

Beiträge zur Fachtatung vom März 1977 in Schaffhausen über moderne wasserbauliche Methoden unter Einsatz von Kunststoffen

Autor(en): **Müller, Willi / Meldt, Rüdiger / Flögl, Helmut**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria**

Band (Jahr): **69 (1977)**

Heft 4

PDF erstellt am: **21.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-941486>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Beiträge zur Fachtagung vom März 1977 in Schaffhausen über

Moderne wasserbauliche Methoden unter Einsatz von Kunststoffen

Donnerstag, 3. März 1977: Infrastrukturrohrleitungen in Gewässern unter besonderer Berücksichtigung von Kunststoffrohren aus PE-hart

Freitag, 4. März 1977: Gewässer- und Dammverbauungen mit Spinnvlies-Stoffen

Um mit Kunststoffen *materialgerecht* bauen zu können, müssen die althergebrachten Bauverfahren neu überdacht und den Eigenschaften der neuen Materialien angepasst werden. Die Erfahrung beim Bauen mit Kunststoffen ist für eine erfolgreiche Anwendung unerlässlich; aber erst wenige Fachleute, die geplant, gebaut und die erstellten Bauwerke auch überprüft haben, verfügen über solche Erfahrungen.

Das Wissen um die neuen Baustoffe wird noch kaum an unseren Techniken und Hochschulen gelehrt, so dass wir für die Weitergabe von Erfahrungen und Wissen auf Fachtagungen angewiesen sind. Diese Weitergabe an einen grösseren Kreis von Fachleuten war die Aufgabe unserer internationalen Tagung. Dabei haben sich der Südwestdeutsche und der Schweizerische Wasserwirtschaftsverband darauf beschränkt, den in ihrem unmittelbaren Wirkungskreis liegenden *Wasserbau* an der Tagung zur Sprache zu bringen. Zehn geeignete und kompetente Fachleute aus Oesterreich, Deutschland und der Schweiz konnten dazu verpflichtet werden.

Vorträge über die Materialeigenschaften und die entsprechenden Normen vermittelten den Teilnehmern ein minimales Grundwissen über Hartpolyäthylen (PE-hart) und die daraus hergestellten Rohre und Rohrleitungsteile sowie über Spinnvliesstoffe, wie sie für den Wasserbau entwickelt wurden.

Anschliessend berichteten Fachleute über ihre Erfahrungen beim Bau mit den neuen Materialien auf einzelnen Baustellen. Zwar können diese Erfahrungen nicht ohne weiteres auf alle anderen Anwendungen übertragen werden, doch wird der gut ausgebildete Ingenieur zusammen mit seiner persönlichen Erfahrung und seinem Wissen um konventionelle Baustoffe zu einer brauchbaren Arbeitsgrundlage gelangen. Dabei muss er umdenken, hat er doch jeweils systematisch von den Grundeigenschaften dieser Kunststoffe auszugehen.

Der erste Arbeitstag war den *Infrastrukturrohrleitungen* in Gewässern gewidmet. Vom Rohrwerkstoff PE-hart ausgehend, wurde über Planungen und Bauausführungen berichtet: Gewässerkreuzungen und Seeauslaufleitungen. Projektierung, Berechnungsgrundlagen und Wirtschaftlichkeitsüberlegungen wurden an zwei Projekten von seeverlegten Abwasserdruckleitungen dargestellt. Die Herstellung und Anlieferung von PE-hart-Rohren wurden in einem Vortrag besonders behandelt, können doch diese bald einmal für die Wirtschaftlichkeit eines Projektes massgebend werden. Die Anwendung von *Spinnvlies-Stoffen*, die am zweiten Tag bearbeitet wurde, steht in der Schweiz noch ganz am Anfang. Anhand norddeutscher Erfahrungen beim Deichbau konnte gezeigt werden, wie dieses Material unter schwierigen Bedingungen erfolgreich angewandt wird. Es ist zu

hoffen, dass auch die schweizerischen Versuche, über die berichtet wurde, bald zu schlüssigen Folgerungen führen werden.

Die Beschränkung, ein enges Fachgebiet mit wenigen Beispielen an der Tagung zu behandeln, erlaubte es, im einzelnen Fall vermehrt auf technische und wirtschaftliche Einzelheiten einzugehen; insbesondere die angegebenen Kosten stiessen auf grosses Interesse. Der Ingenieur und Techniker, der ähnliche Probleme des Wasserbaus zu bearbeiten hat, sei es als Projektierender, Ausführender, sei es als Bauherr, wird auf die gezeigten Anwendungen zurückgreifen und daraus nützliche Hinweise und Hilfe für seine Arbeit schöpfen.

Gute Kenntnisse der Materialeigenschaften und die Erfahrungen früherer Anwendungen sind die beste Garantie für technisch und wirtschaftlich erfolgreiche Einsätze dieser neuen Werkstoffe. Es ist zu hoffen, dass an einer späteren Tagung die Kenntnisse in der Anwendung von Kunststoffen auch auf andere Einsatzgebiete ausgeweitet und vertieft werden können.

Die vorliegende Zusammenstellung sämtlicher Vorträge, teils vollständig, teils in geraffter Form, sollen den Teilnehmern als Gedächtnisstütze und den Fachleuten als Arbeitsunterlage dienen. Damit Kunststoffe auch im Wasserbau fachgerecht vermehrt zum Einsatz gelangen, wünsche ich diesem Heft eine weite Verbreitung.

Theodoro Schramm¹⁾

¹⁾ Wir haben Th. Schramm, Intertecom AG, Zollikon/ZH, gebeten, diese Einführung zum Tagungsheft zu schreiben. Er hat dem Südwestdeutschen und dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband bei der Organisation massgebend geholfen und insbesondere die Referenten ausgewählt, wofür wir ihm bestens danken. GW

Nach zehn Fachvorträgen über moderne wasserbauliche Methoden unter Einsatz von Kunststoffen konnten im Werk Schaffhausen der Georg Fischer Aktiengesellschaft die wichtigsten Materialprüfungen und das Schweißen des Werkstoffs PE-hart gezeigt werden. Kritisch blickt ein Tagungsteilnehmer auf die in kürzester Zeit hergestellte Verbindung zwischen einem Druckrohr und einem +GF-Fitting.



Willi Müller¹⁾

Ueber Werkstoffe für Kunststoffrohre ist im Laufe der vergangenen 20 Jahre oft gesprochen und geschrieben worden, so dass es scheinbar schwer fällt, neue Aspekte über bekannte Produkte aufzuzeigen. Am Beispiel von PVC und PE soll dies im folgenden versucht werden.

Mitte der fünfziger Jahre publizierten Richard und Mitarbeiter [1] die Analogie im Verhalten von sog. warmfesten Stählen bei Temperaturen über 500 °C und thermoplastischen Kunststoffen bei Raumtemperatur bzw. Temperaturen bis 100 °C und mehr — je nach Werkstoff. Diese Analogie besteht darin, dass die genannten Werkstoffe unter Last eine irreversible Dehnung aufweisen, deren Betrag von Zeit, Temperatur und Spannung abhängig ist. Je nach Belastung kommt es — sowohl bei den Stählen bei höheren Temperaturen als auch bei den hochpolymeren Werkstoffen — zum Bruch. Sollen nun Aussagen über die Gebrauchstüchtigkeit von Bauelementen aus diesen Stoffen gemacht werden, so ist die Kenntnis der erwähnten Phänomene unerlässlich.

Es hat sich gezeigt, dass es zumindest bei den Kunststoffen notwendig ist, die entsprechenden Versuche an Rohrproben (und Verbindungselementen) selbst vorzunehmen, wenn man über Rohre Aussagen in dieser Richtung machen will. Bei den Stählen bedient man sich Zugproben, aus den jeweiligen Legierungen.

Die Ergebnisse, nämlich Dehnungs- und/oder Bruchwerte, werden in einem doppellogarithmischen Diagramm aufgetragen, wobei man die 3. Variable, die Temperatur, zweckmässigerweise als Parameter wählt. Auf diese Art und Weise erhält man die für die Bruchkurven Geraden. Je nach Werkstoff sind die Steigungen verschieden. In manchen Fällen stellt man fest, dass bei ein und demselben Rohrmaterial je nach Versuchsbedingungen die Neigung dieser Geraden verschieden sein kann. Ein typisches Beispiel hierfür ist PE-hart (Bild 1). Auch bei PVC (und Polypropylen) kennt man Zeitstandkurven mit verschiedenen Neigungen, die im Falle des PVC jedoch nicht so ausgeprägt sind wie bei den beiden Pololefin-Typen (Bild 2).

Man kann aus den beiden Zeitstanddiagrammen eindeutig eine Gesetzmässigkeit im Kurvenverlauf erkennen. Dies gibt uns die Möglichkeit, Extrapolationen durchzuführen und so Voraussagen auf die zu erwartende Lebensdauer von Rohren (und Fittings) zu machen. Derartige Operationen können sowohl auf graphischem wie mathematischem Wege erfolgen [2]. Die aus der Arrheniusschen Formel für die Aktivierungsenergie chemischer Reaktionen von Larson und Miller [3] abgeleitete Gleichung für die Extrapolation der Bruchkurven lautet:

$$T_1 (C + \lg t_1) = T_2 (C + \lg t_2)$$

T Temperatur in [K]

t Zeit in [h]

C Konstante

Für eine Bezugstemperatur von 20 °C und einen Zeitraum von 50 Jahren ergeben sich damit Festigkeitswerte von ~ 6,5 N/mm² und ~ 25,0 N/mm² für PE-hart bzw. PVC-hart. Diesen Festigkeitswerten lässt sich auch ein Betrag für die

irreversible Dehnung zuordnen; er beträgt 2 bis 3 % für PE und 0,8 bis 1 % für PVC. Der Verlauf der Zeitstandkurven hängt direkt vom Durchschnittsmolekulargewicht bzw. Polymerisationsgrad des Materials ab. Bei metallischen bzw. keramischen Werkstoffen haben diese beiden Begriffe praktisch keine Relevanz.

Der Einfluss des Polymerisationsgrades auf den Verlauf der Zeitstandkurve sei am Beispiel des PE gezeigt (Bild 3). Man erkennt deutlich den früher beginnenden Abfall der Zeitstandkurve bei niedrigem Molekulargewicht gegenüber einem Typ mit höherem Molekulargewicht. Es scheint daher angezeigt, für die Rohr- und Zubehörfertigung Materialien mit sehr hohen Durchschnittsmolekulargewichten zu verwenden. Dem steht jedoch in gewissem Sinn die Verarbeitbarkeit auf den Extrudern und Spritzgussmaschinen

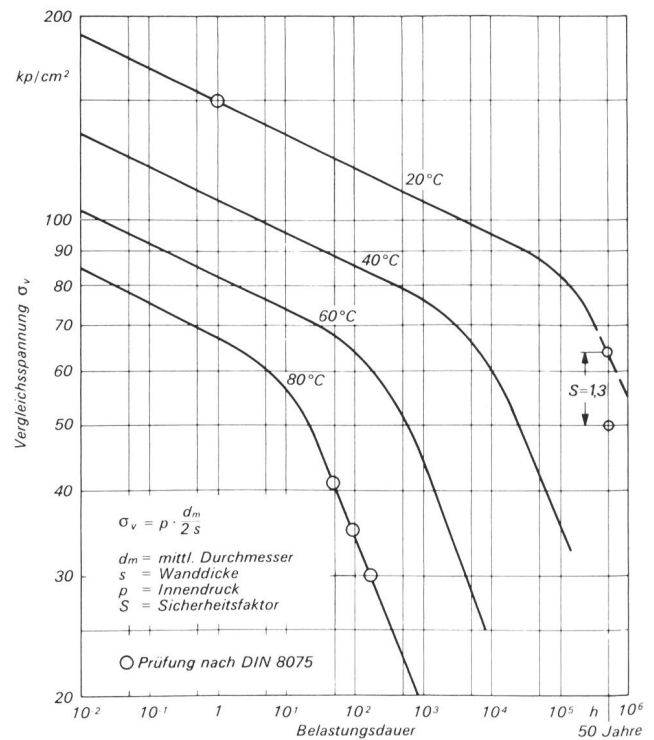


Bild 1. Zeitstandkurven für Rohre aus PE-hart, Mindestwerte.

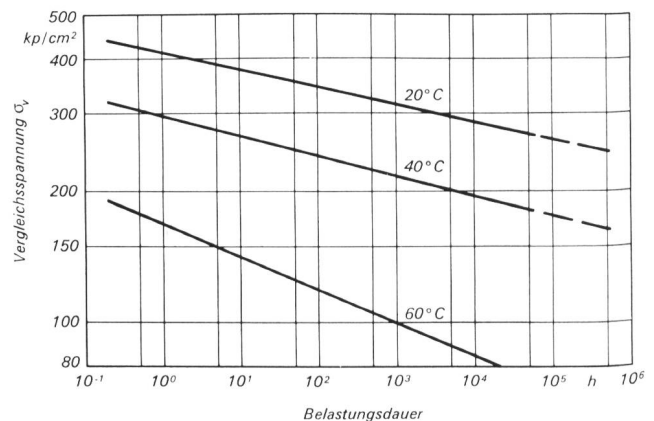


Bild 2. Zeitstandkurven für Rohre aus PVC-hart, Mindestwerte.

¹⁾ Kurzfassung eines Vortrages gehalten an der Fachtagung vom 3. und 4. März 1977 in Schaffhausen, die zum Thema «Moderne wasserbauliche Methoden unter Einsatz von Kunststoffen» durch den Schweizerischen und den Südwestdeutschen Wasserwirtschaftsverband durchgeführt wurde.

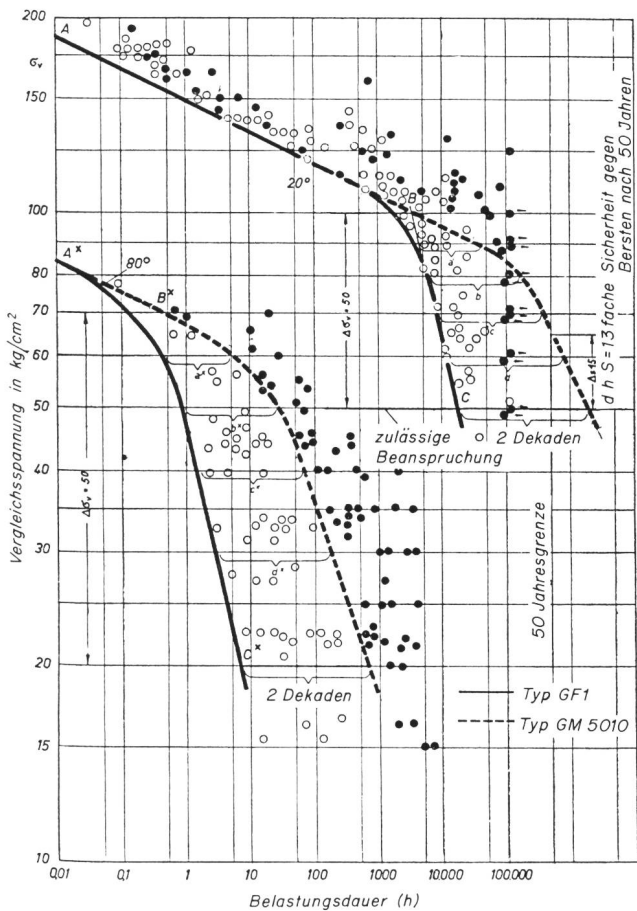


Bild 3. Einfluss des Polymerisationsgrades auf den Verlauf der Zeitstandkurve am Beispiel PE.

entgegen. Je höher nämlich das Molekulargewicht eines Polymeren, d. h. je länger die Ketten der meist linearen Produkte sind, um so höher ist die Schmelzviskosität, was sich auf die Verarbeitung auswirkt.

Es zeigt sich, dass man auch hier einem Kompromiss zustreben muss zwischen Qualität des Artikels (hohes Molekulargewicht) und Verarbeitbarkeit des Rohstoffes (niedriges Molekulargewicht). Aus diesem Grund legt man in den deutschen Grundnormen nur die Qualitätsanforderung für Rohr und Fitting fest, und macht darüber hinaus keine Angaben über Größen, die mit dem Molekulargewicht zusam-

Festigkeitsanforderungen an PVC-Rohre beim Innendruck-Zeitstandversuch Tabelle 1

Prüftemperatur °C	Prüfdauer (Mindestzeit) Stunden	Prüfspannung σ Rohrtyp PVC 100 kp/cm ²
20	1	420
60	1	170
60	200	110
60	1000	100

Festigkeitsanforderungen an PE-hart-Rohre beim Innendruck-Zeitstandversuch Tabelle 2

Festigkeitsanforderung	Prüftemperatur °C	Prüfdauer (Mindestzeit) Stunden	Prüfspannung σ kp/cm ²
A	80	48	41
	80	95	35
	80	170	30
B	20	1	150

Eigenschaften eines für die Herstellung von Rohren verwendeten PVC-hart Tabelle 3

Eigenschaft	Einheit	Wert	Spezifikation
Streckspannung (Zugfestigkeit)	kp/cm ²	~ 500	DIN 53 455
Dehnung bei Streckspannung	%	~ 12	DIN 53 455
E-Modul (Kurzzeit)	kp/cm ²	~ 30 000	
Grenzbiegespannung	kp/cm ²	~ 900	DIN 53 452
Shore-Härte	—	D 83	DIN 53 505
Kugeldruckhärte	kp/cm ²	~ 1150	VDE 0302
Kerbschlagzähigkeit	kpcm/cm ²	~ 3	DIN 53 453
spezifische Wärme	cal/g °C	~ 0,23	—
Wärmeleitfähigkeit	kcal/m h °C	~ 0,14	—
linearer Wärmeausdehnungskoeffizient	1/°C	~ 0,8 · 10 ⁻⁴	—
Durchschlagfestigkeit	kV/cm	~ 400	DIN 53 481
spez. Durchgangswiderstand	Ω cm	~ 10 ¹⁴	DIN 53 482
Oberflächenwiderstand	Ω	~ 10 ¹³	DIN 53 482

Eigenschaften eines für die Herstellung von Rohren verwendeten PE-hart (Granulat mit 2,5% Russ und Stabilisator) Tabelle 4

Eigenschaft	Einheit	Wert	Spezifikation
Dichte	g/cm ³	0,955	DIN 53 479
Reduzierte Viskosität η_{sp}/C	dl/g	3,5	Viskositätsmessung bei 135 °C DIN 53 735 E
Schmelzindex MFI 190/5	g/10 min	0,3	DIN 53 735 E
Streckspannung (Zugfestigkeit)	kp/cm ²	240	ISO/R 527 Methode E
Dehnung bei Streckspannung	%	16	
Reissfestigkeit	kp/cm ²	350	DIN 53 452
Reissdehnung	%	800	
Grenzbiegespannung	kp/cm ²	315	VDE 0302
Kugeldruckhärte 10- und 60-s-Wert	kp/cm ²	480/420	DIN 53 453
Kerbschlagzähigkeit	kpcm/cm ²	O. Bruch	DIN 53 453
Schlagzähigkeit	kpcm/cm ²	O. Bruch	DIN 53 453
Kristallitschmelzbereich	°C	127—131	Polarisationsmikroskop
Längenausdehnungskoeffizient zwischen 20 und 90 °C	grd ⁻¹	200 · 10 ⁻⁴	Leitz-Dilatometer
Spez. Durchgangswiderstand	Ω cm	ca. 10 ¹⁸	DIN 53 482
Oberflächenwiderstand	Ω	10 ¹³	DIN 53 482
Relative Dielektrizitätskonstante		2,4 bis 2,5	DIN 53 483
Wärmeleitfähigkeit bei 20 °C	kcal/m h grd	0,37	

menhängen (Lösungviskosität, Schmelzviskosität). In anderen Ländern hingegen, insbesondere in den USA, aber auch in England, werden z. B. Dichte und Schmelzindex spezifiziert; auch kann man Angaben über Art und Konzentration von Zuschlagstoffen wie Stabilisator und Russ (oder andere Pigmente) finden. Ebenso werden Mindestwerte für Prüfungen an Zugstäben, die aus der Rohrwand entnommen werden, angegeben. Wir wissen, dass gerade solche Informationen über die eigentliche Qualität eines Rohres d. h. die zu erwartende Lebensdauer unter Betriebsbedingungen wenig aussagen; als Orientierungsgrößen für die Gleichmäßigkeit einer Rohrproduktion mögen sie ihre Berechtigung haben.

Die Festigkeitsanforderungen an PVC-Rohren nach DIN 8061 gehen aus Tabelle 1, die für PE-hart-Rohre nach DIN 8075 aus Tabelle 2 hervor.

In den beiden Tabellen 3 und 4 sind einige Rohstoffkennwerte bzw. Eigenschaften zusammengestellt, von denen man heute im allgemeinen ausgeht.

Die Rohr- und Fittingherstellung wurde schon an vielen Stellen beschrieben, so dass wir hier darauf verzichten können. Es sei nur noch einmal erwähnt, dass die Kunststoffrohrhersteller in ständig engem Kontakt mit der Maschinenindustrie stehen, um die Verarbeitung immer höhermolekularer Typen zu entwickeln und ökonomisch zu gestalten. Damit steigt dann auch die Sicherheit und Anwendungsmöglichkeit von Kunststoffrohren.

Literatur

- [1] K. Richard und G. Diedrich. «Dechema-Monograph.» 28 (1959) S. 328.
- [2] K. Richard, E. Gaube und G. Diedrich. «Kunststoffe» 49 (1959) S. 516.
- [3] F. R. Larson und I. Müller. «Trans. Amer. Soc. Mech. Eng.» 74 (1952) S. 765.

Adresse des Verfassers: Dr. Willi Müller, Hoechst Aktiengesellschaft, Postfach 80 03 20, D - 6230 Frankfurt (M) 80.

Rüdiger Meldt¹⁾

1. Einleitung

Die spezifischen Eigenschaften von Rohren aus Polyäthylen PE-hart, Hostalen²⁾ GM 5010, [1] [2] lassen rationelle Arbeitsmethoden bei der Erdverlegung dieser Rohre zu. Die hierdurch erzielbaren Kostenreduzierungen müssen bei einem Kostenvergleich mit Rohren aus herkömmlichen Werkstoffen berücksichtigt werden. Sie kommen aber nur dann voll zum Tragen, wenn bereits bei der Planung die Eigenschaften der PE-hart-Rohre beachtet werden und dem Rohrverleger ihre einfachere Handhabung bekannt ist. Entscheidungen über das Funktionsprinzip des Mediumtransportes (Freispiegel, Druck oder beides kombiniert), die Trassenführung und die zu verwendenden Rohrwerkstoffe können nicht unabhängig voneinander behandelt werden.

Die Trassenführung kann z. B. wesentlich davon abhängen, welche Rohrwerkstoffe zur Auswahl stehen. Die Eigenschaften der PE-hart-Rohre lassen beispielsweise die Verlegung in unwegsamem Gelände, an Steilhängen, in Gebieten, wo mit Bodenverschiebungen zu rechnen ist, in moorigem Boden, Wasserschutzgebieten, in grundwasserhaltigen und korrosiven Böden ohne besondere Massnahmen zu. Druckrohre aus PE-hart der Druckklasse ND 10 werden heute bis zu Aussendurchmessern von 560 mm, Kanalrohre im Extrusionsverfahren bis 1600 mm, im Wickelverfahren bis 3000 mm Durchmesser gefertigt.

2. Bemessung

Beanspruchung durch Innendruck

Trinkwasserrohre aus PE-hart werden nach den Richtlinien des DVGW (Deutscher Verein für Gas- und Wasserfachmänner, Arbeitsblatt W 327) bemessen. Hierbei wird die Rauigkeit k in der Formel von Prandtl-Colebrook für geschweisste PE-hart-Rohre mit 0,007 mm angegeben. Die durch Abzweige und Krümmen bedingten Druckverluste sind gesondert zu berücksichtigen. Für nicht aufbereitete Wässer sind zu den jeweiligen Werten des Druckabfalls Zuschläge von 20 bis 30 % vorzusehen.

In Abwasserkanälen tritt an Stelle der natürlichen Rauigkeit k die betriebliche Rauigkeit k_b . Entsprechend den Empfehlungen der ATV (Abwassertechnische Vereinigung, Arbeitsblatt A 110) ist für Abwasserdruckrohre mit besonders kleiner natürlicher Wandrauigkeit, zu denen Rohre aus PE-hart gehören, der k_b -Wert mit 0,25 mm zu wählen [3].

Zur Festigkeitsberechnung dient die Kesselformel

$$\sigma_v = p d_m / 2s \leq \sigma_{v,zul}$$

mit σ_v = Vergleichsspannung, p = Innendruck, d_m = mittlerer Rohrdurchmesser und s = Wanddicke. Die zulässige Vergleichsspannung $\sigma_{v,zul}$ wird unter Berücksichtigung eines Sicherheitsfaktors von 1,3 aus dem Zeitstanddiagramm entnommen [4]. Sie beträgt für PE-hart-Rohre 5 N/mm².

¹⁾ Kurzfassung eines Vortrages gehalten an der Fachtagung vom 3. und 4. März 1977 in Schaffhausen zum Thema «Moderne wasserbauliche Methoden unter Einsatz von Kunststoffen» veranstaltet vom Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband und vom Südwestdeutschen Wasserwirtschaftsverband.

