durchgeführt.

Der Prüfdruck (Unterdruck) erfolgte mit $P_{abs.} = 0,4 \text{ bar}$ (d.h. 60% Vakuum).

In diesem Zusammenhang wurden auch der Zulauf- und Verteilerschacht mit allen Formstücken und Armaturen der Vakuumprüfung unterzogen (Bild 9).

Für den Verteilerschacht wurde ein GFK-Schacht gewählt, da damit alle Schachteinbauten gegen das anstehende Grundwasser geschützt sind. Eine Auftriebssicherung mußte in den Schacht eingebaut werden, da er vollkommen im Grundwasser eingestaut ist.

Die Leistungsfähigkeit der Heberleitung wird mit einem Durchflußmesser überprüft und ist im Schacht bei C hochwasserfrei eingebaut. Damit die Funktionsfähigkeit der Heberleitung besser überwacht werden kann, sind in den Schächten bei C und D Entlüftungshähne und \pm Manometer eingebaut.

7. Zusammenfassung

Der Stadt Freudenberg ist es gelungen, im Zusammenhang mit der Verlegung der Kanalfrei-

spiegelleitung und der Heberleitung teilweise in der gleichen Rohrtrasse eine technisch und wirtschaftlich gute Lösung zu bekommen. Mit der Badeseeheberleitung werden die jährlichen Stromkosten für den Badesee erheblich reduziert. Die bisherige aufwendige Wartung der Steuer- und Pumpeneinrichtungen fällt nicht mehr an.

Der entstandene Kostenaufwand für die Heberleitung wird sich schon in einigen Jahren amortisiert haben.

Ein wichtiger Punkt der gebauten Leitung ist der störungsfreie Betrieb der Heberleitung während der gesamten Badesaison.

Literatur

- [1] Eck, B.
Technische Strömungslehre
Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 8. Aufl. 1978
- [2] Press, H. und Schröder, R.
Hydromechanik im Wasserbau
Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, München, 1966
- [3] Ervine, D.A.
A Review of Bubbly and Air Pocket Flow in Civil Engineering Hydraulic Structures
Glasgow, 1985, nicht veröffentlicht
- [4] NN
Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und -Leitungen
A110 Regelwerk der Abwassertechnischen Vereinigung, Weißdruck, 8/1988
- [5] Knauss, J.
Swirling Flow Problems at Intakes
A.A. Balkema, Rotterdam, 1987

Bildnachweis:

Seite 11, Bild 2:
Informationsschrift des Ruhrverbandes/Ruhr-
talsperrenvereins

Seite 12, Bild 4:
H. Harst, Witten
Freigabe des Regierungspräsidiums Münster
Nr. 2174/88

Seite 15, Bild 1:
Kartengrundlage: Topographische Karte
1:25000, Blatt Nr. 6123;

Wiedergabe mit Genehmigung des Bayerischen
Landesvermessungsamtes München,
Nr. 1469/90

Bestellschein

FGR-Informationen GUSSROHR-TECHNIK

Die Hefte 1 bis 17 sind vergriffen. Die übrigen Ausgaben stellen wir Ihnen bei Bedarf gerne noch zur Verfügung. Bitte benutzen Sie diesen Bestellschein.

Bitte übersenden Sie mir kostenlos folgende Ausgaben:

FGR 18: FGR 19: FGR 20: FGR 21:

FGR 22: FGR 23: FGR 24: FGR 25:

Gewünschtes bitte ankreuzen.

Name: _____

Firma: _____

Straße: _____

Ort: _____

Diese Anschrift ist meine Privatadresse Firmenadresse

Falls obige Anschrift sich geändert hat, geben Sie bitte auch die alte Adresse an:

Straße: _____

Ort: _____

Unsere Anschrift:

Fachgemeinschaft Gußeiserne Rohre, Konrad-Adenauer-Ufer 33, 5000 Köln 1



GUSSROHR-TECHNIK

**Wasser
Abwasser
Gas**