²⁾ Eingetragenes Warenzeichen der Hoechst AG.

Das Biegen der Rohre, wie es wegen ihrer Flexibilität im Rahmen bestimmter, von Verlegetemperatur und Druckklasse abhängiger Biegeradien möglich ist, hat keinen Einfluss auf das Zeitstandverhalten. Dagegen verringern am Rohr angeschweisste Nocken, Halterungen oder sonstige Montagehilfen mit Schweissnähten in Längsrichtung des Rohres die Zeitstandfestigkeit.

Bei Druckrohren sind die durch Erd- und Verkehrslasten hervorgerufenen Spannungen klein gegenüber den Spannungen infolge Innendruck. Eine Rechnung gegen Verformung infolge Erd- und Verkehrslasten erübrigt sich deshalb.

Beanspruchung durch Aussendruck bei Rohren ohne Innendruck (z. B. Kanalrohre)

In der Regel sind zwei Rechnungen durchzuführen, einmal gegen Verformung durch Erd- und Verkehrslasten und eine zweite Rechnung gegen Beulen, wenn die Rohrleitung unterhalb des Grundwasserspiegels verlegt wird.

Die statische Berechnung von erdverlegten Kanalrohren aus PE-hart ging bisher von dem für dünnwandige flexible Stahlrohre entwickelten Verfahren von Watkins aus, das von Gaube auf Kunststoffrohre erweitert wurde [5].

In der ATV wird gegenwärtig an einer Richtlinie für die statische Berechnung von Entwässerungskanälen und -leitungen gearbeitet. Es wird ein für alle Rohrwerkstoffe einheitliches Berechnungsmodell angestrebt [6]. Die nach diesem Modell errechneten Ergebnisse stimmen mit dem nach dem Watkins/Gaube-Modell und somit auch aus Praxisversuchen erhaltenen Ergebnissen überein.

Ausgehend von einer zulässigen Langzeitverformung von 6 % können Rohre aus PE-hart, unter Erd- und Verkehrslasten mit Hilfe der in Bild 1 dargestellten Kurven dimensioniert werden. Die Werte für die Bodenmoduli sind den Tabellen in der ATV-Richtlinie zu entnehmen.

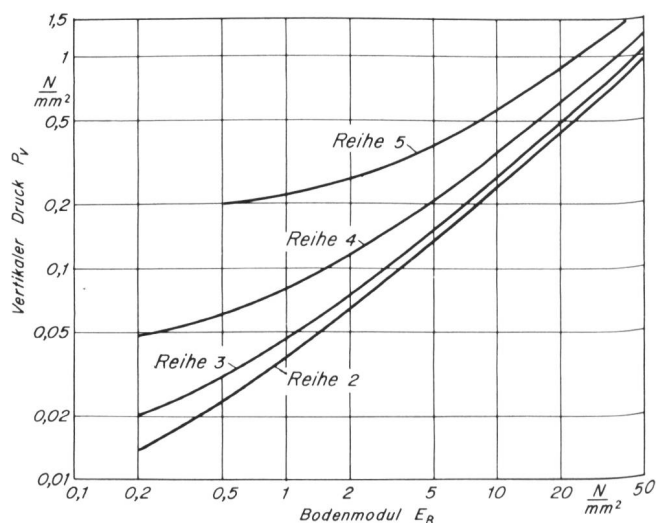


Bild 1. Dimensionierung von Kanalrohren aus Hostalen GM 5010 bei verschiedenen Auflasten und Bodenmoduli (zulässige Langzeitverformung 6 %). Die Ziffern bezeichnen die Rohrreihen nach DIN 8074: Reihe 5, ND 10; Reihe 4, ND 6; Reihe 3, ND 4; Reihe 2, ND 3,2.

3. Lieferung, Transport und Lagerung

Die Lieferlängen von Rohren aus PE-hart hängen ausschliesslich von den Transportmöglichkeiten ab. Es sollten möglichst lange Rohre angeliefert werden, um Verbindungsarbeiten einzusparen. Rohre bis 160 mm Aussendurchmesser der Reihen 4 und 5 nach DIN 8074 können als Ringbunde oder in grossen Längen auf Trommeln zum Versand kommen. Bei Verlegetemperaturen unterhalb 15 °C empfiehlt es sich, die Rohre einen Tag vorher auszurollen und dann erst zu verlegen.

Eingesetzte Stützelemente, die bei grösseren Durchmessern insbesondere in wärmeren Jahreszeiten zur Vermeidung grösserer Verformungen erforderlich sind, entfernt man erst unmittelbar vor dem Schweissvorgang.

4. Verbindung der Rohre (DIN 16 963 und 19 533)

Lösbare Verbindungen für Druck- und drucklose Rohre

Klemmschraubverbindungen aus Metall und Kunststoff werden bis zu Nennweiten von etwa 50 mm (Rohraussendurchmesser 63 mm) verwandt. Man findet sie als Anschlussverschraubungen für Stahlrohre, bei T-Stücken, Reduzierverbindungsstücken, zum Verbinden der Hausanschlussleitungen aus PE-hart mit den in den Hauptleitungen eingebauten Anbohrbrücken oder Abzweigen. Klemmflanschverbindungen werden bis zu Rohraussendurchmessern von etwa 140 mm, Bundflanschverbindungen auch bei grösseren Rohrabmessungen angewandt.

Unlösbare Verbindungen für Druck- und drucklose Rohre

Zum unlösbaren Verbinden von Rohren aus PE-hart haben sich zwei Schweissverfahren bewährt:

Heizelementstumpfschweissen (DVS-Richtlinie 2207)

Hierbei werden die plan gehobelten und sorgfältig gesäuberten Schweissflächen zum Anwärmen an ein Heizelement gedrückt. Nach Erreichen der Schweisstemperatur (bei PE-hart 200 °C) entfernt man das Heizelement und drückt die Rohrenden unter einem Druck von 0,15 bis 0,2 N/mm² zusammen. Man erhält eine zugfeste, druckdichte Verbindung mit einem für axiale Beanspruchungen massgebenden Schweissfaktor von $\geq 0,8$.

Verbindung mit Elektroschweissmuffen

Eine einfache Methode zum unlösbaren Verbinden von Druck- und drucklosen Rohren bis 160 mm Aussendurchmesser ist die Verwendung von spritzgegossenen Elektroschweissmuffen. Mit Hilfe einer in der Muffe eingebetteten Heizdrahtspule wird das dieser benachbarte Material in den Schmelzzustand übergeführt. Die Schmelze wird durch Schwinden der Muffe in den Spalt zwischen Muffe und Rohr gedrückt. Besonderes handwerkliches Geschick beim Schweissen ist nicht erforderlich, da der Schweissprozess automatisch abläuft. Man erzielt Schweissfaktoren von 0,9 bis 1.

5. Abzweige, Krümmer, Schächte

Entsprechend den erwähnten Verbindungsmethoden steht eine ganze Reihe von Formstücken (Abzweige und Krümmer) aus demselben Werkstoff wie das Rohr zur Verfügung. Elektroschweissfittings werden zurzeit jedoch nur bis zu einem Durchmesser von etwa 160 mm hergestellt (DIN 16 963), ebenso spritzgegossene Fittings für die Verbindung nach dem Heizelementstumpfschweissverfahren. Das

nachträgliche Anschweissen von Rohrabgängen nach dem Nutschweissverfahren ist bei Druckrohren nicht zu empfehlen. Die Schweissfaktoren bei solchen Abzweigen können unter 0,5 betragen.

Im Kanalbau wird man bei grösseren Rohrdurchmessern auf Formstücke zurückgreifen, die aus einzelnen Segmenten zusammengeschnitten sind. Krümmer können bis zu Durchmessern von 400 mm auch nahtlos hergestellt werden. Richtungsänderungen lassen sich jedoch meist durch Biegen der Rohre während der Verlegung erzielen. Folgende Biegeradien dürfen bei 20 °C nicht unterschritten werden:

Druckklasse ND	zulässiger Biegeradius (d = Rohraussendurchmesser)
2,5	$\geq 50 d$
3,2	$\geq 40 d$
4,0	$\geq 30 d$
6,0	$\geq 20 d$
10,0	$\geq 20 d$

Für den Uebergang zwischen Rohren unterschiedlichen Durchmessers stehen Reduzierstücke zur Verfügung, die an die Rohre angeschweisst werden.

Schächte aus PE-hart werden in der Regel aus Rohrstücken gefertigt. Sie können mit vorgeschweisstem Schachtboden und eingeschweisstem Einlauf- und Abgangsstutzen einbaufertig an die Baustelle gebracht werden. Für Betonschächte stehen bei Forderung an Korrosionsbeständigkeit fertige Auskleidungen aus PE-hart zur Verfügung.

Da PE-hart mit Beton keine feste Verbindung eingeht, werden die PE-hart-Rohre an den Betonschacht bei Ausführung als Festlager über einen auf das Rohr aufgeschweissten, mit Rippen versteiften Mauerring, der betoniert wird, angebunden (Bild 2).

Ein Gleit- oder Loslager kann aus einem Schachtfutter aus Asbestzement mit Rollgummiring bestehen. Gleitlager wird man z. B. vorsehen, wenn mit Bodenverschiebungen im Rohrleitungsbereich zu rechnen ist. Ausserdem gewährleistet diese Art von Schachtanschluss eine wasserdichte Verbindung zwischen PE-hart-Rohr und Betonschacht.

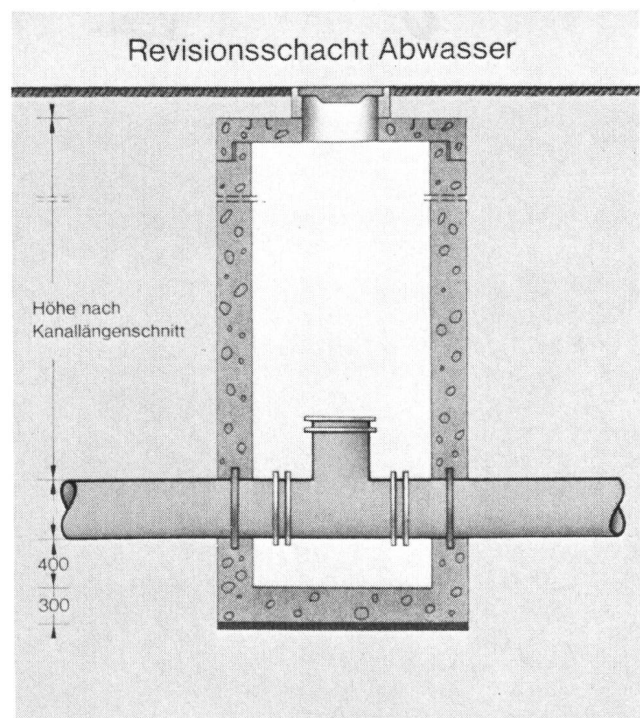


Bild 2. Anbindung der Rohre aus Hostalen GM 5010 an einen Revisionschacht aus Beton.



Bild 3. Verschweissen der Rohre aus Hostalen 5010 ausserhalb des Rohrgrabens bei schlechten Witterungsverhältnissen unter einem Zelt.



Bild 4. Transport zur Verlegestelle.

6. Verlegung

Für die Verlegung von Trinkwasserrohren aus PE-hart nach DIN 19 533 gelten in Deutschland die Verlegungsrichtlinien DIN 19 630 sowie die Verlegeanleitungen des Kunststoffrohrvereins, Bonn. Die Gräben für die PE-Rohrleitungen entsprechen in der Regel denen für Stahl- oder Gussrohrleitungen. Lassen die örtlichen Verhältnisse ein komplettes Verschweissen der PE-hart-Leitungen ausserhalb des Grabens zu, so dass die Leitung anschliessend nur noch in den vorbereiteten Graben eingezogen werden muss, kann man mit wesentlich schmaleren Gräben auskommen. Die Mindestverlegetiefe richtet sich nach der Verkehrsbelastung und dem Rohraussendurchmesser. Sie sollte der Frosttiefe d. h. etwa 70 cm entsprechen. Der Graben wird zweckmässig mit steinfreiem Material verfüllt. Einschleimen ist zu vermeiden, da PE-Rohre durch ihr niedriges spezifisches Gewicht (etwa 0,95 g/cm³) auch im wassergefüllten Zustand aufschwimmen. Bei felsigem Untergrund sollten die Rohre auf einem Sandbett verlegt werden. Als rationelle Verlegemethode in weichem Boden bietet sich das Einpflügen der PE-hart-Rohre an, wobei die Rohre entweder von einer auf dem Verlegegerät montierten oder von einer stationär aufgestellten Trommel abgewickelt werden. Für die Erdverlegung von Kanalrohren aus PE-hart nach DIN 19 537 sind, wie für alle Rohre aus anderen Materialien auch, die Verlegevorschriften der DIN 4033 und DIN 19 300 zu beachten. Dem Einbetten der Rohre kommt besondere Bedeutung zu, da ihre Tragfähigkeit durch die Stützwirkung des umgebenden Bodens erzielt wird.

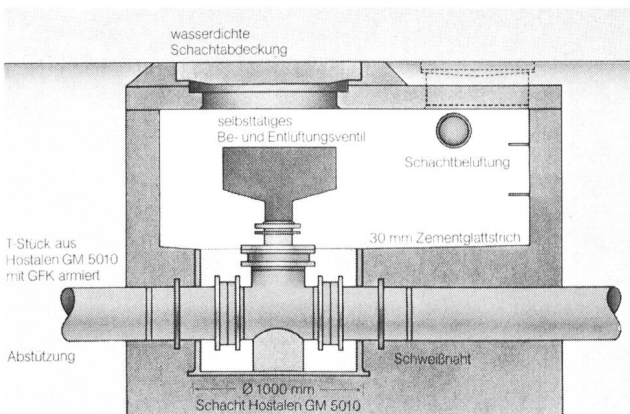


Bild 5. Konstruktion der Schächte zur Aufnahme von Belüftungs- bzw. Entlüftungseinrichtungen.

7. Planung und Bauausführung an Beispielen

Kombinierte Druck- und Freispiegelleitung für Abwasser eines Industriebetriebes

Im süddeutschen Raum war für die Beseitigung der Abwasser eines Molkeverwertungsbetriebes eine Abwasserleitung zu planen. Die chemische Zusammensetzung des Abwassers, das eine Temperatur von maximal 35 °C hat, schloss ein aggressives Verhalten gegenüber Beton, Stahl, Guss und Asbestzement nicht aus. Nach Untersuchung mehrerer Alternativen und Berücksichtigung der für diese chemischen Abwässer in Frage kommenden Rohrwerkstoffe sowie der topographischen und geologischen Verhältnisse bot sich eine kombinierte Druck- und Freispiegelleitung mit Rohren aus PE-hart als wirtschaftlich günstigste Lösung an. Entsprechend dem Höhenprofil und der hierbei sich einstellenden Drucklinie wurde die Rohrleitung auf der Gesamtlänge von etwa 6 km in drei Druckabschnitte eingeteilt. Die in diesen Abschnitten auftretenden Druckverhältnisse sowie die Auslegung für eine zukünftige maximale Durchflussmenge von 50 l/s machten die Verlegung von PE-hart-Rohren folgender Durchmesser und Druckklassen erforderlich (ausgehend vom Pumpwerk):

315 x 34 mm ND 12, Länge etwa 1600 m
280 x 15,9 mm ND 6, Länge etwa 3000 m
250 x 22,8 mm ND 10, Länge etwa 1130 m

Bei der Verlegung wurden alle Vorteile der PE-hart-Rohre ausgenutzt [7]:

Die Anlieferung der Rohre in möglichst grossen Längen, hier 15 m (dadurch Reduzierung zeitintensiver Verbindungsarbeiten),

Verschweissen ausserhalb des Rohrgrabens (dadurch geringer Grabenaushub) Bild 3,

einfacher Transport zur Verlegestelle durch Ziehen der etwa 100 m langen Rohrstränge (Voraussetzung: Untergrund frei von scharfkantigen Gegenständen) Bild 4,

Verlegung in Steilstrecken ohne Steilstreckensicherung, da längskraftschlüssige Schweissverbindungen,

Verlegung in Biegungen durch einfaches Biegen der Rohre unter Einhaltung bestimmter Mindestbiegeradien (dadurch Vermeiden des Einbaus teurer Krümmen),

Einbau von Krümmern bei kleinen Biegeradien ohne Betonwiderlager.

An fünf Hochpunkten waren selbsttätig funktionierende Be- und Entlüftungseinrichtungen in Schächten einzubauen (Bild 5). Die korrosionsfeste Auskleidung aus PE-hart wurde als Fertigelement mit angeschweissten Rohrstützen, aufgeschweissten Mauerkragen und angeflanschem T-Stück geliefert. Das T-Stück zur Aufnahme der Be- bzw. Entlüftungsmaterie ist ebenfalls aus PE-hart.

Damit die Schweissnähte nicht durch die verhältnismässig schweren Gussarmaturen zusätzlich zum Innendruck auf Biegung beansprucht werden, müssen die Gewichtskräfte durch eine Unterstüzung des T-Stückes aufgenommen werden. Der PE-Schacht wurde im Leitungsgraben auf einer Betonsohle fixiert, die Rohrleitung an den Rohrstützen des Schachtes stumpf angeschweisst.

Zur Unterquerung der Hauptverkehrsstrassen, Bahnkörper und Wasserläufe verlegte man im Vorpressverfahren ein Mantelrohr aus Stahlbeton oder Stahl, in welches das PE-hart-Rohr eingezogen wurde (Bild 6).

Abwasserrohre für ein kommunales Abwassernetz

Bei den Baumassnahmen für das Projekt in Rastatt, bei dem die Abwässer verschiedener Gemeinden in ein zentrales Klärwerk abzuleiten waren, fiel die Wahl auf Hostalen-Rohre, weil sie die wirtschaftlichste und technisch ausgereifteste Lösung boten. Bei starkem Regenfall wird das Rohrleitungsnetz als Druckleitung betrieben. Die hohe Zähigkeit, die damit verbundene Unempfindlichkeit gegenüber Druckstössen, die absolut dichten Schweissverbindungen der PE-hart-Rohre, bieten hier grosse Sicherheit. Insgesamt wurden 7 km Rohrleitungen mit Durchmessern von 255 bis 400 mm, Druckklasse ND 4, verlegt.

Abwasserdruckleitung für kommunale Abwässer

Im norddeutschen Raum war eine Abwassertransportleitung zu verlegen, die teilweise in moorigem Gelände verlief. Dieser Untergrund ist für Rohrleitungen und sonstige flach gegründete Bauwerke sehr stark setzungsgefährdet. Für diese Leitung waren deshalb flexible Rohre mit längskraftschlüssigen Verbindungen erforderlich.

Das 2 km lange Leitungsrohr wurde mit Druckrohren aus Hostalen GM 5010 der Druckklasse ND 6 ausgeführt. Die Rohre

mit Aussendurchmesser von 355 mm wurden in Längen von 36 m per Bahn angeliefert und neben der Rohrtrasse verschweisst. Anschliessend erfolgte der Erdaushub und die Rohre wurden sofort in den unverbauten Graben verlegt (Verlegetiefe etwa 1,5 m). Den Rohrgraben verfüllte man mit dem anstehenden, steinfreien Kleiboden (Bild 7). Um zusätzliche Biegespannungen im Bereich der Schweissnaht bei eventuell auftretenden Setzungen der Leitung zu verhindern, wurden die PE-hart-Rohre über eine Stahlmanschette an den Betonschacht angeschlossen.

Rohrleitungen aus Polypropylen bei höheren Temperaturen

Bei Produktionsprozessen in der Industrie fallen die Abwässer zum Teil mit Temperaturen von über 50 °C an. In diesen Fällen kommen Rohre aus Polypropylen (Hostalen PP) nach DIN 8077/8078 zum Einsatz [8].

PP gehört, wie das PE, zur Gruppe der Polyolefine, die sich durch hohe Chemikalienbeständigkeit auszeichnen. Rohre aus PP weisen insbesondere bei höheren Temperaturen eine höhere Zeitstandfestigkeit und Wärmealterungsbeständigkeit auf [9]. Sie haben sich bisher überwiegend im chemischen Anlagenbau und der Verfahrenstechnik, für Leitungen in Hallen- und Thermalbädern, für erdverlegte Leitungen zum Transport der Thermalwässer von der Quelle zum Bad sowie für Fussbodenheizungen bewährt.

8. Zusammenfassung

Leitungssysteme mit Rohren aus Polyäthylen, PE-hart, gewinnen für Wasserver- und -entsorgungsleitungen im kommunalen und industriellen Bereich zunehmend an Bedeutung; bei kontinuierlichen Betriebstemperaturen über 50 °C bewähren sich Rohre aus Polypropylen, PP. Ihr geringes Gewicht, ihre Flexibilität und Zähigkeit, Herstellung längskraftschlüssiger Schweissverbindungen und Lieferung in grossen Längen lassen rationelle Erdverlegungen zu; Korrosionsbeständigkeit und Verschleissfestigkeit garantieren zudem eine hohe Lebensdauer. Dadurch können Kosteneinsparungen erzielt werden. Anhand einiger Verlegebeispiele wurde die einfache Handhabung der PE-hart-Rohre aufgezeigt.



Bild 6. Unterquerung einer Hauptverkehrsstrasse durch Vorpressen eines Mantelrohres und nachträgliches Einziehen des Rohres aus Hostalen 5010.

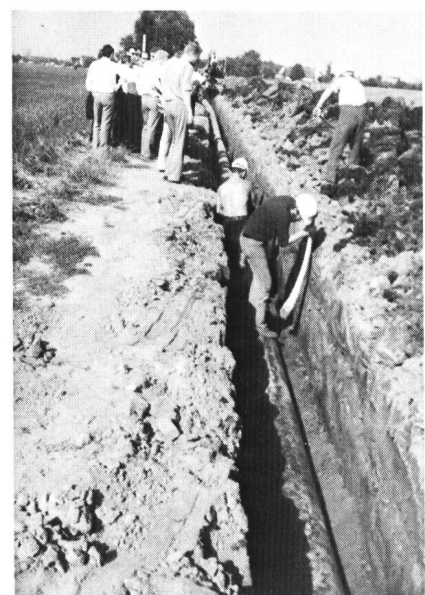


Bild 7. Verlegung einer Leitung aus Hostalen 5010 in moorigem Boden (Werkbild: Europlast GmbH, Hamburg).

Literatur

[1] Kunststoffe Hoechst, Hostalen GM 5010 / Rohre. Frankfurt: Hoechst AG, 1975.
 [2] Hostalen GM 5010 Kanalrohr-Handbuch. Frankfurt: Hoechst AG, 1975.
 [3] Unger, P.: Tabellen zur hydraulischen Bemessung von Abwasserkanälen aus Hostalen GM 5010 (PE-hart). Frankfurt: Hoechst AG, 1971.
 [4] Müller, W.: Rohrwerkstoff PE-hart. «Wasser, Energie, Luft» 69 (1977), Heft 5, S. 62—63.
 [5] Gaube, E., Müller, W. und Falcke, F.: Statische Berechnung von Abwasserrohren aus PE-hart. «Kunststoffe» 64 (1974) 4, S. 193 bis 196.
 [6] Richtlinien für die statische Berechnung von Entwässerungskanälen und -leitungen. Abwassertechnische Vereinigung, Bonn 1976 (Entwurf).

[7] Meldt, R.: Planung und Bauausführung erdverlegter Rohrleitungen aus PE-hart. Lehrgang der Technischen Akademie Esslingen, 16. Februar 1976.
 [8] Schick, M. und Meyer, W.: Umweltschutz mit Polyolefin-Grossrohren. «Plasticconstruction» 5 (1975) 1, S. 7—13.
 [9] Gaube, E., Diedrich und Müller, W.: Rohre aus thermoplastischen Kunststoffen — Erfahrungen aus 20 Jahren Zeitstandprüfung. «Kunststoffe» 66 (1976) 1, S. 2—8.

Adresse des Verfassers: Dr. R. Meldt, Hoechst AG, Postfach 800320, D - 6230 Frankfurt (M) 80.

Seeverlegte Druckrohrleitungen aus PE-hart für die Ableitung von Abwasser

DK 621.643.29

Helmut Flögl und Sepp Hoyer¹⁾

1. Die Abwasserbeseitigung an Seen

An Seen ist die ansonst an Fließgewässern übliche, zwei-stufige mechanisch-biologische Kläranlage nicht recht wirksam, weil deren mineralische Abbauprodukte und restlichen Schmutzstoffe — anorganische Phosphor- und Stickstoffverbindungen, daneben noch Metalle und sonstige Düngeelemente — den Aufbau neuer Organismen und damit eine neue organische Belastung des Sees herbeiführen, die infolge der Akkumulierung in den Nahrungsketten der Organismen die rechnermässige BSB₅-Belastung des Abwassers übersteigt. Es müssen daher — und dies gilt nicht allein für den See, sondern auch für dessen Einzugsgebiete — die für den Aufbau neuen Lebens im See massgebenden Düngeelemente zumindest in einer chemischen dritten Reinigungsstufe entsprechend vermindert [1] [2], oder die Abwässer über Ringkanalisationen zum Seeausfluss abgeleitet werden.

Wie auch die Untersuchungen an den überwiegend in Oberösterreich liegenden Salzkammergutseen [3] (Gesamtfläche 122,3 km²), aber auch an den Kärnter Seen [4] gezeigt haben, ist aus limnologischen, abwassertechnischen, hygienischen und auch betrieblichen Gründen die Ableitung der Abwässer einer chemischen Fällung in einer dritten Reinigungsstufe vorzuziehen, soweit nicht wesentliche wirtschaftliche Gegebenheiten dagegen sprechen. Dabei ist zu berücksichtigen, dass durch die Abwasserableitung auch noch eine gemeinsame Reinigung der Abwässer in einer zentralen Kläranlage möglich ist. So konnten z. B. am Attersee (Seefläche 45,9 km²) anstelle von 12 kleineren, in ihrer Funktion wegen der erforderlichen Phosphatfällung kaum befriedigenden Kläranlagen für 400 bis 12 000 EG, deren Areal am Seeufer schwer zu beschaffen und ausserordentlich teuer gewesen wäre, eine zentrale Kläranlage für 60 000 EG gebaut werden. Dadurch konnten an Baukosten öS 58 Mio²⁾, an Betriebskosten öS 6 Mio/Jahr, somit bei 6% Annuitäten Jahreskosten von öS 9,0 Mio eingespart werden, denen die Baukosten der 28,4 km langen Seeleitungen einschliesslich der Landeinbindungen von

ös 39 Mio, der 12 Pumpwerke von öS 29 Mio und der Vergrößerung des Abflusskanals von öS 3 Mio, zusammen also öS 71 Mio, und Pumpbetriebskosten von öS 1,4 Mio/Jahr, somit Jahreskosten von nur öS 5,7 Mio gegenüberstehen. Die technisch bessere war hier auch die billigere Lösung. Dagegen wurde bei der Abwasserbeseitigung der derzeit 8000 Uferanrainer und 6000 Sommergäste am Mondsee (14,2 km²) und Irrsee (3,5 km²) eine eigene, dreistufige Kläranlage einer Abwasserableitung von 35 km bis zur zentralen Kläranlage des Attersees vorgezogen [3] (Bild 1).

Die Abwasserableitung kann nun durch Ringkanalisationen entlang der Seeufer mit Freispiegelkanälen, oder durch Abpumpung in Druckrohrleitungen, die in Rohrkünnetten entlang der Seeufer oder auf den Seeboden verlegt werden [5], erfolgen. Der Vorteil landverlegter Druckkanäle

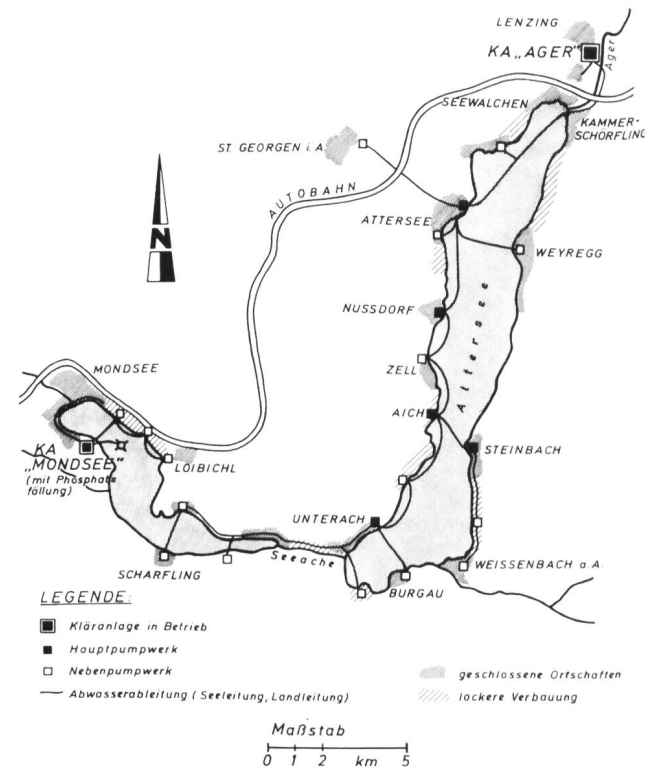


Bild 1. Abwasserbeseitigung am Attersee und Mondsee. Lageplan.

¹⁾ Kurzfassung eines Vortrages, gehalten an der Fachtagung vom 3. und 4. März 1977 in Schaffhausen, über «Moderne wasserbauliche Methoden unter Einsatz von Kunststoffen», veranstaltet vom Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband und vom Südwestdeutschen Wasserwirtschaftsverband.

²⁾ Zurzeit gültiger Devisenkurs: öS 100 = Fr. 14.75. Alle Kostenangaben ohne Mehrwertsteuer.

gegenüber Freispiegelkanälen besteht in der wesentlich geringeren Verlegetiefe, weil die Druckleitung der Geländeneivelette angepasst werden kann. In den See verlegte Druckrohrleitungen ersparen das Aufgraben von teuren Künnetten entlang der Seeufer oder in den Uferstrassen und die damit verbundenen rechtlichen Probleme, einschliesslich der Behebung von Schäden, aber auch meist untragbare Verkehrsbeschränkungen. Während Uferkanäle den buchtenreichen Seeufern folgen und Felsvorsprüngen, Sumpfstellen und ähnlichen Schwierigkeiten am Ufer ausweichen müssen, kann durch die geradlinige Trassierung der Seeleitungen meist eine wesentliche Abkürzung der Rohrtrasse erreicht werden. Durch die Seeleitungen werden die durch die Orte am Seeufer gegebenen Abwasserschwerpunkte somit auf kürzestem Weg und mit einer sehr kurzen Bauzeit erreicht, wodurch ein Grossteil der Abwässer rasch und mit verhältnismässig geringem Kostenaufwand abgeleitet werden kann. Denn auch die Kanäle dieser Ortskerne, die zur Beileitung der Abwässer zu den See-Pumpwerken erforderlich sind, können verhältnismässig rasch gebaut werden, während die locker bebauten Randgebiete, unter wesentlich grösseren finanziellen Aufwendungen, erst allmählich kanalisiert werden müssen. An dem schon als Beispiel erwähnten 20,1 km langen Attersee konnte die gesamte Abwasserableitung von den Siedlungsschwerpunkten, einschliesslich der Rohrerzeugung, innerhalb eines Jahres durchgeführt werden, während der Bau einer Ufer-Ringkanalisation zur Erfassung der gleichen Abwasserschwerpunkte insgesamt 50 km Kanäle mit einer fünf- bis zehnjährigen Bauzeit erfordert hätte [6].

2. Wirtschaftliche Vergleiche für die Wahl der Ableitungsmethode an Seen

Der Preisvergleich der auf dem Seeboden verlegten Druckleitungen mit einer Ringkanalisation am Seeufer (Bild 2) zeigt zunächst, dass nur bei sehr grossen Abwassermengen und damit grossen Rohrquerschnitten die Wirtschaftlichkeit der Seeleitungen zurücktritt. Die Kosten der Seeleitungen aus PE-Rohren sind weitgehend nur vom Rohrpreis, die der Uferkanäle dagegen von der Kanalkünnette, den angetroffenen Bodenverhältnissen sowie den Wasser- und sonstigen Erschwernissen bestimmt, so dass bei Uferkanälen neben dem Mehrpreis auch ein von den örtlichen Verhältnissen abhängiges Kostenrisiko besteht. Auch ist für die Uferkanalisation eine wesentlich grössere Zahl an Pumpwerken erforderlich, wobei die infolge des geringeren Reibungsgefälles kleineren Stromkosten nur den höheren Wartungsaufwand ausgleichen. Bei Seeleitungen müssen örtliche Ufersammelkanäle zusätzlich gebaut werden, die aber doch billiger sind als das entsprechende Teilstück des Ufer-Ringkanals, der ausserdem erfahrungsgemäss nicht immer den örtlichen Ufersammelkanal ersetzen kann. Am Attersee sind ausser den Seeleitungen, im Erstausbau etwa 15 km Ufersammler zu bauen, die letztlich eine Länge von 35 km erreichen werden. Die Kosteneinsparung durch die Seeleitungen anstelle einer fast 50 km langen Uferkanalisation beträgt trotzdem im Erstausbau etwa öS 150 Mio und ist im Endausbau nur etwas kleiner.

Die Wahl der Ableitungsmethode der Abwässer an Seen hängt somit von der Bebauungsdichte der Seeufer, von deren Beschaffenheit und den naturgegebenen Schwierigkeiten einer Uferkanalisation, von den Abkürzungsmöglichkeiten durch die Seeleitungen, von der Abwassermenge, aber auch von den Finanzierungsmöglichkeiten in Verbindung mit der Dringlichkeit der Abwasserbeseitigung in den

Schwerpunkten ab und bedarf einer eingehenden technisch-wirtschaftlichen Untersuchung.

3. Die Bemessung der Seeleitungen

Die hydraulische Bemessung der Seeleitung und der zugehörigen Pumpwerke erfolgte am Attersee für einen durch Fremd- und Regenwasser vervierfachen mittleren, durch den Fremdenverkehr im Sommer auf das 2,5fache erhöhten Schmutzwasserabfluss, wobei eine voraussichtliche Verdoppelung der Abwassermenge in den nächsten 40 Jahren berücksichtigt wurde. Sollte es später zu einer weiteren Zunahme der Abwassermenge kommen, so ist vorsorglich die Verlegung parallel geführter Seeleitungen geplant. Die Pumpwerke sind mit zwei Grundlastpumpen, von denen jede die notwendige Mindestwassergeschwindigkeit in der Seeleitung von 0,8 m/s herbeiführt, und einer Regen- oder Spülpumpe ausgestattet.

Die Ermittlung des wirtschaftlichsten Rohrquerschnittes ist im Bild 3 ersichtlich, in dem für das Minimum der Summe der spezifischen Jahresstromkosten und der Annuitäten aus dem Bau der Seeleitungen, die zugehörige optimale Geschwindigkeit bei der Förderung des Mischwassers während der angenommenen 1600 Regenstunden festgestellt wurde. Die Jahreskosten wurden zur Ermittlung ihres spezifischen Minimalwertes durch das Verhältnis v/v_0 und zum Vergleich der spezifischen Kosten der verschiedenen Rohrquerschnitte durch deren Flächenverhältnis F/F_0 dividiert. Infolge des breiten Bereiches der optimalen Wassergeschwindigkeit ist es möglich die Abwasserableitung der mit der Zeit zunehmenden Abwassermenge, durch den Einbau stärkerer Pumpen anzupassen. Bei sehr langen Seeleitungen muss bei der Rohrbemessung auf den dann erhöhten Druck geachtet werden. Zur Erreichung einer ent-

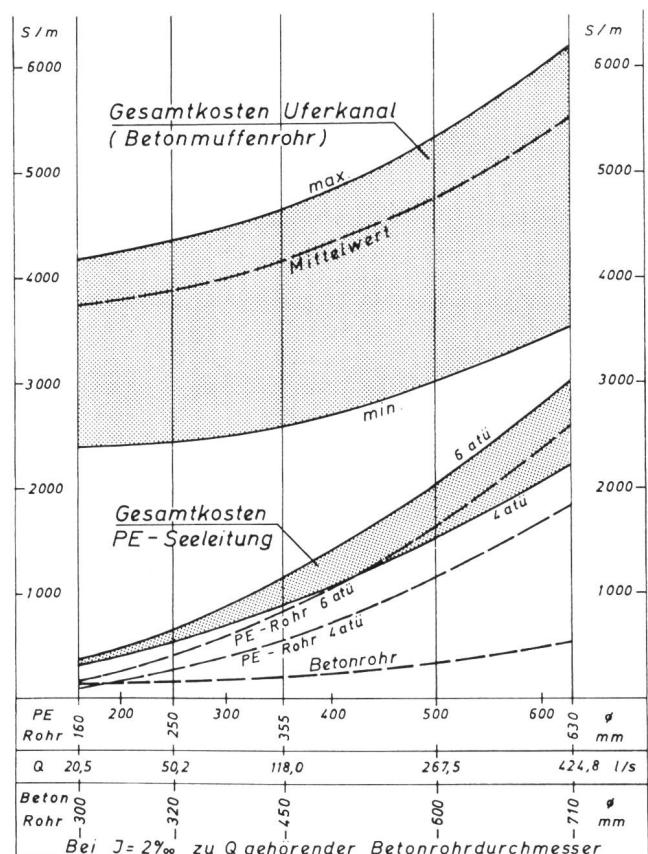


Bild 2. Kostenvergleich von Seeleitungen und Uferkanälen.

sprechenden Spülwirkung sollte die Erstausrüstung der Spülpumpen für eine Wassergeschwindigkeit in der Seeleitung von 1,1 m/s erfolgen, doch ist dieser Minimalwert bei steilen Rohrtrassen zu erhöhen.

In den Pumpwerken am Attersee sind zur Herabsetzung der erforderlichen Förderleistung der Seeleitungen Retentionsbecken mit einem Nutzinhalt von 45 l je zukünftigem EGW vorgesehen, die auch der Speicherung des Abwassers bei Stromausfall und einer mechanischen Klärung bei einer Regenwasserentlastung in den See dienen. Zur verlässlichen Hintanhaltung des Einpumpens von Luft in die Seeleitungen sind in jedem Pumpwerk, neben einem für das Nachströmen des Wassers nach Abschaltung der Pumpen ausreichenden Pumpensumpf, Entlüftungs- und Sicherheitseinrichtungen für den Fall des Versagens der Pumpsteuerung notwendig.

4. Planung und Berechnung der Seeleitungen

Für die Planung der Seeleitungen sollten in jeder Rohrtrasse zumindest die Hochpunkte, die jedenfalls entlüftet werden müssen, und die Neigung der Seewanne, um steileren Querneigungen als 1:4 ausweichen zu können, bekannt sein. Die Rohrtrasse wird unter Umgehung von Zwischenhochpunkten und zur Erleichterung der Markierung bei der Rohrverlegung, in möglichst geraden Strecken mit zwischengeschalteten Bögen festgelegt. Am Attersee wurden die Niederdruckpolyäthylen-Rohre in einer mobilen Extruderanlage, in Längen von etwa 1000 m hergestellt, was die vielen Schweissstellen bei Anlieferung von fabrik-erzeugten Rohrschüssen erspart. Die Wandstärke am abgekühlten Rohr wurde durch Ultraschallgeräte geprüft, die am Probestück laufend getestet wurden. Die quadratischen, zweiteiligen Beschwerungsklötze aus Beton wurden im Abstand von 3 bis 4 m, mittels verzinkter Stahlschrauben, über eine Moosgummibeilage an das Rohr angepresst. Das Gewicht dieser Betonkörper soll unter Wasser etwa 20 % der Wasserfüllung im Rohr betragen, um die Beanspruchung des Rohres bei der Verlegung nicht unnötig zu erhöhen (Bild 4).

Die Seeleitung wird bei ihrer Absenkung durch die Betongewichte vor allem auf Biegung beansprucht. Hierbei tritt eine vom Krümmungshalbmesser abhängige Ovalität des Rohres ein, die nach den bekannten Stabilitätsuntersuchungen an Stahlrohren, bei einer Verschärfung der Krümmung zu einer progressiven Ueberbeanspruchung des Rohres mit anschliessendem Knickbruch führt [7]. Wegen die-

Bild 4. Montage der Beschwerungsklötze.



ses Gefahrenmoments, das bei Polyäthylenrohren noch durch den mit der Spannung, aber auch mit der Dauer der Belastung und der Temperatur abnehmenden Elastizitätsmodul wesentlich erhöht ist, muss nach den vorliegenden Stabilitätsuntersuchungen der Biegeradius dieser Rohre mindestens das 30fache ihres Durchmessers betragen. Mit zunehmender Verlegungstiefe wird der Krümmungsradius infolge der grösseren Zahl der wirkenden Beschwerungsklötze kleiner, so dass die Anbringung einer ständig wirkenden Horizontalkraft am Rohrende, zur Streckung des im Absenkbereich S-förmig gekrümmten Rohres erforderlich ist (Bild 5). Bei der Erzeugung dieser Horizontalkraft, die für die Seeleitung mit 630 mm Durchmesser und deren grösste Verlegungstiefe von 84 m mit 2 Mp ermittelt wurde, kann ein Schiffszug den gegebenen Längsbewegungen des schwimmenden Rohres besser folgen als eine Seilwinde, bei der die Gleichmässigkeit der Zugkraft, aber auch ein Standort am Ufer meist nicht gegeben sind. Die am Ankerpfahl gemessene Zugkraft betrug bei Passagierschiffen mit

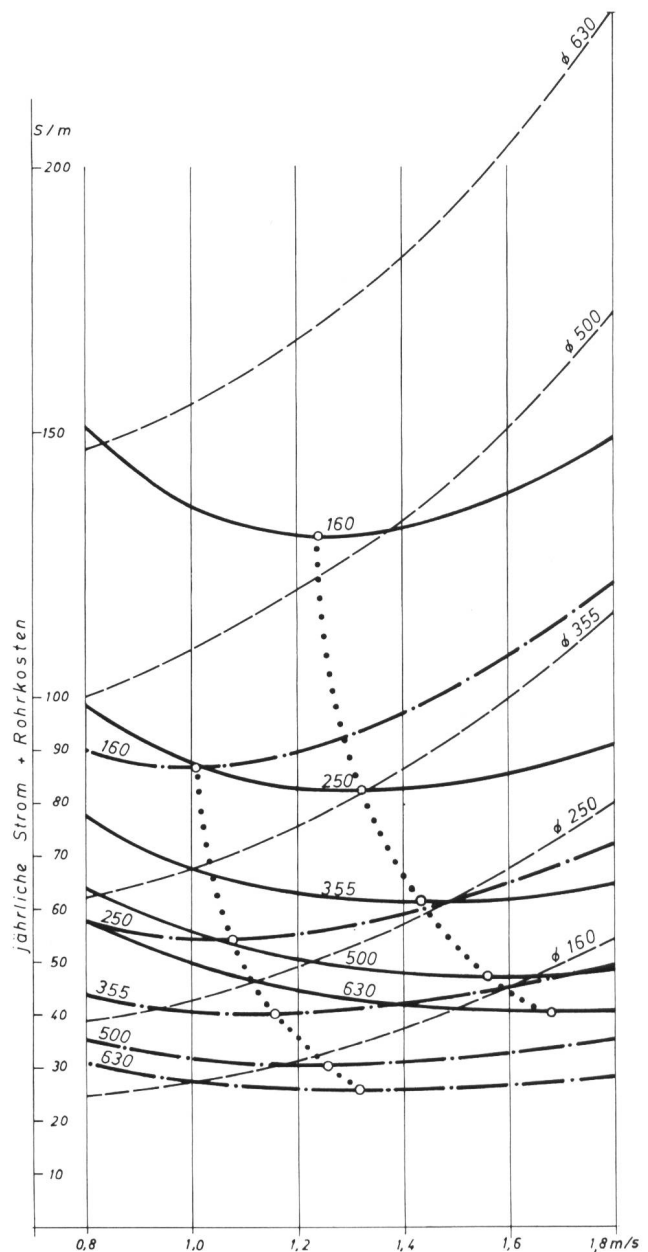
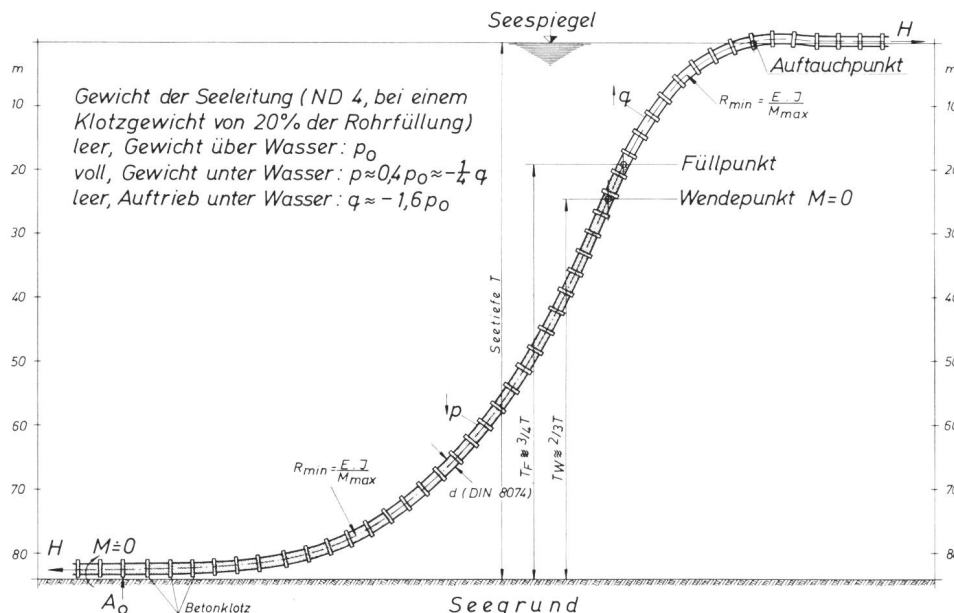


Bild 3. Ermittlung des wirtschaftlichsten Rohrquerschnittes der PE-Seeleitungen ND4.

Bild 5
Absenkungslinie der Seeleitung.



Schraube und 140 bzw. 160 PS Motorleistung 7,1 bzw. 8,8 kp/PS, bei einem 102 PS starken Motorzugboot 16,7 kp/PS.

Die Absenkgeschwindigkeit der Rohrleitung wird durch ein Entlüftungsventil am Rohrende reguliert, indem durch das Gewicht des ansteigenden Wassers im Rohr dieses weitergeschoben wird. Durch den dabei senkrecht zum Rohr und auf die Betonklötze wirkenden Strömungsdruck werden die Krümmungsradien der Rohrleitung, auch bei der klein zu wählenden Absenkgeschwindigkeit von weniger als 1 m/s, verändert. Die Ermittlung der mit dem Quadrat der Verlegungsgeschwindigkeit v_0 stark zunehmenden Strömungskräfte erfolgte mit den von Kozeny [8] nach Modellversuchen angegebenen c - und ξ -Werten für den langen Zylinder bzw. eine schräg angeströmte Platte. Für die bei der Seeleitung gegebene Kombination beider Elemente ist eine Anwendung dieser von der Reynold'schen Zahl abhängigen Beiwerte nur näherungsweise, infolge der anderen bei der Ausführung gegebenen Imponderabilien, aber genügend genau möglich.

Die bei der Rohrverlegung erforderliche Horizontalkraft und der daraus resultierende minimale Biegeradius ist in einer statischen Untersuchung, die sich im wesentlichen auf das unbewegte Rohr beschränken kann, für die gegebenen Seetiefen zu ermitteln. Wird die Rohrleitung im momentenfreien Wendepunkt (Bild 5) unterteilt, so liegt auch schon für den unteren Teil das in geschlossener Lösung schwierige Problem der Hängelinie des biegesteifen Seils vor [9]. Wird aber neben der Horizontalkraft H auch die Auflagekraft A

des Rohres am Seeboden vorweg angenommen, so können durch numerische Integration die Biegelinie, die Lage des Wendepunktes und die dort gegebenen Schnittkräfte bestimmt werden, der für eine erste Orientierung etwa in $2/3$ der Seetiefe angenommen werden kann. Der über dem Auftauchpunkt befindliche Teil der Rohrleitung hebt sich aus Gleichgewichtsgründen um einige Zentimeter im Wasser (Bild 8), wobei im Auftauchpunkt das Moment und die Vertikalkraft vom Neigungswinkel der Rohrachse abhängen und dieser Zusammenhang näherungsweise mit der vereinfachenden Annahme einer dreieckförmigen Gewichtswirkung des sich hebenden Rohrteiles ermittelt werden kann. Die Füllhöhe des Rohres muss nun so bestimmt werden, dass die beidseitigen Schnittkräfte und Winkel der Rohrachsen im Auftauchpunkt übereinstimmen. Die schwierige geschlossene Lösung für die Ermittlung dieser Koinzidenz und der Biegelinie des Rohres oberhalb des Füllpunktes kann ebenfalls durch eine numerische Integration, allerdings mit Beachtung der Koinzidenzbedingungen, ersetzt werden. Der kleinste Krümmungsradius, der aus Sicherheitsgründen gegenüber dem angegebenen Minimalwert zu erhöhen ist, ist dann an der Stelle des grössten Biegemomentes aus $R = EJ/M_{max}$ einfach zu ermitteln.

5. Hinweise für die Rohrverlegung

Die an Ort und Stelle erzeugten oder geschweissten und mit Betongewichten bestückten Rohrtrume müssen zum Schutz gegen Wind und Wellen an Piloten im Bereich geringer Wassertiefe verhängt und bei Sturm abgesenkt wer-

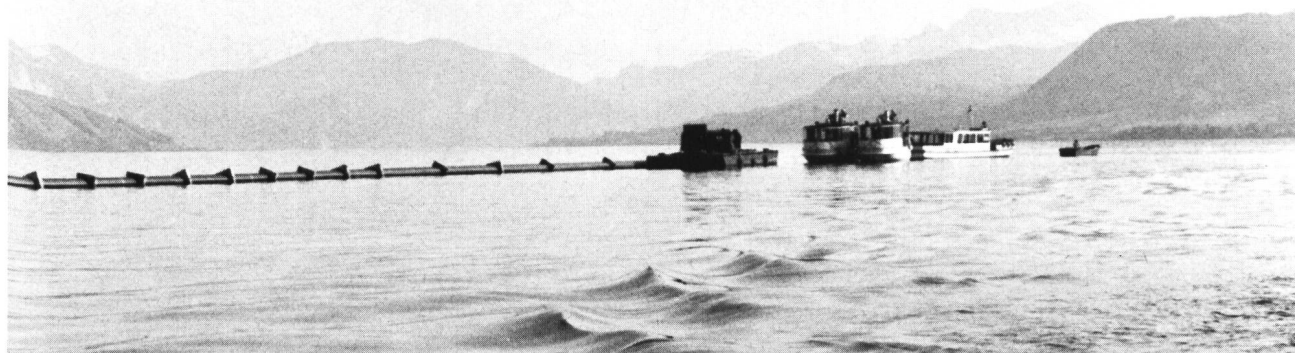


Bild 6. Schiffszug zur Anpassung der Seeleitung am Attersee im Mai 1975. Am Horizont rechts der Schafberg.

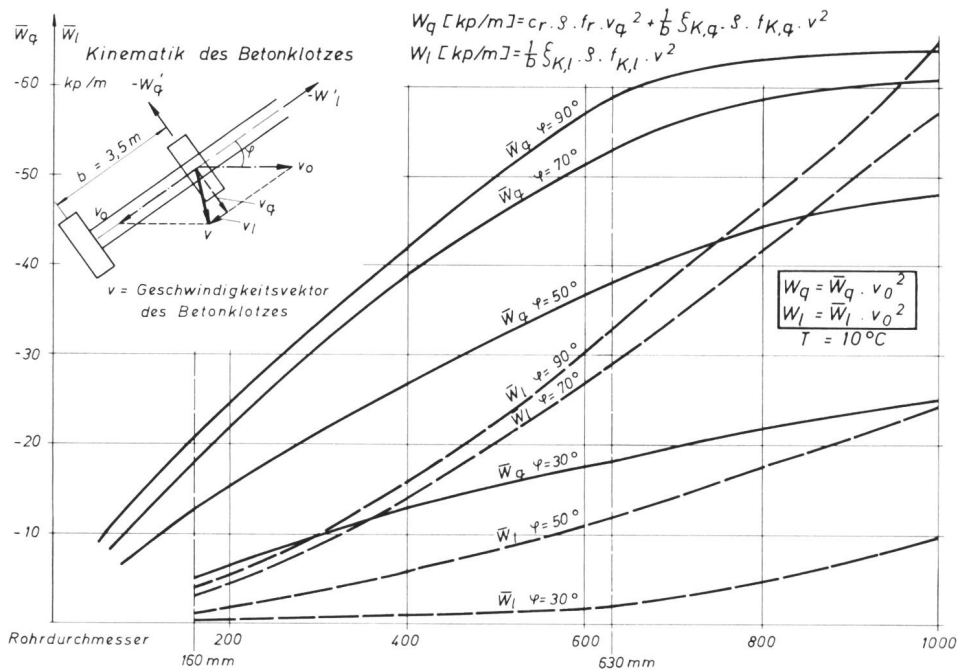


Bild 7
Strömungskräfte auf die Seeleitung während des Absenkvorganges bei einer Verlegungsschnelligkeit von $v_0 = 1,0 \text{ m/s}$ und 10°C Wassertemperatur.

den. Am Attersee wurden die 3 bis 4 km langen Seeleitungen mittels Schiffszug in den Verlegebereich eingeschwommen, dort mit Hilfe von Bojen und Richtmarken an den Ufern plangemäss situiert und im grösseren Abstand paarweise versenkte, etwa 6 Mp schwere Betonankerplatten mittels Seilen verankert. Die Seeleitung wurde zunächst bis zu einem nahe dem Rohrende, mittels eines Pontons vorübergehend errichteten Hochpunktes geflutet, wodurch ein Ueberströmen des Wassers im Rohr durch die vom anderen Ende der Seeleitung eingepresste Luft verhindert wird.

In den Krümmungsbereichen müssen die Haltepunkte der Rohrleitung so nahe gelegt werden, dass ein genügend grosser Krümmungsradius bei Aufbringung der Zugkraft eintritt. Die Ankerplatten sind weit ausserhalb des Bogens der Seeleitung zu versetzen, um die lotrecht wirkende Komponente des Seilzuges klein zu halten (Bild 10). Bei Horizontalkrümmungen von 90° , wie sie bei den Landeinbindungen einer uferparallelen Seeleitung häufig vorkommen, erfolgt der Schiffszug zunächst in der Hauptrichtung, wird dann im Krümmungsbereich von einem zweiten Boot und schliesslich durch einen vom Ufer weg fahrenden Lastwagen oder einer entsprechend weit landeinwärts aufgestellten, geeigneten Seilwinde übernommen. Nach der Erfahrung muss das Rohr, je nach Tiefe und Böschungseigung der Seewanne, sowie der Genauigkeit der Rohrablängung, um etwa 20 bis 50 m landwärts gezogen werden. Bei steigendem Seegrund, also insbesondere zum Ufer hin, tritt nämlich während der Absenkung eine Längsverschiebung

des noch nicht abgeseigten Rohrteiles ein, wobei durch die zu überwindenden Massen- und Strömungskräfte im Absenkbereich eine Verschärfung der Rohrkrümmung eintreten würde. Bei grösserer Absenkgeschwindigkeit oder bei einer Behinderung der Längsverschiebung am Ufer, würde das Rohr schliesslich mit einer scharfen Krümmung aus dem Wasser steigen. Es muss daher die ansonst nur bei grösseren Verlegungstiefen erforderliche Zugkraft am Rohrende, zur Verbesserung der kinematischen Vorgänge bis zum Ufer wirksam sein.

Die Prüfung der am See liegenden Rohrleitung kann auf eher kritische Bereiche beschränkt werden und erfolgt am zweckmässigsten durch eine Fernsehkamera, die auch der Bauleitung eine Rohrbesichtigung erlaubt und einen Tauchereinsatz auf spezielle Stellen beschränkt. Diese Methode hat sich an den österreichischen Seen gut bewährt, wobei die Unterwasserfernsehkamera mit zwei festmontierten Scheinwerfern und Stabilisierungsflossen auszustatten ist, die bereits bei einer geringen Geschwindigkeit des Begleitbootes eine Richtungsstabilisierung bewirken.

Für das Einschwimmen, das langwierige Situiere und das eher rasch vor sich gehende Absenken der Rohrleitung ist ruhiges Wetter notwendig, da bei stärkerem Wind die Rohrleitung gefährdet und eine plangemässe Verlegung unmöglich wird. Im gesamten ist die Verlegung von Seerohrleitungen eine sehr sorgfältig vorzubereitende Ingenieuraufgabe, die einer schiffs- und wasserkundigen, erfahrenen Mannschaft bedarf.



Bild 8. Anheben der Seeleitung über die Schwimmbojen bei der Absenkung.



Bild 9. Vorübergehend errichteter Hochpunkt an der Seerohrleitung zur Stabilisierung der eingepressten Luft. Dahinter Schloss Kammer am Attersee.

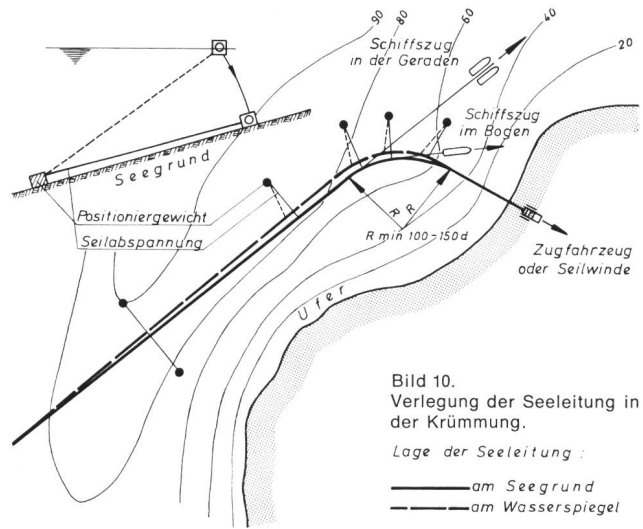


Bild 10. Verlegung der Seeleitung in der Krümmung.

Lage der Seeleitung:
 — am Seegrund
 - - am Wasserspiegel

Literaturverzeichnis

- [1] P. Wildi: Phosphatelimination aus Abwasser unter spezieller Berücksichtigung praktischer Betriebserfahrungen mit Simultanfällung in der Schweiz. Berichte der ATV, Nr. 26, 1972.
- [2] W. Bischofsberger: Die chemische Fällung zur weitgehenden Abwasserreinigung. «Oe.W.W.» 28, H. 8/9, 1976.
- [3] H. Flögl: Die Reinhaltung der Salzkammergutseen. «Oe.W.W.» 26, Heft 1/2, 1974.
- [4] W. Lengyel: Pumpwerke und Seeleitungen am Ossiacher See. «OeAR» 17, H. 5, 1972.
- [5] H. Flögl: Beiträge zum Seenschutz. Schriftenreihe des Oesterr. Wasserwirtschaftsverbandes, H. 43, 1961, S. 63.

- [6] H. Flögl: Die Ringkanalisation am Attersee. «Oe.W.W.» 28, H. 9/10, 1976.
- [7] E. Chwalla: Einführung in die Baustatik. Stahlbauverlag, Köln, 1954.
- [8] J. Kozeny: Hydraulik. Springer Verlag Wien, 1953.
- [9] M. Wink: Analytische Näherungslösung für grosse Durchbiegungen relativ langer Euler-Bernoulli-Balken. «Ingenieur Archiv» 43 (1974), S. 287—294.

Adresse der Verfasser: Baurat h. c. Dr. techn. Helmut Flögl, Ingenieurkonsulent, und Dipl.-Ing. Sepp Hoyer, A - 4020 Linz, Stockhofstrasse 32.

Fluss- und Gewässerkreuzungen sowie Seeauslaufleitungen

Hans Mästinger¹⁾

DK 621.643.29

1. Flusskreuzung mit rohem Abwasser in Stein am Rhein

Problemstellung

Um die Abwässer der Gemeinden der Region Stein am Rhein zentral klären zu können, ist es notwendig, das rohe Abwasser vom linken zum rechten Rheinufer zu fördern.

Es war unsere Aufgabe, durch technische Studien und Kostenvergleiche der Bauherrschaft die wirtschaftlichste Lösung der notwendigen Flusskreuzung vorzuschlagen. Aus allen Studien kristallisierte sich dann als Standort eine Rheinunterquerung bei der Probstei Wagenhausen zum Strandbad Stein am Rhein heraus (Bild 1).

Die hydraulischen Daten für die Druckleitung vom Abwasserpumpwerk am Südufer in den rund 5 m höher gelegenen Vereinigungsschacht auf der Nordseite sind die folgenden: Förderung des zweifachen Trockenwetterzulaufes im Endausbau gesamthaft 450 l/s. Dem etappenweisen Ausbau des Kanalnetzes und der noch zu erwartenden Bautätigkeit war jedoch Rechnung zu tragen, so dass für den Erstausbau folgende Pumpengrößen festgelegt wurden:

2 Pumpen für den Trockenwetterzulauf von je 85 l/s Leistung, 1 Pumpe für den Einsatz bei Regenwetter mit 150 l/s Leistung; wird das Planungsziel einmal erreicht, kann eine vierte Pumpe mit nochmals 150 l/s Förderleistung montiert werden.

¹⁾ Kurzfassung eines Vortrages, gehalten an der Fachtagung vom 3. und 4. März 1977 in Schaffhausen, über «Moderne wasserbauliche Methoden unter Einsatz von Kunststoffen», veranstaltet vom Südwestdeutschen und vom Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband.

Da die Druckleitung als Düker ausgeführt werden musste, wurde in der Planung eine minimale Fließgeschwindigkeit von 1 m/s festgelegt. Als günstigste Kombination erwies sich in der Folge eine Anlage mit drei Rohren gleichen Durchmessers von rund 30 cm lichter Weite. Bei den nun eingebauten Kunststoffröhren beträgt der Innendurchmesser 279,2 mm.

Die beiden kleinen Pumpen sind auf das erste Rohr geführt, die grosse Pumpe auf das zweite, und es ist vorgesehen, die vierte Pumpe auf das dritte Rohr zu führen. Somit ergeben sich folgende Fließgeschwindigkeiten:

Bei Einzellauf einer kleinen Pumpe	1,40 m/s,
bei Parallellauf der beiden kleinen Pumpen	2,50 m/s,
bei Betrieb der grossen Pumpe	2,50 m/s.

Die Baumethode

Die Breite des Rheins beträgt an der gewählten Kreuzungsstelle 260 m. Die Wassertiefe bei mittlerem Wasserstand des Rheins an der tiefsten Stelle 6,50 m. Das bestehende Flussprofil fällt vom Südufer bis zum tiefsten Punkt kontinuierlich ab. Eine eigentliche Rinne liegt zwischen 100 und 130 m ab südlichem Ufer. Bereits bei 150 m beträgt die Wassertiefe nur noch etwa 2 m. Der Untergrund besteht aus feinsandigem Kies.

An keinem der Ufer war infolge der Topographie, des Gehölzes und der Ueberbauungen Platz vorhanden, den Düker bei konventioneller Bauweise quer zum Fluss aufzu-

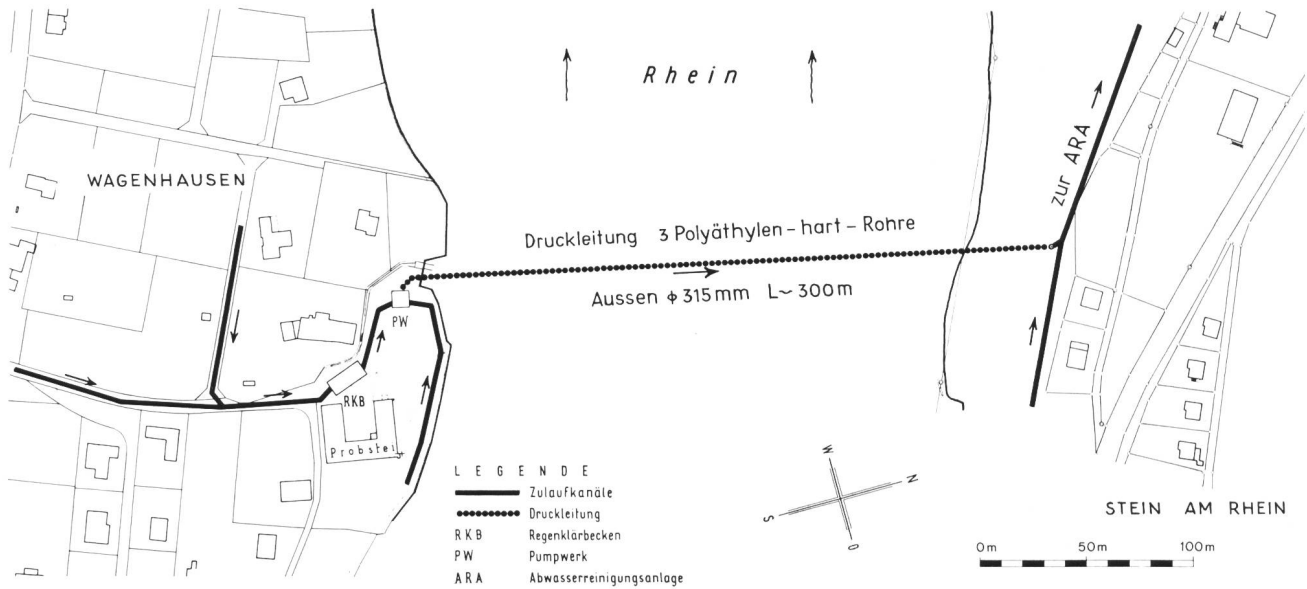


Bild 1. Lage der Rheinunterquerung bei der Probstei Wagenhausen zum Strandbad Stein am Rhein.

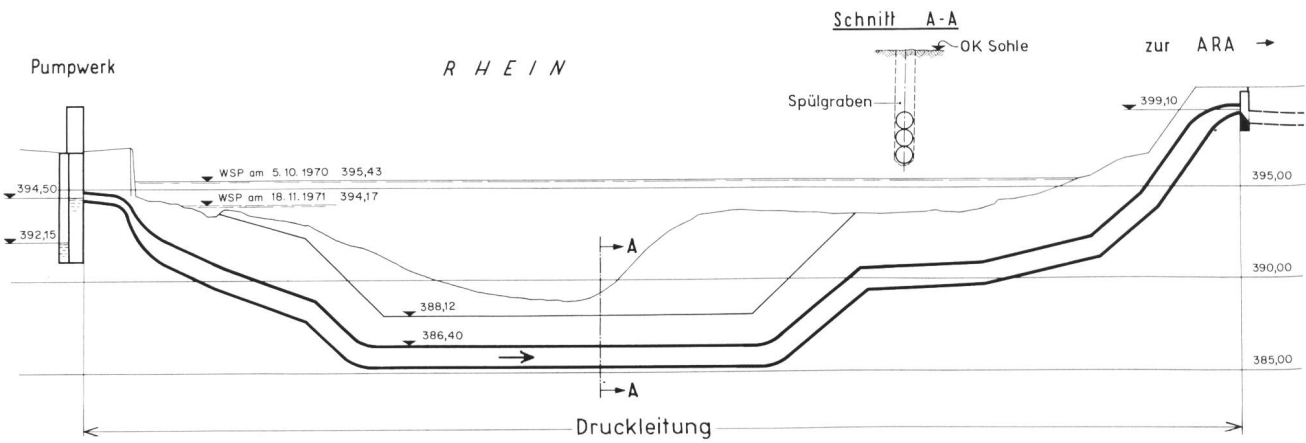


Bild 2. Längenprofil der Rheinunterquerung.

bauen und anschliessend einzuziehen. Es wurde überprüft, ob die Rohre gebündelt parallel zum Flussufer montiert und nach Ausbaggern des Grabens quer zur Strömung eingeschwommen und abgesenkt werden könnten. Schon bei den Baggerarbeiten wäre aber vor allem in der Flussrinne infolge der sehr grossen Strömung mit Schwierigkeiten zu rechnen gewesen. Für das Einschwimmen und Absenken der Rohre wären aufwendige Vorrichtungen notwendig geworden. Der Fluss hätte für die Schifffahrt mindestens in der Einschwimmphase gänzlich gesperrt werden müssen.

Ein Kostenvergleich zwischen der konventionellen Baumethode und dem dann ausgeführten Vibro-Einspülverfahren ergab rund Fr. 200 000 Mehrkosten der konventionellen Baumethode bei einer Verlegetiefe von 2 m ab Flussgrund. Im Bewilligungsverfahren wurde vom Bund die Offenhaltung des Rheinprofils für die Hochrheinschifffahrt gefordert. Dadurch ergaben sich Verlegetiefen bis 8 m ab bestehendem Flussgrund (Längenprofil, Bild 2). Für eine konventionelle Bauweise mit offenem Grabenprofil im Flussprofil wäre dies eine fast unüberwindbare Tiefe gewesen. Für das Vibro-Einspülverfahren, das gewählt wurde, können wegen der geforderten Elastizität und der grossen mechanischen Beanspruchung der Rohre nur Hart-Polyäthylenrohre verwendet werden. Die Kunststoffrohre mit

einem Aussendurchmesser von 315 mm wurden im Kunststoffwerk Europlast GmbH in Lübeck in einer Länge von 310 m extrudiert, auf einen Sonderzug von 23 Eisenbahnwagen verladen und in die Schweiz transportiert. Dies war der längste Spezialtransport, der je in die Schweiz geführt wurde. Im Seebahnhof Romanshorn wurden die Rohre abgeladen, ins Wasser gezogen und auf dem Seeweg mit zwei Motorbooten nach Stein am Rhein geflösst.

Für das Vibro-Einspülverfahren wurde ein an das Verlegeponton befestigtes stehendes Spülrohr verwendet, das durch Winden vom einen zum anderen Ufer gezogen wird. Das Spülrohr besteht aus zwei Kanälen. Der in Arbeitsrichtung gesehene vordere Kanal wird mit Druckwasser von der im Verlegeponton eingebauten Wasserpumpe beschickt, die das aus dem Rhein entnommene Wasser mit 10 bis 12 atü durch die in die Schneide angeordneten Spüldüsen drückt. Dadurch wird der gegen die Schneide anstehende Flussuntergrund in ein Boden-Wasser-Gemisch verwandelt, das die Wirkung der Reibung auf das Spülrohr vermindert. Bei sehr grosser Einspültiefe wird das Spülrohr zudem in Vibration gebracht.

Der zweite hintere Kanal nimmt die Polyäthylenrohre auf, die dann mit der Vorwärtsbewegung des Spülrohres dasselbe verlassen (Bild 3).

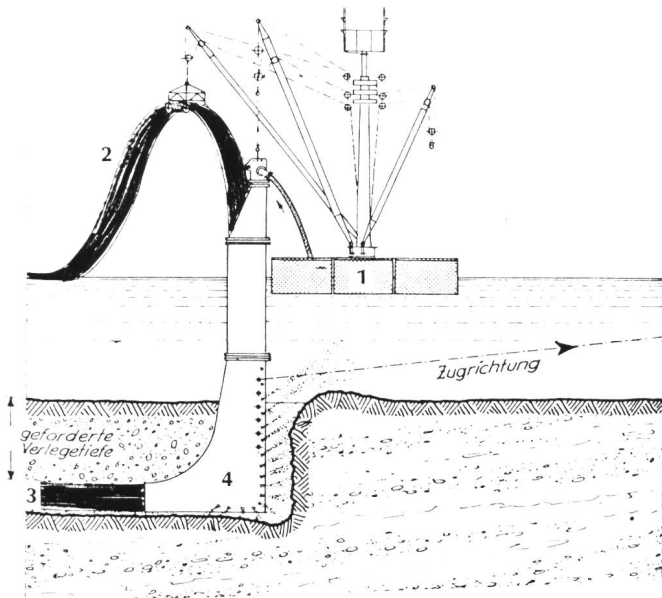


Bild 3. Schema eines Einspülvorganges. 1 Ponton, 2 PE-hart-Rohre gebündelt, 3 PE-hart-Rohre eingespült auf geforderter Tiefe, 4 Einspülrohr.

Der tägliche Arbeitsfortschritt beim Einspülen betrug in Stein am Rhein etwa 20 m. Nach Abschluss der Einspülarbeiten wurden alle drei Rohre mit Druckproben bis 9 atü während drei Stunden überprüft.

Die Eidgenössische Post- und Telefondirektion entschloss sich, für ihre Anlagen in einer parallelen Trasse in 10 m Abstand sechs Hartpolyäthylenrohre, Durchmesser 100 mm ND 10, ebenfalls einspülen zu lassen. Dadurch konnten die Aufwendungen für Voraushub auf zwei Bauherrschaften aufgeteilt werden (Bild 3).

Warum Polyäthylenrohre?

Schon vor der Wahl des Vibro-Einspülverfahrens haben wir vom Standpunkt des Projektverfassers aus uns entschieden, der Bauherrschaft die Verwendung von Hart-Polyäthylenrohren zu empfehlen. Warum? Die genannten Rohre zeichnen sich trotz ihrer Flexibilität durch ihre Formfestigkeit aus. Ausserdem war es uns, da rohes Abwasser transportiert werden muss, sehr wichtig, ein Rohrmaterial zu wählen, welches eine hohe Chemikalienbeständigkeit aufweist.

Mit der Wahl des Vibro-Einspülverfahrens erfüllte sich dann ein weiterer Wunsch des Projektverfassers, im ganzen Flussprofil weder Muffen noch Stumpfschweisstellen zu haben.

Technische Daten und Baukosten

Bauherrschaft:	Abwasserverband Stein am Rhein und Umgebung	
Projektverfasser:	Ingenieur- und Planungsbüro Jürg Moggi AG, Kreuzlingen	
Bauausführung:	Frühjahr 1972	
Rohrlängen:	3 x 310 m	
Rohrmaterial:	Hart-Polyäthylen ND 6	
Durchmesser:	aussen 315 mm, innen 279,2 mm	
Einspültiefen:	3,50 bis 4,50 m	
Tiefe ab bestehender Flusssohle:	3,50 bis 8,50 m	
1. Vibro-Einspülverfahren		348 000 Fr.
2. Rohrlieferung		88 000 Fr.
3. Mehrkosten Erdarbeiten und Einspülung wegen Tieferlegung		238 000 Fr.
4. Uferarbeiten, Anschlussarbeiten an Abwasserpumpwerk		71 000 Fr.
5. Projekt und Bauleitung		68 000 Fr.
Total Baukosten		813 000 Fr.

2. Seeleitungen bei Abwasserreinigungsanlagen

Problemstellung

Für den Abwasserverband Morgental in Arbon und den Abwasserverband Romanshorn waren zur Einleitung von geklärten Abwässern Seeleitungen zu erstellen.

Aufgrund der Richtlinien von 1967 der Internationalen Gewässerschutzkommission für den Bodensee mussten die Leitungen auf einer Tiefe von 10 bis 12 m einmünden. Um dieser Forderung gerecht zu werden, waren Leitungen von 700 bis 800 m Länge vorzusehen (Bild 4).

Die Leitungen müssen folgende Transportkapazität aufweisen: Arbon 1720 l/s; Romanshorn 900 l/s.

Ausschreibung, Arbeitsübertragung

Von unserem Büro wurde ein Pflichtenheft aufgestellt und zum freien Wettbewerb ausgeschrieben. Folgende Rohrmaterialien konnten dabei offeriert werden: Hart-Polyäthylenrohre, Glasfaserverstärkte Rohre (GFK), Eternitrohre, Stahlrohre. Wegen des sehr schlecht tragfähigen Untergrundes wurde die Verwendung von Betonröhren ausgeschlossen.

Folgende Offerten wurden eingereicht:

- 4 Offerten mit Verwendung von GFK-Röhren (602 000 bis 925 000 Fr.)
- 4 Offerten mit Verwendung von Hart-Polyäthylenröhren (726 000 bis 1 174 000 Fr.)
- 2 Offerten mit Verwendung von Stahlröhren (1 021 000 bis 1 027 000 Fr.)

Die umfangreichen Vergleichsberechnungen ergaben eindeutig, dass Hart-Polyäthylenrohre zur Anwendung gelangen sollten. Ausschlaggebend zur Wahl dieses Materials war vor allem die hohe Flexibilität der Kunststoffrohre, deren Unempfindlichkeit gegen die zu erwartenden Setzungen, die Korrosionsbeständigkeit und deren besonderen hydraulischen Eigenschaften.

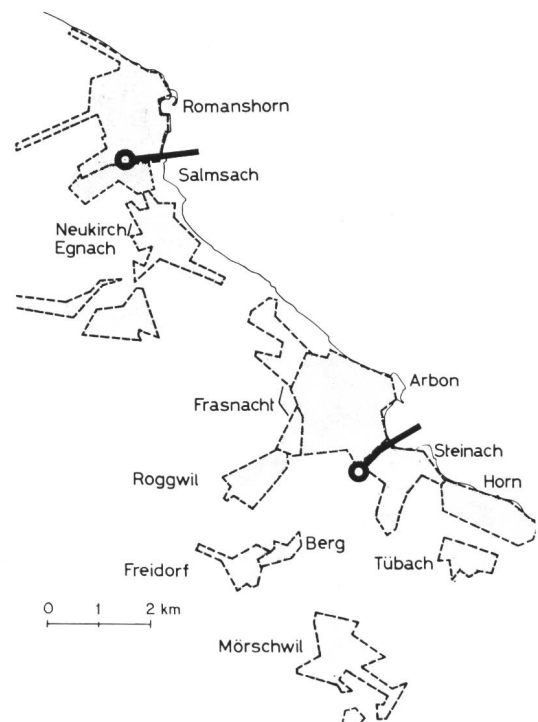


Bild 4. Uebersichtsplan mit den Seeleitungen der Abwasserverbände Morgental in Arbon und Romanshorn in den Bodensee.

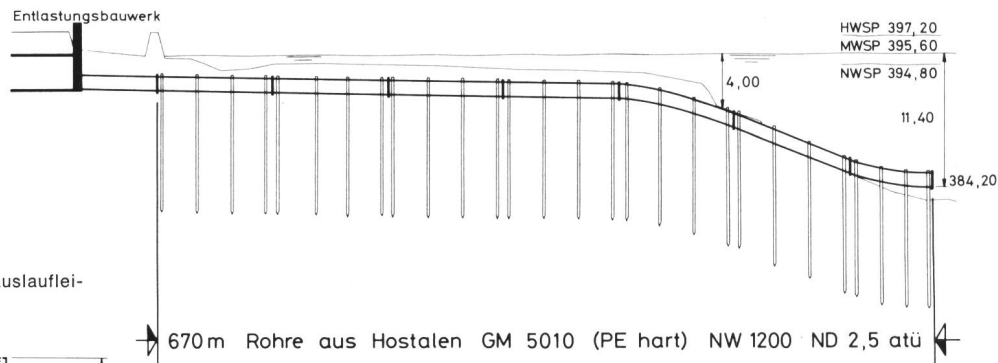


Bild 5. Längenprofil der Seeauslaufleitung Arbon (überhöht).

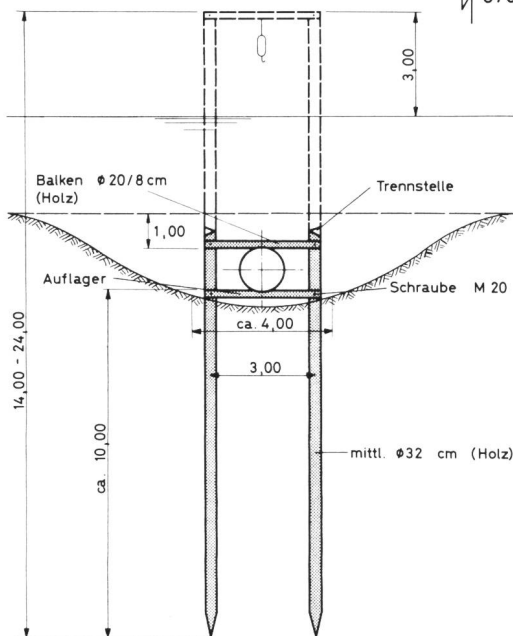


Bild 6. Holzjoch zur Absenkung der Seeauslaufleitungen.

Bauvorgang der Seeleitungen

Für Arbon wurden Hart-Polyäthylenrohre mit Aussendurchmesser von 1200 mm, für Romanshorn mit Durchmesser 1000 mm notwendig. Der Nenndruck wurde mit 2,5 atü gewählt, so dass die Innendurchmesser 1140 mm bzw. 951 mm betragen. Die 100 m langen Teillängen wurden in der Kunststoffwerkfabrik Höhn gefertigt und mit Flanschverbindungen in die Schweiz geliefert. Längere Rohrstücke konnten nicht gewählt werden, da die deutschen und schweizerischen Bahnen nicht bereit waren, längere Stücke von dieser Abmessung zu befördern.

Zudem wurde befürchtet, und dies, wie sich während der Bauarbeiten auch herausstellte, voll zu Recht, dass zu lange freiliegende Abschnitte des Baggergrabens bei Wellengang in der seichten Uferzone wieder zugespült werden könnten.

Die beiden Leitungen sind bis zu einer Wasserüberdeckung von 4 m ab Niederwasserspiegel im Seegrund verlegt, ab dieser Tiefe auf dem Seeboden montiert. Ausgehoben wurde der etwa 2,50 m tiefe Graben mit Seil- und Saugbagger. Das Material wurde im Abstand von rund 80 m seitlich deponiert und zur anschliessenden Verfüllung wieder verwendet (Bild 5).

Bei dem vorhandenen Seeboden betrug die Baggergenauigkeit der Sohle höchstens 30 bis 40 cm. Für die genaue feste Auflagerung wurden darum alle 25 bis 30 m Querträger gewählt, die an den Holzjochen von Tauchern befestigt wurden. Die Rohre wurden zwischen die Joche einge-

schwommen und an Flaschenzügen befestigt. Hart-Polyäthylen hat ein spezifisches Gewicht von 0,95, so dass für das Absenken Betonrohrhinge als Ballast montiert werden mussten. Das Gewicht wurde so gewählt, dass der Abtrieb zwischen 5 und 8 ‰ lag (Bild 6). An Seilzügen wurde das Rohr in die gewünschte Tiefe abgesenkt. Der Absenkvorgang für ein 100 m langes Rohrstück dauerte 1 Stunde.

Durch Taucher wurden nach dem Absenken der Rohre die Flanschverbindungen verschraubt und über die Leitung Querträger befestigt. Die Holzjoche wurden über diesen Zangen abgesägt. Diese oberen Querträger verhinderten, dass die Rohre während den Verfüllungsarbeiten nach oben gedrückt werden konnten. Zwischen den Jochen wurden zusätzlich Sandsäcke unterbaut und Belastungsmaterial montiert.

Am äusseren Rohrende liegen die Leitungen etwa 1 m über Grund. Durch diese erhöhte Lage soll verhindert werden, dass durch Ablagerung der Austritt im Laufe der Zeit eingeschlammt wird.

Auf der Landseite wurden die Teilstücke bis zu den Entlastungsbauwerken ebenfalls in Hart-Polyäthylenrohren erstellt. Die Entlüftung der Leitungen ist bei diesen Bauwerken möglich.

Im Jahre 1972 wurden die Richtlinien über die Einleitung von geklärtem Abwasser revidiert. Nach diesen heute noch gültigen Vorschriften muss die Einleitungsstelle im Bodensee 20 m unter dem mittleren Wasserspiegel liegen. Gegenwärtig wird weiter untersucht, wie und wo gereinigtes Abwasser in ruhende Gewässer eingeleitet werden soll.

Müssen die Einleitungen diesen Vorschriften angepasst werden, könnten im äusseren Bereich die Jochträger tiefer gesetzt werden und die Rohre an den bestehenden Flanschverbindungen verlängert werden.

Technische Daten und Baukosten

	Arbon	Romanshorn
Abzuleitende Wassermenge	1720 l/s	900 l/s
Kritischer Seehochwasserspiegel	397,20 m ü.M.	397,20 m ü.M.
Kote Rohrausmündung	384,20 m ü.M.	384,30 m ü.M.
Länge der Seeleitung	670 m	780 m
Rohrmaterial	Hart-Polyäthylen	Hart-Polyäthylen
Nenndruck	2,5 atü	2,5 atü
Durchmesser aussen/innen	1200/1140 mm	1000/951 mm
Bauausführung	Sommer 1972	Herbst 1972 bis Frühjahr 1973
Installation	36 000 Fr.	36 000 Fr.
Baggerarbeiten	257 000 Fr.	229 000 Fr.
Fixation der Leitung	160 000 Fr.	164 000 Fr.
Liefern und Verlegen der Leitung	535 000 Fr.	470 000 Fr.
Transportpiste	— Fr.	11 000 Fr.
Regiearbeiten	10 000 Fr.	7 000 Fr.
Projekt, Bauleitung	42 000 Fr.	41 000 Fr.
Total Baukosten	1 040 000 Fr.	958 000 Fr.
Per Laufmeter Leitung	1 550 Fr.	1 230 Fr.

Adresse des Verfassers: Hans Mästinger, Ingenieur-Techniker HTL, Planungsbüro Jürg Moggi AG, 8590 Romanshorn und 8280 Kreuzlingen.

Günter Schröder¹⁾

Herstellung

Betrachtet wird die Herstellung von Rohren aus Niederdruckpolyäthylen (PE-hart). Der Rohrproduzent bezieht den Rohstoff in Form von Granulat in einem verarbeitungsfertigen Zustand. Die Rohstoffhersteller garantieren festgelegte Material-Eigenschaften, die bei fachgerechter Verarbeitung ein DIN-gerechtes Endprodukt ergeben.

Das Granulat wird in Silofahrzeugen, in Säcken oder Grosskartonagen angeliefert. Die Rohre werden auf Produktionsanlagen hergestellt, die aus Extruder, formgebendem Werkzeug, Kühlvorrichtung, Abzugseinrichtung und Säge bestehen.

Für ein langlebiges, DIN-gerechtes Produkt sind die Geometrie der Schnecke, die Flieseigenschaften innerhalb des Werkzeuges und eine der Wanddicke des Rohres entsprechende Kühlung wichtig. Für Grossrohre bis 1600 mm Durchmesser werden Extruder mit 500 kg/h Verflüssigungsleistung eingesetzt (Bild 1).

Das zurzeit grösste Rohr im Extrusionsverfahren wird in Finnland hergestellt, es hat einen Durchmesser von 1600 mm und eine Wanddicke von 50 mm. Das Rohr wird für Abwasserleitungen bei einer Scheiteldruckbelastung bis SWL 60 und Innendruck bis 3,2 bar eingesetzt.

Die Abmessungen und Güterichtlinien der extrudierten Rohre sind in der DIN 8074/75 festgelegt.

Gewissenhafte und auf Qualität bedachte Rohrerhersteller prüfen ihre Produkte auf das Innendruckzeitstandsverhalten über die in der DIN geforderten Massnahmen durch häufigere Probenentnahmen. Erst durch die statistisch laufend aufgezeichneten Ergebnisse bekommt der Hersteller ein exaktes Bild über den Qualitätsstandard seiner Produktion und kann bei kritischen Bauvorhaben dafür Gewähr leisten.

¹⁾ Kurzfassung eines Vortrages, gehalten an der Fachtagung vom 3. und 4. März 1977 in Schaffhausen, über «Moderne wasserbauliche Methoden unter Einsatz von Kunststoffen», veranstaltet vom Südwestdeutschen Wasserwirtschaftsverband und vom Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband.

Lagerung

Nach der Herstellung der in Fixlängen abgesägten Rohre müssen diese sachgemäss zwischengelagert werden. Standardlängen für Industrie und die Bauindustrie sind 5 oder 12 m. Es können auch Sonderlängen geliefert werden. Rohre bis 160 mm Durchmesser der Nenndruckstufen 6 und 10 werden auch auf Trommeln oder als Ringbunde gewickelt hergestellt (Bild 2).

Transport

Die Rohre der Standardlängen werden per Bahn oder mit Lastwagen transportiert. Sonderlängen über 18 m werden auf zusammengekuppelten Waggons geliefert. Bei der Projektierung sollte immer die wirtschaftlichste Lösung gesucht werden, indem die Frachtkosten von Sonderlängen den Schweisskosten von Standardrohrängen auf der Baustelle gegenübergestellt werden. Bei Grossprojekten ist auch die Herstellung der Rohre mit einer «Mobilen Rohrfabrik», einer Extrusionsanlage in der Nähe der Baustelle, zu erwägen.

Rohrverlegung, Anwendung

Nachstehend werden durchgeführte Bauten mit PE-hart-Rohren aus verschiedenen Anwendungsgebieten aufgeführt:

PE-hart-Rohre als Trinkwasseransaugleitungen

PE-hart-Rohre eignen sich als Ansaugleitungen für Trinkwasser aus Binnengewässern sowie für Meereswasser in Verbindung mit Entsalzungsanlagen. Mit Erfolg arbeiten z. B. seit Jahren zwei Anlagen in Annecy/Frankreich; der Rohrdurchmesser der Ansaugleitungen beträgt 1000 mm (Bild 3).

PE-hart-Rohre für Abwasserleitungssysteme

Im Jahre 1972 wurde in Kolding (Dänemark) das kommunale Abwassersystem saniert. Das bisher in einen Fjord ge-

Bild 1. Rohrextrusionsanlage für Grossrohre bis 1200 mm Durchmesser aus PE-hart.
(Werkfoto Europlast, Hamburg)

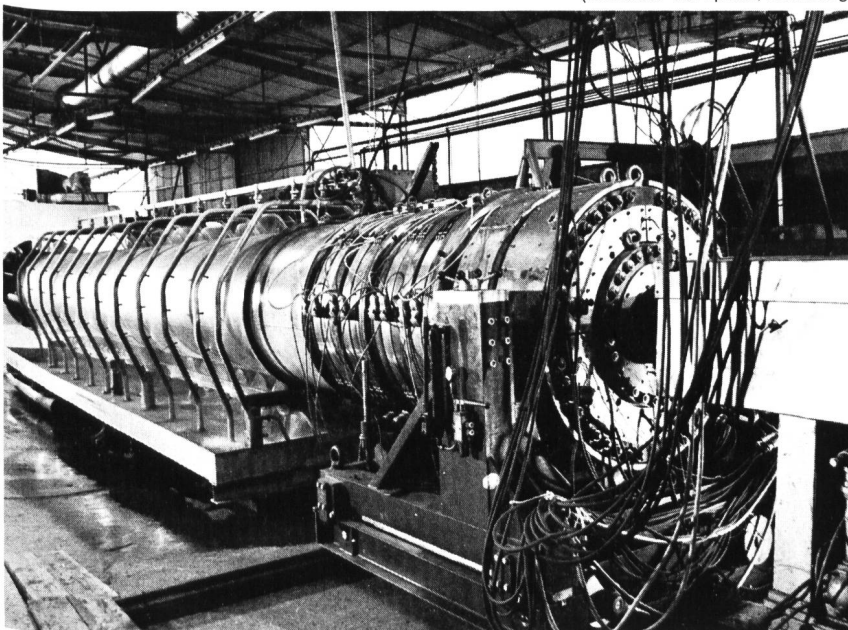


Bild 2. Rohrlager für 6- und 12-m-Stangen.
(Werkfoto Europlast, Hamburg/Lübeck)





Bild 3. Sonderformstück aus PE-hart, Ansaugstutzen für eine Trinkwasserentnahmeleitung. (Werkfoto Europlast, Hamburg)

leitete Abwasser wird in Schächten gesammelt und durch ein PE-hart-Rohr von 1000 mm Durchmesser, das im Fjord auf etwa 3 m Tiefe abgesenkt wurde, geleitet. Hierdurch wurde der mit der Ostsee verbundene Fjord wieder sauber. Durch diese Verlegung wurden aufwendige Strassenaufbrucharbeiten vermieden.

Relining

Das Relining-Verfahren wird für die Sanierung von defekten Abwasser- und Gasleitungen angewendet. In das defekte Rohr aus herkömmlichem Werkstoff wird ein PE-hart-Rohr kleineren Durchmessers eingezogen. Der Hohlraum zwischen den Rohren wird mit Spezial-Zement verpresst.

Neben dem bekannten Objekt Ried-Kanal (Abwasser) wird zurzeit mit Erfolg eine Gasrohrsaniierung in Amsterdam durchgeführt. Es werden mehr als 1000 m defekte Gussrohrleitung mit PE-hart-Rohr 710 mm Durchmesser saniert. Nur alle 300 m werden Baugruben zum Einziehen der Rohre benötigt, der Einzugsradius beträgt rund 50 x Rohraussendurchmesser.

Kabelschutzrohr

Im Jahre 1975 wurde in Hamburg ein Düker durch die Elbe verlegt. Neben zwei Trinkwasserdruckleitungen aus Stahl wurden 42 Rohrstränge aus PE-hart-Rohren 140 mm Durchmesser als Kabelschutzrohre mit eingebaut.

Die Rohre wurden auf Trommeln in nahtlos extrudierten Längen von 530 m an die Baustelle geliefert und beim Abtrommeln direkt in das Dükerpaket eingebaut.

Vorgefertigte Rohrleitungssysteme

Im Werk vorgefertigte Rohrleitungssysteme für Abwasseranlagen (System Geberit, Akatherm, Rollmaplast) sind seit Jahren bekannt. Neu ist der Einsatz von PE-hart-Rohren und Formstücken für die Verrohrung von Trinkwasserhochbehältern. Ein Münchner Bauunternehmen hat in den letzten drei Jahren 15 solcher Bauvorhaben mit Erfolg durchgeführt. Der Vorteil der im Werk vormontierten Leitungen liegt in der kurzen Montagedauer, zusätzlich wirken sich langfristig auch geringe Unterhaltskosten günstig auf die Wirtschaftlichkeit aus (Bild 4).

Schweisverbindungen

Die längskraftschlüssigen Verbindungen der PE-hart-Rohre und Formstücke sind ebenso wichtig wie das Qualitätsrohr. Langjährig bewährte Schweissmaschinen, die eine gerade Rohrführung, Möglichkeit an Zentrierung der zu

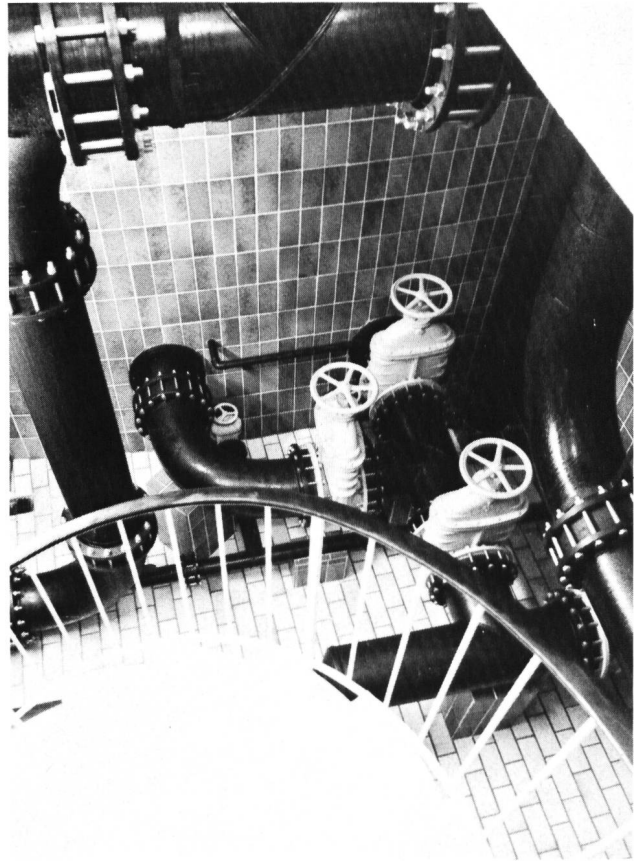
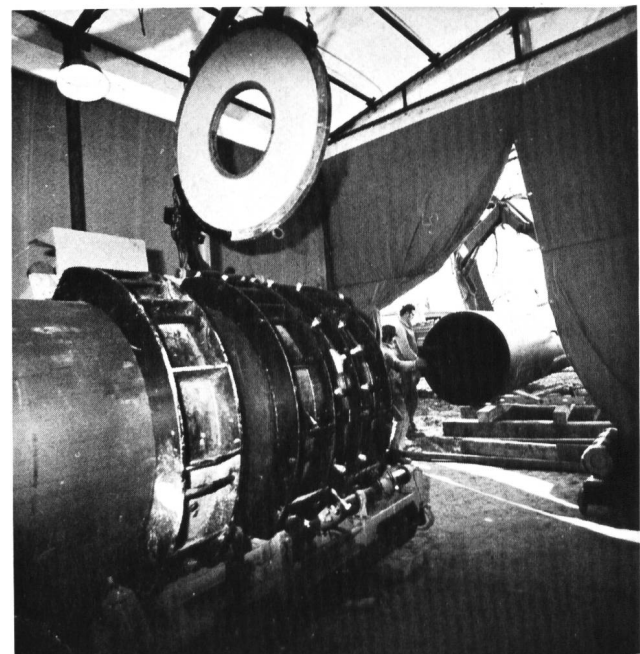


Bild 4. Werkseitig vormontierte Rohrleitungselemente für Spiralleitwandbehälter in der Trinkwasserversorgung. (Werkfoto Josef Riepl Bau AG, München)

verschweisenden Rohrenden sowie genaue Ueberwachung der Schweisszeiten und Schweissdrücke bieten, gewährleisten eine den DVS-Vorschriften (Deutscher Verein für Schweissttechnik) entsprechende gute Verbindung (Bild 5).

Adresse des Verfassers: Günter Schröder in Firma Europlast Rohrwerk GmbH, D-2102 Hamburg 93, Neuhöfer Strasse 26, Postfach 93 03 44.

Bild 5. Europlast-Rohrschweissmaschine mit elektrisch beheiztem Schweisspiegel. (Werkfoto Hoechst AG, Frankfurt)



Martin Kressig¹⁾

1. Topographie und Besiedlung

Das Sarneraatal (Bild 1) zieht sich vom Brünigpass in nord-östlicher Richtung zum Alpnachersee. Die Talsohle ist 0,5 bis 1 km breit. Die Talflanken steigen rasch steil an und sind mehrheitlich bewaldet. Das Kleine Melchtal, das Melchtal, das Gross-Schlierental und das Tal der Kleinen Schliere münden ins Sarneraatal. Ursprünglich reichte der Alpnachersee, der südwestliche Seitenarm des Vierwaldstättersees, bis in das Gebiet von Giswil. Durch die Schuttkegel der Grossen Schliere und der Melchaa wurde der südliche Teil des Alpnachersees abgetrennt und immer höher gestaut. Es entstand der heutige Sarnersee. Zwischen Alpnachstad und Sarnen sowie im Gebiet Giswil wurde das ursprüngliche Seegebiet aufgelandet.

Der steil abfallende Talabschnitt vom Brünigpass bis Lungern ist nicht besiedelt. Zwischen Lungern und Kaiserstuhl bestand früher ein natürlicher See, der Lungernsee. Zur Landgewinnung im Gebiet Lungern wurde dieser im vergangenen Jahrhundert teilweise abgesenkt. Für die Elektrizitätsproduktion wurde er vor wenigen Jahrzehnten erneut ungefähr auf die ursprüngliche Höhe wieder aufgestaut. Heute dient er als Speichersee für die Elektrizitätsgewinnung im Winterhalbjahr. Im Frühling liegt der Seespiegel ungefähr 30 m unter dem Stauziel. Von Kaiserstuhl am unteren Ende des Lungernsees fällt das Gelände steil hinunter zur Ebene von Giswil. Auf eine Distanz von etwa 800 Meter beträgt der Höhenunterschied ungefähr 210 m. Die 3,5 km lange Ebene von Giswil fällt um 15 m zum Sarnersee. Vom Ende dieses 5,5 km langen Gewässers beträgt das Talgefälle zum 8 km entfernten Alpnachersee 35 m. In ungefähr halber Distanz zwischen diesen natürlichen Gewässern liegt der Wichelsee. Dieser künstliche, am Fuss des Schuttkegels der Grossen Schliere angelehnte Stausee dient als Tagesspeicher für ein Laufkraftwerk. Die Seespiegelschwankung ist mit rund 0,5 m gering. Von Lungern bis zum Alpnachersee misst das Tal 22 km. Der Anteil der drei im Talverlauf liegenden Seen mit zusammen 10,5 km Länge beträgt nahezu 50 % der gesamten Talänge.

Der Lungernsee ist in Längsrichtung von steilen Hängen und Felsabstürzen eingeschlossen. Die auf der Ostseite des Sees verlaufende Brünigstrasse durchstösst einzelne Felspartien und ist streckenweise als Lehnenviadukt ausgebildet. Das Ufergebiet auf der Ostseite des Sarnersees steigt über weite Strecken mit geringer Neigung an. Zwischen dem oberen See-Ende und Ewil ist der Hang steiler. Zudem ist dieser durch die nahe am Seeufer verlaufende Brünigbahn und etwas erhöht durch die Brünigstrasse angeschnitten. Nördlich von Sachseln im Gebiet Seehof stösst ein Felsrücken gegen den See hin und fällt steil zu diesem hinunter. Die Ebene zwischen Sarnen und Wichelsee weist nur ein geringes Quergefälle auf. Im Raum des Wichelsees bildet der Schuttkegel der grossen Schliere eine Barriere quer zur Talrichtung. Das Ostufer dieses Sees besteht aus einer gegen 100 m hohen, nahezu senkrecht abfallenden Felspartie. Talwärts des Schuttkegels der Grossen Schliere verläuft die Talebene gleichmässig zum Sarnersee hin.

¹⁾ Kurzfassung des Vortrages gehalten an der Fachtagung vom 3. und 4. März 1977 in Schaffhausen zum Thema «Moderne wasserbauliche Methoden unter Einsatz von Kunststoffen», veranstaltet vom Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband und vom Südwestdeutschen Wasserwirtschaftsverband.

Die Siedlungen liegen entweder auf der Talsohle, auf Schuttkegeln von Seitenbächen oder erhöht auf Terrassen. Die Dörfer sind im allgemeinen geschlossen. Vereinzelt Bauernhöfe liegen abseits. In den vergangenen Jahren entstanden am Westufer des Sarnersees und in Lungern zahlreiche Wochenend- und Ferienhäuser. Das gesamte Gebiet ist ein beliebtes Ziel für Wochenendausflüge und Sommerurlaub. Verschiedene Sportgebiete sind von der Talsohle aus erschlossen. Das Sarneraatal ist ein Erholungsgebiet, leicht erreichbar von den Ballungszentren im Mittelland.

2. Allgemeine Disposition der Anlagen für die Abwasserbeseitigung

Organisation

Eingehende Vorstudien befassten sich mit Wirtschaftlichkeitsvergleichen zwischen Einzelkläranlagen für die verschiedenen Gemeinden, kleineren Gruppenklärwerken für mehrere Gemeinden und einer regionalen Anlage für das gesamte Tal. Der Entscheid fiel zugunsten der regionalen Lösung. Neben wirtschaftlichen und betrieblichen Vorteilen ergibt sich dadurch auch ein Optimum bezüglich Gewässerschutz. Die Gemeinde Sarnen mit der Dorfschaftsgemeinde Sarnen und den Bezirksgemeinden Schwendi, Kägiswil und Ramersberg sowie die Einwohnergemeinden Kerns, Sachseln, Alpnach, Giswil und Lungern gründeten einen öffentlichrechtlichen Gemeindeverband. Diesem «Zweckverband Abwasserreinigung Sarneraatal» obliegt der Bau und Betrieb der notwendigen Sammelkanäle und einer Abwasserreinigungsanlage in Alpnach für das ganze Sarneraatal. Die Kosten des Hauptsammelkanals mit den zugehörigen Pumpwerken und der Abwasserreinigungsanlage werden nach einem Schlüssel, basierend auf Einwohnergleichwerten, auf die Zweckverbandsgemeinden verteilt. Die Kosten der Nebensammelkanäle werden von jenen Gemeinden getragen, auf deren Gebiet sie liegen.

Technisch

Im gesamten Einzugsgebiet der ARA leben heute rund 15 500 Personen. Werden die Urlauber und das Gewerbe mitberücksichtigt, ergeben sich heute je nach Jahreszeit 18 500 bis 21 500 Einwohnergleichwerte. Aus den verschiedenen Siedlungsgebieten wird das Abwasser dem Hauptsammelkanal zugeführt. Dieser verläuft längs der Talsohle von Lungern bzw. von Niederstad zur zentralen ARA «Eichi» in der Nähe von Alpnach. Entwässert wird im allgemeinen im Mischsystem. Der Hauptsammelkanal ist für die Ableitung des zweifachen Trockenwetteranfalls bei Vollüberbauung bemessen. Das Ueberwasser wird nahegelegenen Vorflutern zugeführt, wobei dieses teilweise vorher in Regenbecken geklärt wird. Der Hauptsammelkanal war ursprünglich auf die ganze Länge als Landleitung vorgesehen. Ein durchgehender Freispiegelkanal von Lungern bis zur ARA war wegen der Untergrundverhältnisse und der Topographie in folgenden Abschnitten nicht möglich oder nicht mit Sicherheit ausführbar:

Abschnitt längs Wichelsee

Ein Freispiegelkanal in Ufernähe hätte im unteren Teil eine Sohlentiefe bis 6 m unter dem Seespiegel ergeben. Der

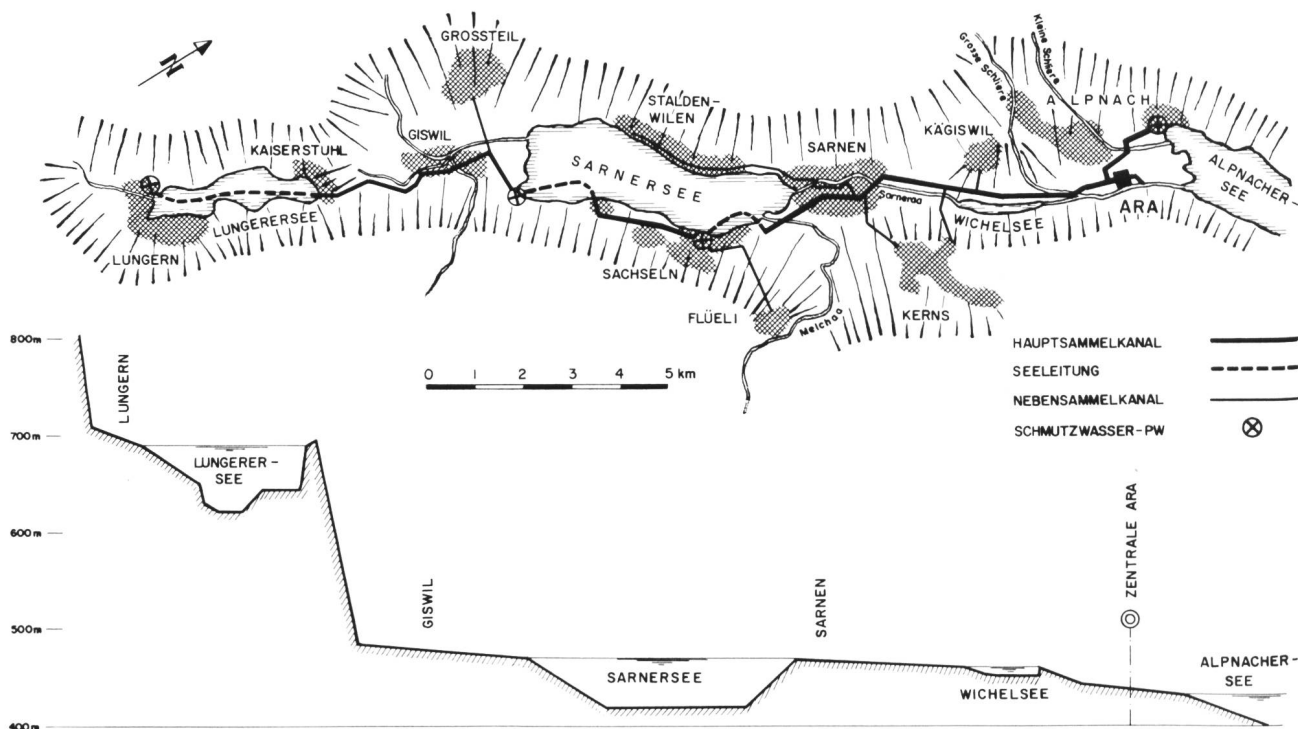


Bild 1. Uebersichtsplan und generelles Längenprofil des Sarneraatales von Lungern bis zum Alpachersee.

dabei quer angeschnittene Schuttkegel der Grossen Schlieri besteht zur Hauptsache aus groben, schlecht sortierten, teilweise siltigen oder etwas tonigen Kiessanden und lagenweise grossen Blöcken. Die Wasserdurchlässigkeit ist dementsprechend stark wechselnd. Der Grundwasserspiegel liegt auf oder leicht über Seespiegelhöhe. Zur Verminderung der Risiken in bautechnischer Hinsicht und bezüglich Wasserhaushalt des Wichelsees wurde auf halber Seelänge ein Zwischenhebewerk vorgesehen. Dadurch hätte sich für den folgenden Kanalabschnitt eine um 2 m höhere Sohlenlage ergeben. Im gesamten Abschnitt wurden vor allem Schwierigkeiten bautechnischer Art wegen des grobblockigen und teilweise sehr durchlässigen Bodenmaterials, des hochliegenden Grundwasserspiegels und der Seenähe erwartet. Mit Wasserverlusten aus dem Stausee, wegen einer möglichen langdauernden Drainagewirkung des Leitungsgrabens und entsprechenden Schadenersatzforderungen des Elektrizitätswerkes musste gerechnet werden.

Abschnitt Sachseln—Seehof

Beim Seehof zieht sich ein Felsrücken zum Sarnersee hin. Dieser fällt steil zum See ab. Unmittelbar am Seeufer verläuft ein Spazierweg und direkt daneben das Trasse der Brünigbahn. Ein Leitungsbau entlang dem Seeufer ist wegen der Platzverhältnisse nicht möglich. Deshalb wurde nördlich des Bahnhofes Sachseln ein Pumpwerk mit anschliessenden Förderleitungen in der Brünigstrasse bis zu deren Kulmination auf dem Seehofrücken vorgesehen. Das gesamte in Sachseln und talaufwärts anfallende Abwasser ist geodätisch um 17 m zu heben. Eine Tunnelvariante schied aus Kostengründen aus. Die ursprünglich vorgesehene Lösung befriedigt in zweifacher Hinsicht nicht. Einerseits verursacht die Abwasserförderung auf die Höhe des Seehofrückens dauernd grosse Energiekosten und andererseits ist ein Leitungsbau in der teilweise mit Werkleitungen schon stark belasteten Brünigstrasse mit erheblichen Schwierigkeiten und Verkehrsbeschränkungen verbunden.

Abschnitt Zollhaus—Ewil

Hier sind die Verhältnisse ähnlich wie beim Abschnitt Sachseln—Seehof. Die engen Platzverhältnisse längs des

Seeufers und die Hangneigung verunmöglichen auch hier den Bau einer Freifalleitung. Im Gebiet Zollhaus wurde deshalb ein Schmutzwasserpumpwerk mit anschliessenden Förderleitungen in der Brünigstrasse bis Ewil geplant. Das Abwasser muss geodätisch um 9 m gehoben werden. Die Nachteile dieser Lösung sind dieselben wie jene für den Abschnitt Sachseln—Seehof.

Abschnitt Lungern—Kaiserstuhl

Längs des Lungernsees ist in Ufernähe aus topographischen und geologischen Gründen kein Leitungsbau möglich. Als günstigste Variante wurde ein Schmutzwasserpumpwerk am südwestlichen Ende des Sees mit Förderleitungen in einem Flurweg auf der Westseite des Sees nach Bürglen vorgesehen. Die geodätische Förderhöhe beträgt etwa 30 m. Dadurch entstehen erhebliche Förderkosten.

Auf Empfehlung des Eidg. Amtes für Umweltschutz wurden für die vorgenannten Leitungsabschnitte generell die Bau- und Betriebskosten der vorgesehenen Landleitungen mit jenen von im See verlegten Kunststoff-Förderleitungen verglichen.

3. Generelle Variantenuntersuchungen

Grundlagen

Für die Gesamtbeurteilung waren verschiedene Bemessungskriterien auf ihre Zweckmässigkeit und Gültigkeit zu prüfen. Wie schon erwähnt, werden die Ortschaften im Sarneraatal im Mischsystem entwässert, wobei dem Hauptammelkanal der zweifache Trockenwetteranfall zugeführt wird. Für den Vollausbau wurde eine Verdoppelung der heutigen Einwohnerzahl angenommen.

In der Tabelle 1 sind die Kanalbaukosten bei einer Verdoppelung der Abflusskapazität durch eine grösser dimensionierte Leitung bzw. durch den späteren Bau eines Parallelkanals bezogen auf die Kanalbaukosten für die einfache Abflussleistung angegeben.

Für die späteren Kanalbauten ist keine Teuerung berücksichtigt. Die Zusammenstellung zeigt, dass für einen erd-

Kanalbaukosten. Kostenvergleich für eine Verdoppelung der Abflussleistung
Tabelle 1

	Erdverlegter Freispiegelkanal	Seeleitung auf Seeboden liegend
Kosten für:		
— Einfache Abflussleistung	100 %	100 %
— Doppelte Abflussleistung bei Querschnittsvergrößerung	125 bis 140 %	170 bis 200 %
— Späterem Parallelkanal	200 bis 300 %	200 %
Kostenanteil des Rohmaterials fertig verlegt	20 bis 40 %	75 bis 85 %

verlegten Freispiegelkanal die Verdoppelung der Durchflusskapazität bei einer Querschnittsvergrößerung bescheidene Mehrkosten zur Folge hat. Muss jedoch in einem späteren Zeitpunkt die Abflussleistung durch den Bau eines Parallelkanals verdoppelt werden, ergeben sich zumindest nochmals dieselben Kosten wie für den ersten Kanal. Diese sind infolge zusätzlicher bautechnischer Schwierigkeiten wegen des bereits bestehenden Kanals oft wesentlich grösser. Deshalb werden die Kanäle in den meisten Fällen für die Durchflussmengen des Vollausbaus bemessen und ausgeführt. Dadurch müssen Gelder für Leistungsreserven investiert werden, die unter Umständen erst nach vielen Jahren oder überhaupt nie Nutzen bringen.

Für auf den Seeboden verlegte Seeleitungen sind die Kostenverhältnisse etwas anders. Eine Verdoppelung der Durchflusskapazität ergibt ungefähr doppelte Kosten, unabhängig davon, ob die Leistungssteigerung von Anfang an durch eine Vergrößerung des Leitungsquerschnittes oder erst in einem späteren Zeitpunkt durch den Bau eines Parallelkanals erfolgt. Die spätere Erstellung eines weiteren Stranges wird durch eine bereits bestehende Seeleitung nicht behindert.

Wenn die Abflussmengen im Endausbau wesentlich grösser sind als jene im Zeitpunkt der Erstellung der Seeleitung, ist eine Bemessung derselben für den Vollausbau nicht wirtschaftlich, weil eine Kapazitätssteigerung durch die Erstellung einer Parallelleitung in einem späteren Zeitpunkt entsprechend dem Bedarf ohne nennenswerte zusätzliche Kosten möglich ist. Deshalb wurden für die Leitungsdimensionierung der ersten Etappe die heutigen Einwohnerzahlen mit einem Zuschlag von 15 bis 30 % zugrunde gelegt.

Bei erdverlegten Kanalisationen ermöglichen Kontrollschächte eine periodische Reinigung der Kanäle. Bei Seeleitungen ist dies nicht der Fall. Um eine genügende Spülwirkung zu erhalten, sollte mindestens zeitweilig die Fließgeschwindigkeit 1,3 bis 1,4 m/s betragen. Mit Rücksicht

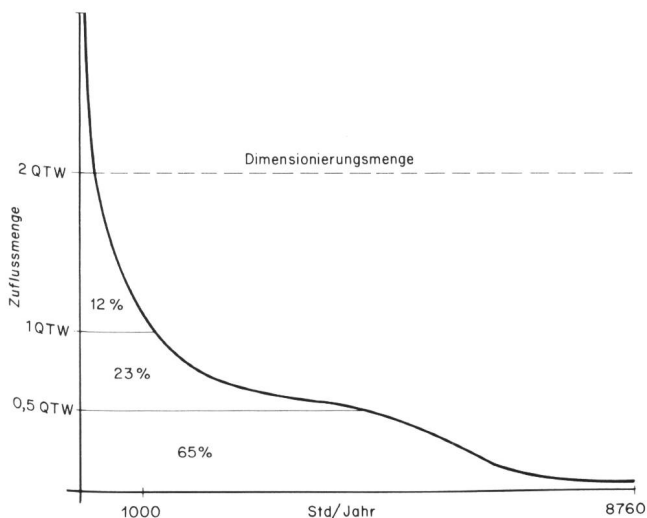


Bild 2. Dauerkurve der Zuflusswassermenge zum Schmutzwasserpumpwerk.

auf die Betriebskosten ist im Dauerbetrieb eine geringere Fließgeschwindigkeit erwünscht. Diese sollte andererseits zur Vermeidung von Ablagerungen einen Minimalwert von 0,7 m/s über längere Zeit nicht unterschreiten. Eine Seeleitungsanlage zum Transport von Abwasser besteht aus einem Pumpwerk und der anschliessenden Seeleitung mit Auslaufbauwerk. Diese beiden Anlagenteile müssen aufeinander abgestimmt sein. Bild 2 zeigt, dass der Zufluss zum Pumpwerk die Dimensionierungsmenge von 2 QTW nur während etwa 200 h/Jahr und den Wert von 1 QTW nur während etwa 1000 h/Jahr erreicht. Die mittlere Zuflussmenge liegt bei 0,5 QTW oder darunter. Abwasserpumpwerke für grössere Einzugsgebiete sollten aus Gründen der Betriebssicherheit mit mindestens zwei Fördereinheiten ausgerüstet werden. Dementsprechend wurden bereits für die erste Ausbaustufe zwei Aggregate mit einer der Dimensionierungsmenge entsprechenden Gesamtfördermenge im Parallelbetrieb vorgesehen. Wie vorangehend gezeigt, sind für eine gegebene Durchflussmenge die Erstellungskosten einer Doppelleitung nicht wesentlich höher als jene für einen entsprechend grösserkalibrigen Einzelstrang. Durch die doppelte Leitungsführung ergeben sich verschiedene Vorteile. Anfänglich, bis sämtliche Gebäude im Einzugsgebiet eines Pumpwerkes angeschlossen sind, wird der Abwasseranfall wesentlich unter dem Dimensionierungswert liegen. Während dieser Zeit genügt für die gesamte Abwasserförderung ein Leitungsstrang. Dadurch ergibt sich eine wesentliche Verkürzung der Gesamtflusszeit. Bei einem allfälligen Defekt an einer Leitung ist es möglich, den Abwasserförderbetrieb, wenn auch mit geringerer Maximalleistung, über den anderen Strang aufrechtzuerhalten. Es kann mit geringeren Fördermengen gespült werden. Aus diesen Gründen wurden bereits für die erste Ausbaustufe Doppelleitungen vorgesehen. Ihre gesamte Förderkapazität entspricht der für den Erstausbau festgelegten Dimensionierungsmenge.

Kostenvergleich

Der Kostenvergleich umfasste die Investitionsaufwendungen und die Energiekosten für die Wasserförderung. Er erstreckte sich über zwei Ausbauperioden. Die Summe der Investitions- und der aufgerechneten Energiekosten ergab die vergleichbaren Gesamtkosten. Zusammengefasst resultierte folgendes:

Abschnitt Wichelsee: Für die Seeleitung kleinere Investitionskosten, jedoch grössere Energiekosten als für die Landleitung. Die vergleichbaren Gesamtkosten waren für die Seeleitung kleiner als für die Landleitung.

Abschnitte Sachseln—Seehof, Zollhaus—Ewil und Lungern—Kaiserstuhl: Für die Seeleitung kleinere Investitions- und Energiekosten und dementsprechend auch geringere vergleichbare Gesamtkosten als für die Landleitung.

4. Detailprojekt

Aufgrund dieser generellen Vergleichsstudien erteilte die Bauherrschaft den Auftrag für die technische Weiterbearbeitung der Seeleitungsprojekte.

Als erstes wurden die Anlandestellen der Seeleitungen festgelegt. Diese richteten sich nach den lokalen Gegebenheiten und den vorgesehenen Pumpwerkstandorten. Gleichzeitig erfolgte anhand der Höhenkurven in der Landeskarte eine Grobtrassierung der Leitung. Anschliessend wurden durch einen im Bau von Seeleitungen erfahrenen Taucher die Seeböden an einzelnen ausgewählten Stellen auf ihre Eignung für auf dem Seeboden verlegte Leitungen

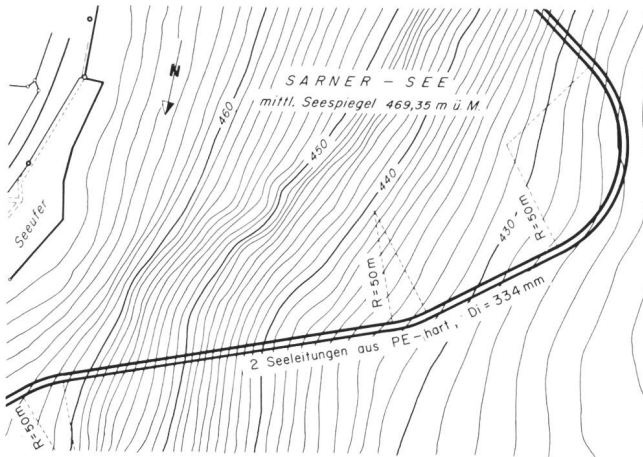


Bild 3. Ausschnitt aus dem Kurvenplan 1:1000 (verkleinert auf etwa 1:35 000), der mit Hilfe von Echolotaufnahmen vom Seeuntergrund gezeichnet wurde. Die Aequidistanz beträgt 1 m, in Gebieten mit geringem Gefälle 0,5 m.

beurteilt. Das Resultat dieser ersten Abklärung war positiv. Für die Detailprojektierung war ein Kurvenplan notwendig, anhand dessen die Seebodentopographie mit genügender Genauigkeit beurteilt und ein Längenprofil vom geplanten Leitungstrasse erstellt werden kann. Für die Aufnahmen wurde ein mit modernsten Instrumenten für Echolotung, Standortbestimmung und Datenspeicherung ausgerüstetes Motorboot eingesetzt. Die Messergebnisse wurden elektronisch ausgewertet. Ein Ausschnitt aus dem Kurvenplan 1:1000 ist im Bild 3 dargestellt. Die Echolotaufnahmen wurden weiter für die geologische Beurteilung des Seebodens verwendet. Wegen der geringen Wassertiefe konnte das Vermessungsschiff auf dem Wichelsee nicht eingesetzt werden. Hier wurden längs eines vorher festgelegten Leitungstrassees auf konventionelle Art von einem Boot aus die Tiefen gemessen. Aufgrund der Seebodenaufnahmen bzw. der Kurvenpläne wurde das Leitungstrasse festgelegt.

Aus dem Abwasser kann sich Gas ausscheiden. Wenn sich dieses an einem Hochpunkt sammelt, ohne entweichen zu

Bild 4. Flugaufnahme des Sarnen Aatales mit dem Sarnensee. Im Hintergrund der Alpnachersee. Blickrichtung Nord.
(Swissair Photo und Vermessungen AG Zürich)



können, besteht die Möglichkeit eines «Aufschwimmens» der Leitung. Um dies zu verhindern, sind die Leitungen mit eindeutigem Gefälle ab der Pumpstation zu einem Tiefpunkt und von diesem steigend zum Endschacht unter Vermeidung von Zwischenhochpunkten vorgesehen.

Bei der Verlegung der Leitungen sind die Gefällsverhältnisse sowie die Rohraufgabe auf dem Seeboden durch Taucher zu kontrollieren. Dabei ist eventuell der Seeboden örtlich entsprechend auszugleichen. An den Anlandestellen werden die Leitungen bis zu einer Wassertiefe von etwa 3 m eingegraben, sonst liegen sie frei auf dem Seeboden. Bei grösseren Richtungsänderungen und Gefällswechseln, insbesondere auch beim Uebergang auf Steilstrecken ist die Leitung durch Betongewichte zu fixieren. Bei steileren Geländeabschnitten wird eine Leitungsführung quer zum Hang vermieden. Ein entsprechender Leitungsausschnitt ist aus Bild 3 ersichtlich. Steilpartien werden in der Falllinie überwunden. Als Leitungsmaterial werden PE-hart-Rohre verwendet. Die an diesen angebrachten Beschwerungsgewichte entsprechen 20 bis 30 % Luftfüllung. Die Krümmungsradien bei Richtungsänderungen werden so gross gewählt, dass das Material nicht überbeansprucht wird. Wie schon in der generellen Vergleichsstudie vorgesehen, werden in jedem Abschnitt Doppelleitungen erstellt. Beide zusammen sind für eine Durchflussmenge entsprechend 2 QTW bemessen.

Für die Abwasserförderung werden in den Pumpstationen zwei Pumpen installiert. Jedem Seeleitungsstrang ist eine Pumpe fest zugeordnet. Die interne Leitungsführung ermöglicht, mit beiden Pumpen in eine Seeleitung oder mit einer Pumpe in beide Leitungen zu fördern. Jede Pumpe ist für eine Fördermenge von 1 QTW bemessen.

Bild 2 zeigt, dass etwa zwei Drittel der jährlichen Schmutzwassermenge bei Zuflussraten unter 0,5 QTW anfällt. Die Abwasserpumpen werden deshalb mit zwei Drehzahlen betrieben. Die der kleinen Drehzahl entsprechende Förderung ist für eine Fließgeschwindigkeit von etwa 0,7 m/s in der Förderleitung ausgelegt. Die Fördermenge der grossen Drehzahl ergibt in der Förderleitung eine Fließgeschwindigkeit von etwa 1,3 m/s. Diese genügt für die periodische Leitungsspülung. Liegt der Zufluss unter 1 QTW, ist nur eine Pumpe in Betrieb. Bei grösserem Zufluss wird die zweite Pumpe zugeschaltet. Die Pumpen und der Wechsel der Pumpendrehzahlen werden in Abhängigkeit vom Wasserstand im Pumpensumpf gesteuert. Damit das Abwasser in den Seeleitungen nicht zu lange liegen bleibt, wird der Förderbetrieb in Intervallen von 4 bis 8 h von einem zum anderen Strang gewechselt. Beim Wechsel wird zuerst die Leitung gespült. Dazu wird die Pumpe mit der grossen Förderleistung erst eingeschaltet, nachdem sich der Pumpensumpf durch den normalen Abwasserzufluss gefüllt hat. Auf das Zuleiten von nicht verschmutztem Wasser zu Spülzwecken wird verzichtet. Die Grösse des Pumpensumpfes wurde so bemessen, dass der Inhalt des längsten steilen Steigabschnittes der Seeleitung, an dessen Fuss sich durch Abrutschen von Schlamm ein Pfropfen bilden könnte, während eines Spülvorgangs vollständig erneuert wird. Die Regel, dass eine Pumpe stündlich nicht mehr als 6- bis 8mal eingeschaltet werden soll, wird dabei ebenfalls eingehalten. Das Anfahren und Abstellen der Pumpen erfolgt über pneumatisch gesteuerte Schieber. Am Leitungshochpunkt im Pumpwerk wird eine automatische Entlüftung angeordnet. Die Dichtheit der Leitung wird mit einer Druckmessenrichtung überwacht.

Adresse des Verfassers: Martin Kressig, Ingenieur HTL, Ingenieurbüro Werfeli und Winkler, Rikonerstrasse 4, 8307 Effretikon.

Karl Petersen¹⁾

An der Westküste Schleswig-Holsteins wird zur Zeit eine neue Seedeichlinie im Einflussbereich von Ebbe und Flut gebaut. Dadurch wird die heutige Deichlinie von 30 km auf 14,8 km verkürzt. Zudem erhält der neue Deich ein neueren Erkenntnissen angepasstes Deichbestick. Nach der sogenannten Jahrhundertflut im Februar 1962, die inzwischen allerdings schon von der «Jahrtausendflut» am 3. Januar 1976 übertroffen wurde, wurde deutlich, dass die Deichhöhe und die Deichform der Westküstendeiche nicht den Anforderungen entsprechen, die von ihrer Schutzfunktion für einen moderneren Lebensraum gefordert werden muss.

Seit 1962 werden nun nach dem «Generalplan Deichverstärkung, Deichverkürzung und Küstenschutz» fast alle Deiche der Schleswig-Holsteinischen Westküste verstärkt. Man ist dabei bestrebt, möglichst viele Buchten und Flussmündungen abzuschneiden, so dass auch durch die Deichverkürzung — immerhin werden rd. 500 km Deichlänge auf 290 km reduziert — eine Verringerung des Katastrophenrisikos erreicht wird (Bild 1).

In der inneren Dithmarscher Bucht entsteht nun seit 1969 durch eine solche Deichverkürzung ein neuer Koog von rund 4800 ha Fläche. 1979 werden diese Arbeiten abgeschlossen sein.

Durch das schwierige Baufeld, die Höhe der Wattoberflä-

che liegt i. M. zwischen Mitteltidehochwasser und Mitteltideniedrigwasser, ist man gezwungen, alle möglichen Bauverfahren des modernen Wasserbaus einzusetzen. So sind gerade in der Bauzeit des Speicherkooges in zunehmendem Masse eine Anzahl von Kunststoffprodukten bei den verschiedensten Bauvorgängen zur Anwendung gekommen. Der ansteigende Trend der Kunststoffanwendung setzt sich fort. Wissenschaftliche Institute befassen sich heute schon intensiv mit der Baustoffprüfung und Entwicklung zur Erarbeitung eines Optimums an wirtschaftlicher und technischer Einsatzmöglichkeit von Kunststoffen im Wasserbau.

1. Bauvorgang

Der Hauptbaustoff im heutigen Seedeichbau ist Wattsand. Mit Gross-Saugbaggern wird der Sand aus einer Tiefe bis NN -40 m als Wasser-Sand-Gemisch heraufgesaugt und in die Deichtrasse verspült. Der Deichfuss wird im Bereich der Tidewasserwechselzone mit einem schweren Deckwerk auf Filterunterbau gesichert. Ausser im Bereich der Asphalt hinterdeckung und des binnenseitigen Deichverteidigungsweges wird der Sandkern mit einer Kleiabdeckung, die begrünt wird, abgedeckt (Bild 2). In der Deichlinie müssen Siele für die Entwässerung der hinter der Deichlinie gelegenen Niederschlagsgebiete vorgesehen werden. In den Sielen können Strömungsgeschwindigkeiten von 2,0 bis 3,0 m/s auftreten, so dass eine besondere Sohlen- und Böschungssicherung auf Filterbasis als Erosionsschutz vorgesehen werden muss.

¹⁾ Kurzfassung eines Vortrages gehalten an der Fachtagung vom 3. und 4. März 1977 in Schaffhausen, die zum Thema «Moderne wasserbauliche Methoden unter Einsatz von Kunststoffen» durch den Schweizerischen und den Südwestdeutschen Wasserwirtschaftsverband durchgeführt wurde.

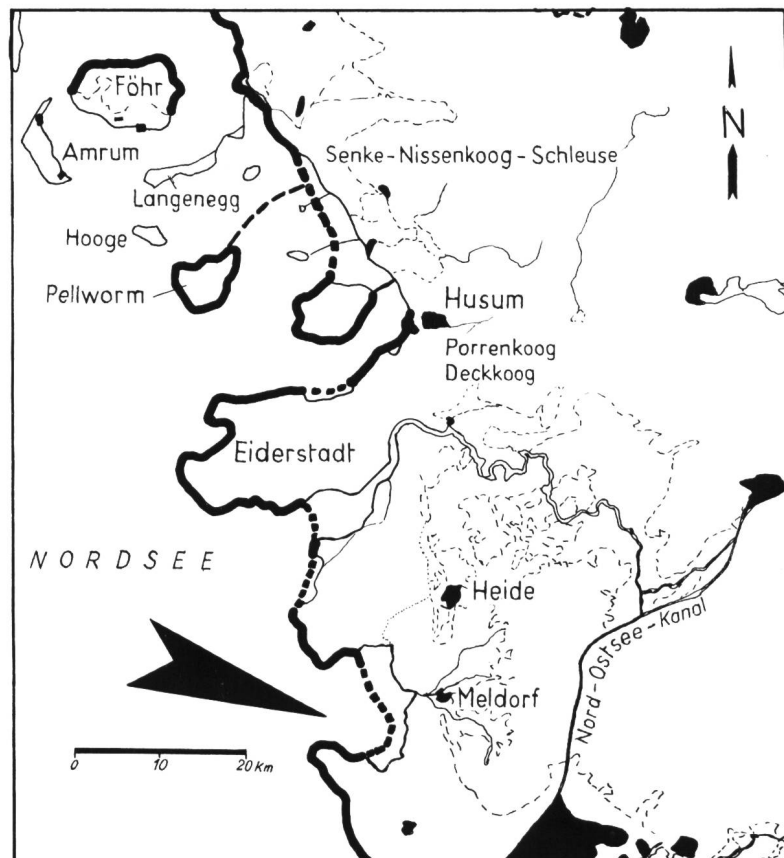


Bild 1. Massnahmen des Generalplans an der Westküste Schleswig-Holsteins. Der Pfeil bezeichnet die Abdämmung der Dithmarscher Bucht. Die vorhandene Deichlinie ist mit dünnen, durchgehenden Linien angegeben. Die verkürzte Deichlinie ist dick gestrichelt gezeichnet und die noch zu verstärkenden Deiche sind stark ausgezogen angegeben.

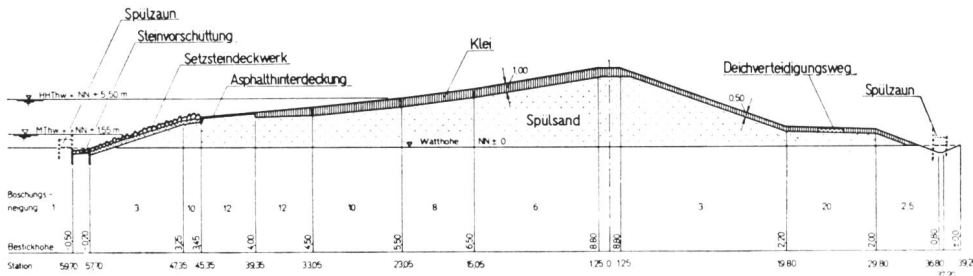


Bild 2. Regelquerschnitt des Seedeiches.

Wichtigster Bauabschnitt ist die Schliessung des Deiches. In der Deichschlusslücke kann ein Wasserstandsgefälle von 2 bis 3 m mit Strömungsgeschwindigkeiten bis 6,0 m/s auftreten. Von der Sicherung der Sohle gegen Erosion bei diesen Strömungsgeschwindigkeiten hängt das Gelingen des gesamten Deichbaus ab.

2. Kunststoffanwendung im Bauverfahren

Spülfeldbegrenzung

Für das Aufspülen des Sandkerns müssen Spülfelder angelegt werden, die durch Dämme so eingefasst sind, dass das ausströmende Wasser-Sand-Gemisch in ein so ruhiges Becken läuft, dass der Sand sich absetzen kann. Die Gesamtbodenmenge wird in zwei Lagen aufgespült. Wenn die erste Lage von NN $\pm 0,0$ m bis rd. 1,0 m über MThw hochgespült ist, werden erneut Spülfelder angelegt und auf dem entstandenen erhöhten Planum eine weitere rd. 2,5 m starke Lage aufgespült.

Da die erste Lage im ständigen Strömungsbereich der auf- bzw. ablaufenden Tide gespült wird, muss die Spülfeldbegrenzung hier besonderen Anforderungen genügen (Bild 3). Beidseitige Gerölldämme mit einer eingefassten Pfahlwand (vier Pfähle/m Pfahlwand) und einer eingefädelt Polyäthylen-hart-Plane (2,5 mm) bieten dem Angriff der See mit

Strömung und Wellen soviel Widerstand, dass zwischen den Dämmen die Sandaufspülung erfolgen kann.

Damit das Geröll nicht zu sehr im Wattboden einsinkt und damit eine Erosion der Wattoberfläche durch das durchströmende Wasser verhindert wird, erhalten die Gerölldämme eine Sohlsicherung mit Filterplanen aus Nylon- (Polyamid) Multifilgewebe, Niederdruck-Polyäthylen- oder Polypropylenbändchengewebe (Reissfestigkeit ≥ 240 kp/5 cm). Die zweite Lage ist nicht mehr im Bereich des normalen Tideangriffs. Hier müssen die Spülfeldbegrenzungen, die aus dem anstehenden Sand aufgesetzt sind, binnenseitig durch eine PVC-Folie, 0,2 mm stark, gegen den erodierenden Spülstrom gesichert werden.

Deckwerk

Das Rauhideckwerk als Deichfussicherung hat eine Länge von 10 bis 12 m. Auf seiner 1:3 geneigten Setzsteinböschung soll sich die Energie der anbrandenden Welle vernichten (Bild 3, Deckwerksaufbau).

Die Standsicherheit des Deckwerks hängt einmal ab von einer ausreichenden äusseren Konstruktion als Widerstand gegen Wellenschlag und Eisgang und zum anderen von der Uebergangskonstruktion zwischen anstehendem Sandboden und der Setzsteindecke, dem Deckwerksfilter. Durch die täglich zweimal wechselnden Tidewasserstände dringt das Wasser in den Deichkörper und würde bei schnell abfallendem Aussenwasserstand den tragenden Boden auswaschen, wenn nicht ein Filter vorgesehen würde. Ähnlich wirkt auch der hydraulische Druckschlag der aufbrandenden Welle.

Am Deckwerk des Speicherkoogseedeiches wurden fast alle Möglichkeiten eines Filteraufbaus durch Einbau in Probestrecken im Naturversuch erprobt, so dass man heute nach drei- bis fünfjähriger Einbauzeit etwa erkennen kann, welche Filterart die technisch optimale und dann auch die wirtschaftlichste ist.

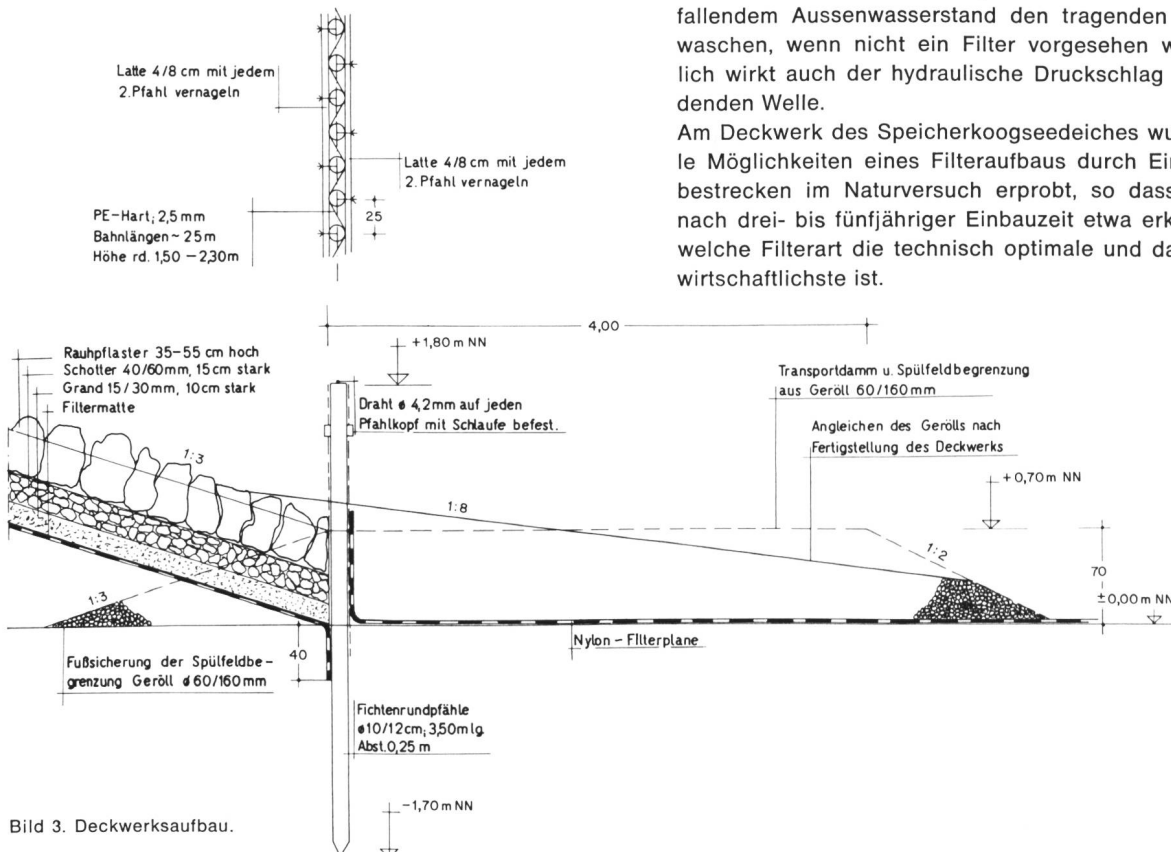


Bild 3. Deckwerksaufbau.



Bild 4. Beschädigtes Deckwerk.

Herkömmliche Bauart mit Heidekrautfilter

Die Schichtenfolge ist hier: Sandboden — 20 cm Heidekrautschicht — 15 cm Schotter — Setzsteine.

Wegen der Verrottungsgefahr des Heidekrauts wurde im südlichen Teil des Speicherkooges ein Filtergewebe, darauf 10 cm Heidekraut und darauf eine Gerölllage und die Setzsteinschicht eingebaut.

Das Deckwerk liegt heute schon rd. fünf Jahre. Leider scheint der Filter nicht den gesetzten Anforderungen zu entsprechen. Das gesamte Deckwerk hat sich S-förmig verformt. Im unteren Bereich beult es aus, im oberen hat sich eine Lunke gebildet.

Bei Untersuchung dieses Deckwerks an besonders deutlichen Sackstellen zeigte sich, dass das Heidekraut nur noch in dicken Strünken vorhanden war, das Geröll war z. T. nach unten auf der glatten Filtermatte verrutscht und die scharfen Setzsteine hatten 15 bis 30 mm starke Löcher in die Matte gescheuert (Bild 4).

Die glatte Oberfläche des Gewebes scheint hier mit Grund für das schlechte Liegen des Deckwerkes zu sein.

Eine weitere Probestrecke mit einem Nylstrongfiltergewebe zeigte ähnliche Schäden, jedoch keine Zerstörung der Plane.

Deckwerk mit Vliesfilter

Es wurden neun Kunststoffvliese als Filter in Probestrecken eingebaut.

Der Aufbau war hier: Sandboden — Vlies — 10 cm Geröll — 15 cm Schotter — Setzsteine.

Die Funktionsweise ist in der Theorie so, dass der Vlies die Filterfunktion als Quasinaturfilter übernimmt. In dem räumlichen Gebilde des Filters setzt sich der anstehende Boden in der starren Struktur des Fädenlabyrinths so fest, dass ein dem nach Körnungen abgestuften Naturfilter ähnlicher Filteraufbau und damit Filterwirkung entsteht. Hauptsache scheint hierbei zu sein, dass die Durchlässigkeit des Filters für Sand nicht zu gross ist. Der Abbau des Innenwasserdrucks muss auch so gewährleistet sein, dass der Porenwasserdruck nicht die Kornreibung des Bodens aufhebt und eine Schmier- bzw. Fliessschicht im anstehenden Sand entsteht, so dass das Deckwerk durch die dynamische Belastung aus Wellenschlag ins Rutschen kommt. Da eine gewisse Bewegung jedes Deckwerks nicht auszuschliessen ist, muss eine ausreichende Reissfestigkeit und Dehnfähigkeit vom Kunststofffiltervlies gefordert werden.

Auf den Vlies drückt eine rundkörnige Geröllschicht (15/30 mm), die ein sattes Andrücken der Filtermatte erreichen



Bild 5. Sohlsicherung.

soll. Ausserdem soll sie den Kunststoff vor mechanischer Zerstörung schützen. Die Verbindung zwischen Geröll und Setzsteindecke bildet eine 15 cm starke Schotterschicht (40/60 mm). Durch die Rauigkeit des Schotters soll ein festes Stehen der Setzsteine und ein guter Uebergang der Belastung auf die unteren Schichten bewirkt werden.

In diesen Deckwerksstrecken, die z. T. 1970/71 und z. T. 1974 eingebaut worden sind, wurden bis heute keine Schäden entdeckt. Die Analyse der Festigkeit, Dehnung, Wasserdurchlässigkeit und Bodengehalt der Proben lässt aber einige Tendenzen erkennen. Die Grobfaservliese zeigten eine stärkere Abnahme der maximalen Reissfestigkeit als die Feinfaservliese. Da jedoch die Reissfestigkeit bei 30 % Dehnung als massgeblich bei der Beurteilung angesehen werden muss, kann gesagt werden, dass, da dieser starke Unterschied in dem Bereich noch nicht zu beobachten ist, er auch noch nicht von Bedeutung ist. Die Reissdehnung war bei den Grobfaservliesen auch merklich geringer, als bei den vergleichbaren feineren Spinnvliesen. Da jedoch die grösste Beanspruchung der Filtermatte in der ersten Zeit des sich noch konsolidierenden Deckwerks gegeben ist, und da die Untersuchung der Filterwirksamkeit allgemein ausreichende Ergebnisse gezeigt hat, sind alle Proben als für diese Art Deckwerk ausreichend zu bezeichnen. Ein Grenzwert ergab sich lediglich bei einer 1200 g/m² schweren kombinierten Fein- und Grobfasermatte, die bei verhältnismässig geringem Bodengehalt eine stark reduzierte Durchlässigkeit zeigte. Im Hinblick auf die Filterwirk-

Bild 6. Beschädigte Dachbinnenböschung aus Asphalt nach der Sturmflut 1976.



samkeit sollte beim Einsatz von Matten für diese Zwecke eine Stärke von etwa 500 g/m² gewählt werden, wenn eine Feinfasermatte eingesetzt wird.

Es muss gesagt werden, dass nur eine begrenzte Zahl von Produkten hier zum Einbau kam, so dass demzufolge auch die Aussage entsprechend zu werten ist. Zudem handelt es sich hier um ein spezielles Anwendungsgebiet. In den kommenden Jahren sollen die Probestrecken weiterhin beobachtet und untersucht werden.

Deckwerk mit Naturfilter

Wegen der verhältnismässig lohnintensiven Setzsteindeckwerke wurde auch eine Probestrecke mit besonders schweren Schüttsteinen ($\gamma = 3,6 \text{ Mp/m}^3$) und einem abgestuften Filterunterbau aus dem gleichen Material eingebaut, um zu erproben, ob auch ein Deckwerk mit überwiegend mechanischem Aufbau einsatzfähig ist.

Aufbau:

15 cm Grus 0 bis 35 mm

15 cm Schotter 30 bis 120 mm

45 cm Schüttsteine 15 bis 45 cm

Auch dieses Deckwerk zeigt, was den Filteraufbau anbelangt, keine Schäden.

Sohl- und Böschungssicherung am Sielbauwerk

Der Auslauf des Sieles muss so gesichert sein, dass das strömende Wasser das Entwässerungsgerinne nicht erodieren kann. Ausserdem soll bei einem Wasserüberdruck in der Auslaufsohle der Wasserdruck zwar abgebaut, aber der Sandboden zurückgehalten werden. Ein Setzsteindeckwerk mit Kiesunterbau und Kunststofffiltervlies kommt hier zum Einbau.

Im Bereich der auslaufenden Sohlsicherung wird die Konstruktion so geändert, dass sie sich flexibel eventuellen Kolkbildungen anpassen kann. Hier werden auf ein reissfestes Gewebe Faschinen aufgenäht, deren Zwischenräume mit Schüttsteinen gefüllt werden.

Sohlsicherung in den Deichschlüssen

Aehnlich wie bei den Sielausläufen sind die Probleme bei den Sohlsicherungen für die Deichschlüsse. Ausser den

erheblich höheren Strömungsgeschwindigkeiten muss hier besonders der Gefahr des hydraulischen Grundbruchs nach erfolgtem Deichschluss bei hohen Aussenwasserständen und niedrigen Binnenwasserständen Aufmerksamkeit gewidmet werden. Hier darf ein Dichtsetzen des Filters unter keinen Umständen eintreten, weil dann der Wasserdruck die Sohlsicherung anheben würde. Auch wegen der starken Belastung bei Kolkbildungen wird der Sohlsicherungsfilter der Deichschlüsse mit einem starken Gewebe versehen (Bild 5).

Provisorische Böschungssicherungen

Bei der Sturmflut im Januar 1976 wurde der Ringdeich der Bauinsel trotz 6,5 m +NN Höhe von überschlagenden Brechern überströmt und die Bauinsel zu einem grossen Teil überflutet und mit Wasser gefüllt. Durch das überströmende Wasser wurde die asphaltierte Binnenböschung unterspült und brach in erheblichen Teilen zusammen (siehe Bild 6).

Um diese Böschungen nicht nochmals zu gefährden, wurde der untere Teil der Bauinsel in einer Neigung 1:2 mit einem leichten Feinfaservlies abgedeckt. Als Sicherung wird der Filter mit Latten, die durch Moniereisen in der Sandböschung verankert sind, gehalten. Eine ähnliche Bauweise wurde auch bei der Sicherung der gebrochenen Deiche in der Haseldorfer Marsch nach der Sturmflut gewählt. Als provisorische Massnahme dürfte sich diese Bauweise zumindest bei einem erneuten Katastrophenfall bewähren.

3. Grundsätzliche Beurteilung

Der gerade in den letzten fünf bis zehn Jahren verstärkt zum Einsatz kommende Kunststoff im Wasserbau hat inzwischen seinen festen Platz unter den Wasserbaustoffen eingenommen. Die Zeit des Erprobens dürfte dadurch bald ihrem Ende entgegengehen.

Obwohl die hier beschriebenen Beobachtungen auf ein Spezialbauwerk, den Deich des neuen Speicherkooges Dithmarschen, ausgerichtet sind, verdienen die hier in der Praxis beobachteten Tendenzen Beachtung.

Adresse des Verfassers: Dipl.-Ing. Karl Petersen, Amt für Land- und Wasserwirtschaft Heide, Berliner Strasse 19, D - 2240 Heide/Holst.

Sanierung des Badestrandes des Rothsees bei Zusmarshausen

DK 627.5

Hermann Gernert¹⁾

Durch künstliches Aufstauen eines Flusslaufes wurde ein Erholungssee geschaffen. Der anstehende morastige und schlammige Untergrund am Seeufer musste für die Badenhergerichtet werden. Die Sanierung wurde mit Treviravlies gelöst.

Vorgeschichte

Der Markt Zusmarshausen liegt an der Mündung der Roth in die Zusam im Westen des Landkreises Augsburg, dort, wo die Bundesautobahn Stuttgart—München das Zusamtal kreuzt.

Vor einigen Jahren, bei Beginn der Flurbereinigung, lagen im Bereich des heutigen Rothsees stark vernässte Wiesen

¹⁾ Kurzfassung eines Vortrages, gehalten an der Fachtagung vom 3. und 4. März 1977 in Schaffhausen, über «Moderne wasserbauliche Methoden unter Einsatz von Kunststoffen», veranstaltet vom Südwestdeutschen Wasserwirtschaftsverband und vom Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband.

und fast die Hälfte der heute etwa 12 ha grossen Wasserfläche war verschilft und wurde seit längerer Zeit nicht mehr bewirtschaftet. Nach den alten Regeln und Gepflogenheiten des landwirtschaftlichen Wasserbaus oder nach den früheren Forderungen des Landwirts hätte der Kulturbauer versucht, dieses Gebiet mit allen Mitteln der Entwässerungstechnik trocken-zulegen, um die Flächen dann in Kultur nehmen zu können. Dieses zwei Jahrzehnte nach dem letzten Krieg praktizierte, oft rücksichtslose Streben der Landwirtschaft nach grösstmöglicher Ertragssteigerung, auch durch Entwässern des letzten Quadratmeters und Begradigen des kleinsten Bachlaufes, und das meist freudige Mitziehen des Kulturbauers gehören der Vergangenheit an. Der Rothsee ist ein Beweis dafür. Dieses Beispiel zeigt aber auch, dass es nicht damit getan ist, nichts zu tun, da landwirtschaftlich nicht mehr genutzte Flächen sehr schnell verwildern und der entstehende «Urwald» zu

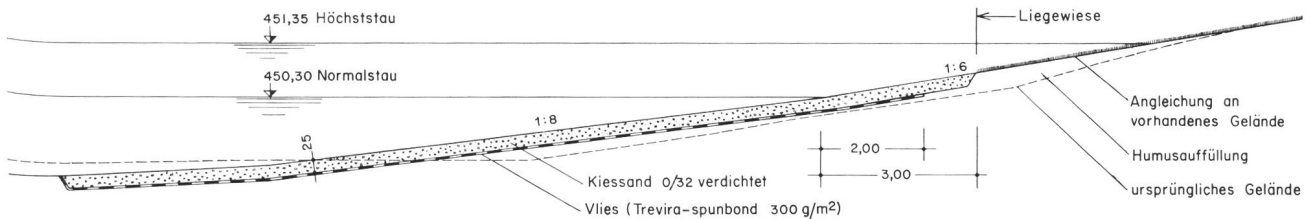


Bild 1. Uferausbildung des Badestrandes am Rothsee bei Zusmarshausen.

keiner sinnvollen Erholung genutzt werden kann und sicher nicht zur Verschönerung der Landschaft beitragen würde.

So haben die Teilnehmergemeinschaft Flurbereinigung und der Markt Zusmarshausen 1969 an das Wasserwirtschaftsamt Krumbach den Wunsch geäußert, an der Roth einen Fischweiher mit Badegelegenheit zu errichten. Nach unserem Vorentwurf vom 8. März 1971 und dem Bauentwurf vom 4. Februar 1972, nach Durchführung eines Raumordnungsverfahrens nach Art. 23 BayLPIG und eines wasserrechtlichen Verfahrens und nach schwierigen Finanzierungsverhandlungen konnte im Januar 1973 der Bau begonnen und Ende desselben Jahres noch vollendet werden.

Der Rothsee

Die Roth, ein kleiner Bach, ein rechter Nebenfluss der Zusam, wurde aufgestaut, so dass bei Normalstau eine Wasserfläche von 12 ha mit einer Länge von 860 m, einer größten Breite von 180 m und einer größten Wassertiefe von 2,50 m entstand. Die hydrologischen Hauptdaten der Roth sind: 44 km² Niederschlagsgebiet, NNQ=0,105 m³/s, MNQ=0,180 m³/s, MQ=0,370 m³/s, HQ₁=5,4 m³/s, HQ₁₀=12,0 m³/s, HQ₁₀₀=19,0 m³/s und HQ₁₀₀₀=25,0 m³/s.

Der Erddamm, der in Talmitte 4,70 m hoch ist und der auch ohne diesen See für die Straße benötigt worden wäre, wurde mit einer Stahlspundwand gedichtet und anstelle einer Brücke mit einem Entlastungsbauwerk versehen. Es wurde auf HQ₁₀₀₀ bemessen und besteht aus festem Wehr, vorgesetztem Mönch mit Abfischvorrichtung und Absperrschieber, Grundablass aus gewellten Stahlfertigteilen und Tosbecken mit Störkörpern. Damit können bei normaler Wasserführung das kalte Wasser vom Seeboden über einen Absperrschieber und bei Hochwasser bis zu 25 m³/s abgeführt werden, wobei allerdings dann der Wasserspiegel um 1 m ansteigt, dabei ist aber immer noch über 1 m Freibord vorhanden.

Neben den drei winterfesten Umkleide- und Toilettenhäuschen, eines davon hat einen Raum für die Wasserwacht, die zur Wasserversorgung an das gemeindliche Netz und zur Abwasserbeseitigung an Kanal und Sammelkläranlage Zusmarshausen angeschlossen sind, hat die Teilnehmergemeinschaft einen Parkplatz für 500 Personenwagen gebaut. Die Flurbereinigungsdirektion hat Planung und Leitung der Bepflanzung übernommen, deren Wirkung allerdings zur guten Einbindung des technischen Bauvorhabens in die Landschaft erst nach einigen Jahren richtig zum Tragen kommt.

Der Ausbau des Badestrandes mit Trevira-Vlies

Auf beiden Seiten des aufgestauten Sees im unmittelbaren Anschluss an den Damm, also dort, wo die größte Wassertiefe vorhanden ist, wurde ein etwa 800 m langer Bade-

strand mit einer Neigung von 1:6 bis 1:10 aus 25 cm Kies auf einem Trevira-Vlies mit 300 g/m² Gewicht angelegt.

Bei dem anstehenden Untergrund, quartäre Auflagerungen aus lehmigen, schluffigen Sanden bis sandigen Lehmen und anmoorigen Einlagerungen, der vor dem Aufstau nach einem Regen selbst mit Gummistiefeln kaum begehbar war, weil bei jedem Schritt der Stiefel drohte stecken zu bleiben, wäre das Anlegen eines Badestrandes ohne Verwendung der Filtermatte mit wirtschaftlichen Mitteln unmöglich gewesen.

Auf der eben planierten Böschung, und zwar auf den Teilen der späteren Wasser- bzw. Wasserwechselzonen, wurden 5 m breite Spunbond-Bahnen von Hand ausgelegt, 20 cm überlappt und mit einer tragbaren Nähmaschine einmal vernäht. Darauf wurde Kiessand der Körnung 0/32 maschinell (Gräder oder Raupe) in einer Stärke von 25 cm aufgebracht und mit einer leichten Walze verdichtet.

Die Lieferkosten für das Vlies betragen 2.10 DM/m². Verlegen und Vernähen wurde von der Lieferfirma, den Bayer. Wollfilzfabriken, 8875 Offingen, zur Einführung kostenlos durchgeführt.

Die Erfahrungen in den vergangenen drei Sommern sind uneingeschränkt gut.

Ein Versuchsstück am Ende des Badestrandes, Kiessand ohne das Vlies aufzubringen, war nach kurzer Badetätigkeit schon unbrauchbar und nicht mehr begehbar. Das aufgebrauchte Kiesmaterial war verschwunden und kein Unterschied zur benachbarten Naturböschung zu erkennen. Ein anderer Versuch, auf einer kleinen Fläche das Vlies ohne Abdeckung oder Befestigung zu verlegen, schlug fehl. Die Bahnen schwammen unregelmäßig auf und ergaben bei kleinem Wellengang den Eindruck, als ob ein Seeungeheuer oder Tierkadaver im Wasser wären.

Zusammenfassung

Die Planer und Erbauer des Rothsees glauben, dass der Verzicht auf die Entwässerung einiger ha Grenzertragsböden sich gelohnt hat, und dass dieser künstlich angestaute Natursee die Landschaft um Zusmarshausen bereichert. Der See lädt ein zum Spazierengehen und Wandern, Fischen und Angeln, mit kleinen Booten ohne Motor fahren, Baden und Schwimmen und im Winter Schlittschuhlaufen und Eisstockschiessen.

Das Anlegen des Badestrandes war aber nur möglich oder die Kosten für Bau und Unterhalt des Badestrandes waren nur in annehmbaren wirtschaftlichen Grenzen zu halten, weil ein neuer Baustoff, die Filtermatte, verwendet wurde.

Adresse des Verfassers: H. Gernert, Baudirektor, Wasserwirtschaftsamt Krumbach, D - 8908 Krumbach, Abholfach.

Hans Guldener¹⁾

Seit dem Hochwasserjahr 1965 und seit die Transportkosten für das verwendete Material tragbar geworden sind, wendet der Staat Thurgau bei der Korrektur seiner grösseren Gewässer ein Profil an, bei dem sich Blocksatz und Lebendverbau ergänzen. Mit der Kombination dieser beiden Elemente werden zwei Ziele verfolgt: die gute Eingliederung des Korrektionsprofils in die Landschaft und die Optimierung der Höhe des Blocksatzes.

Oft gemachte und teuer bezahlte Erfahrung zeigt, dass ein Blocksatz aus Steinen mit 800 bis 1200 kg Stückgewicht, wie sie handelsüblich sind, praktisch jeder Schleppspannung widersteht, die in unseren Gewässern natürlicherweise auftritt, dass aber eine Rasenböschung schon mit 80 N/m² (8 kp/m²) überbeansprucht sein kann. Weil es unwirtschaftlich und auch nicht schön ist, wenn der Blocksatz höher ist als unbedingt nötig, ist man darauf gekommen, zuoberst auf den Blocksatz einen Saum von Weiden zu pflanzen.

Die Weidenpflanze umklammert mit ihrem starken Wurzelwerk nach kurzer Zeit die obersten Steine des Blocksatzes und treibt Wurzelanschläge aus den Fugen zwischen den Blöcken. Die Erfahrung zeigt, dass gesunde, gepflegte Weiden einer Schleppspannung von 140 N/m² (14 kp/m²) widerstehen. Das heisst, dass der Blocksatz nur bis auf eine Höhe aufgebaut werden muss, in welcher die Weiden die Schleppkraft übernehmen können. Das heisst aber auch, dass der auf diese Weise gesicherte Flusslauf links und rechts von einem schmalen, hohen Weidensaum dauernd begleitet und dem Blick des Erholungsuchenden entzogen ist. Dazu kommt, dass dieser Gebüschstreifen den Fischern den Zutritt zum Wasser verwehrt. Wo Landschaftsschutz und Pflege der Erholungsgebiete einiges Gewicht haben, wird man versuchen, diesen Nachteilen zu begegnen.

Anlässlich der Korrektur der Murg wenig oberhalb der Stadt Frauenfeld wurde das seit Jahren erprobte und bewährte Korrektionsprofil etwas modifiziert. Hier wurde die erste Versuchsstrecke angelegt, bei der Zutritt zum Wasser und Blick auf den Fluss auf weite Strecken frei bleiben. Es wurde versucht, das Wurzelwerk des Rasens durch Ein-

legen eines Netzes so zu verstärken, dass es eine wesentlich höhere Schleppspannung erträgt, als seiner Natur entspricht.

Der Gedanke war, die Wurzeln der einzelnen Graspflanzen oder -horste gegenseitig stärker zu verbinden, als sie es aus ihrer natürlichen Verflechtung heraus sind. Als Hilfsmittel dazu wurde ein Fischernetz aus Nylon (210 x 6 x 3) mit 60 mm Maschenweite diagonal gewählt. Dieses wurde auf die rohe Böschungsplanie verlegt und mit Haken aus Armierungseisen auf dem Boden fixiert. Daraufhin wurde die Humusschicht aufgetragen (max. 10 cm) und die Fläche angesät.

Es wurden drei Versuchsstrecken angelegt, 46, 56 und 58 m lang und je 4 m breit. Erfahrungen konnten bisher nicht gesammelt werden, weil die Murg seither nie eine Höhe erreicht hat, die eine auch für unbefestigten Rasen gefährliche Schleppkraft erzeugt hätte.

Etwa zur gleichen Zeit wie an der Murg wurden Fischernetze auch bei der Sanierung des Rheinuferes verwendet. Den Kräften, die durch die dort auf die Verbauung aufbrandenden Schiffswellen entstehen, war der Rasen nicht gewachsen, und die Schäden, die dort entstanden, führten dann zu den unter Mitwirkung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, VAW, an der ETH Zürich und des Eidg. Amtes für Strassen- und Flussbau, ASF, durchgeführten Versuchen.

Versuch mit Kunststoff-Vliesmatten bei stark beanspruchten Flussufern

Problemstellung

Beim Hochrhein herrscht vom Frühjahr bis zum Herbst ein reger Fahrgast- und Sportschiffverkehrsverkehr. Dabei wirken auf die Flussufer neben den normalen Strömungskräften durch die fliessende Welle auch die durch die fahrenden Schiffe erzeugten Bug- und Heckwellen durch Druck und Sog auf die Ufer ein. Die üblichen Verbauungsarten, wie wir sie an der Thur, Sitter und Murg, alles Wildwasser, ausführen, haben sich am Rhein nicht bewährt, und wir suchen für diese Verhältnisse nach neuen Methoden.

Durch die Rückströmung der auflaufenden Bug- und Heckwellen entsteht eine Absenkungswelle, welche als Sog wirkt. Dieser Sog ist die stärkste der angreifenden Kräfte.

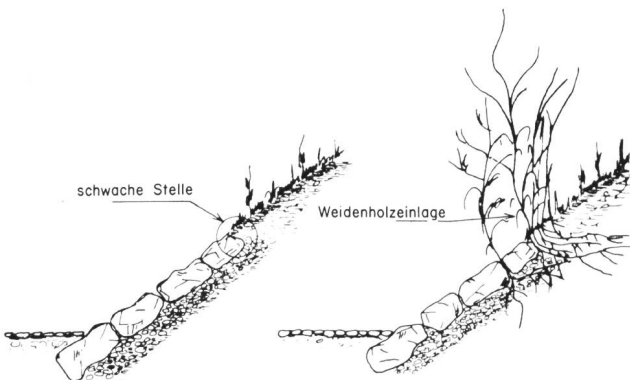


Bild 1. Normalprofil einer Bachverbauung mit und ohne Holzabdeckung. Die schwache Stelle beim Uebergang vom Blocksatz zur Rasenböschung kann durch Weidenholzeinlagen verstärkt werden.



Bild 2. Durch die Rückströmung der auflaufenden Bug- und Heckwellen entsteht eine Absenkungswelle, die als Sog wirkt. Dieser Sog ist massgebend an der Uferzerstörung schuld. Das Bild zeigt eine ausgeschwemmte Rheinuferröschung.

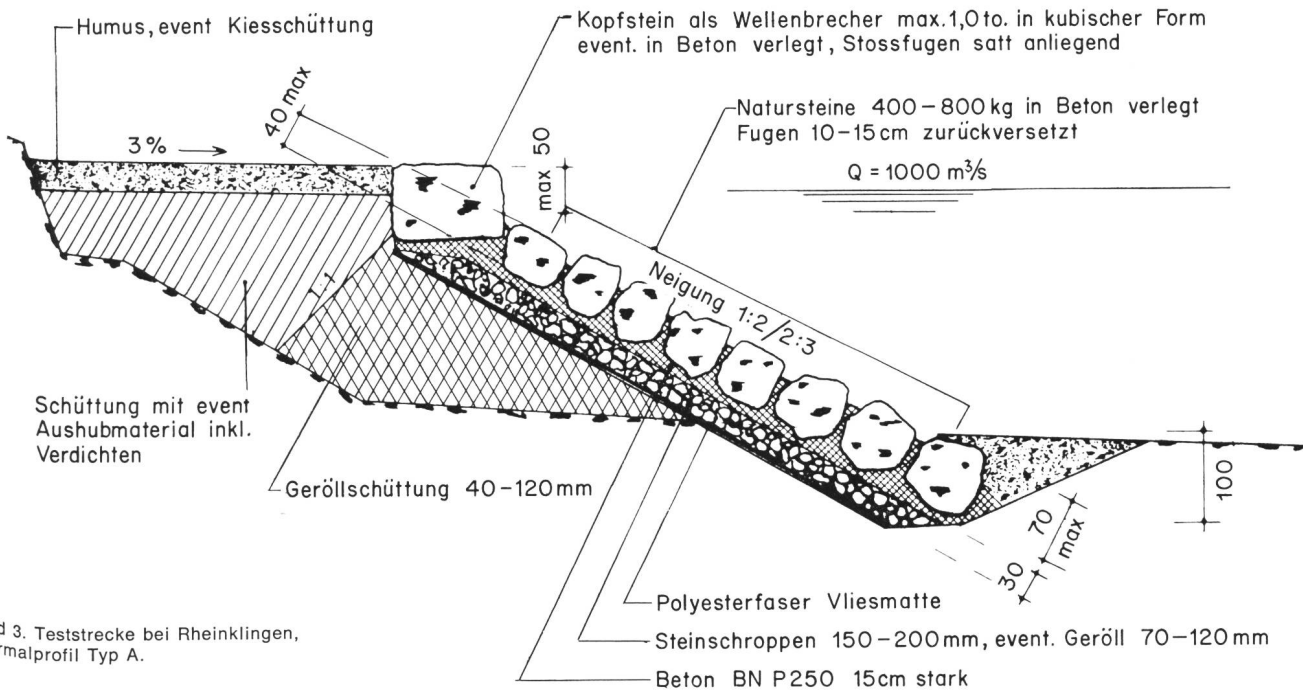


Bild 3. Teststrecke bei Rheinklingen, Normalprofil Typ A.

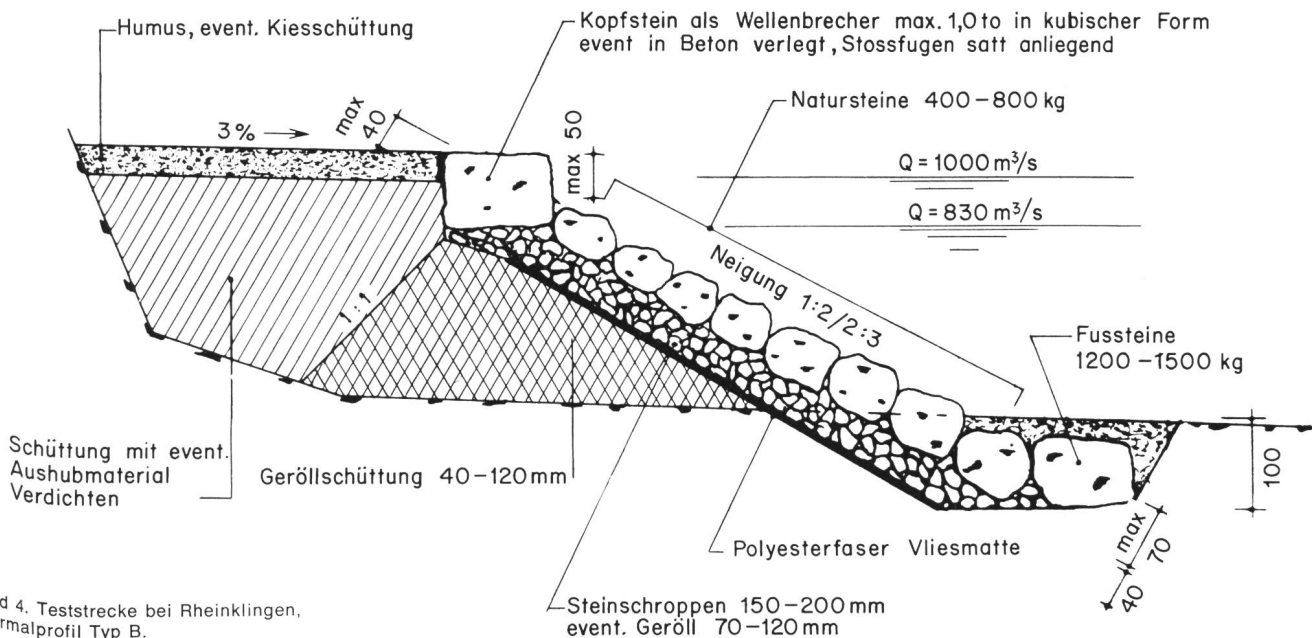


Bild 4. Teststrecke bei Rheinklingen, Normalprofil Typ B.

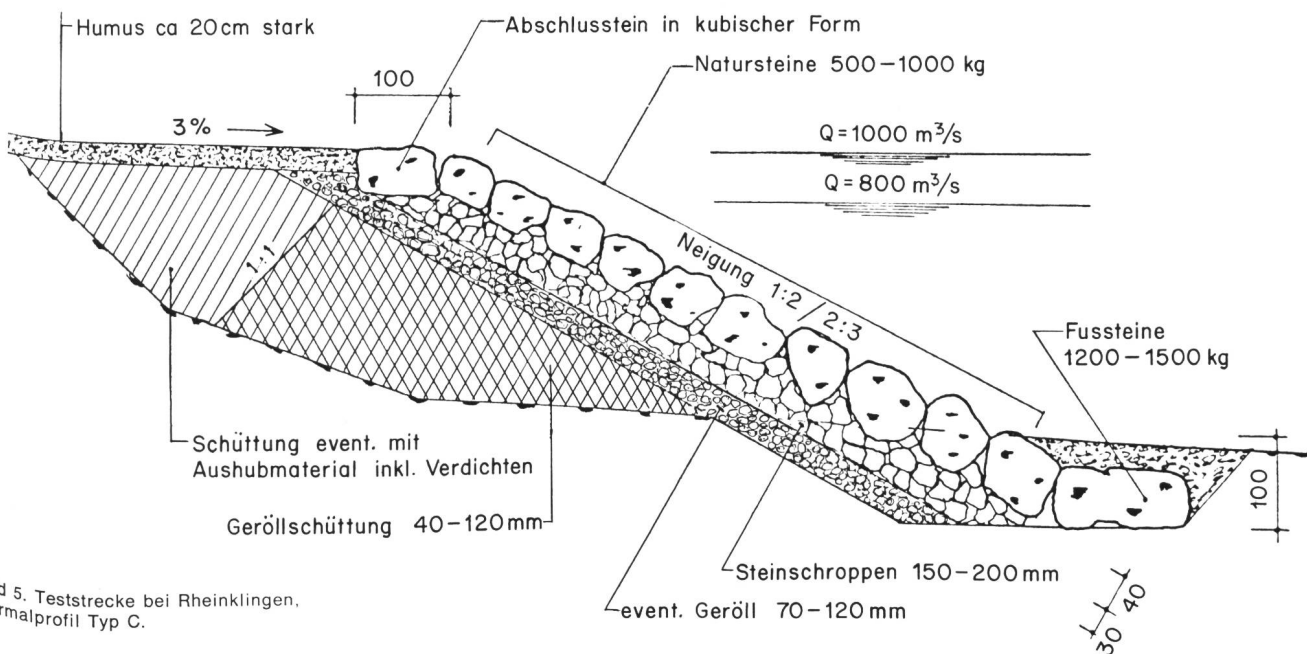


Bild 5. Teststrecke bei Rheinklingen, Normalprofil Typ C.

Bild 6. Teststrecke bei Rheinklingen, Variante A während des Baus.



Bild 7. Teststrecke bei Rheinklingen 1976. Die fertige Böschung mit Natursteinen 400 bis 800 kg verkleidet, der obere Abschluss wird von Kopfsteinen, höchstens 1 Tonne schwer, gebildet. Normalprofile Typ A und B.



Bild 8. Teststrecke bei Rheinklingen 1976. Bild der fertigen Versuchsböschungen.



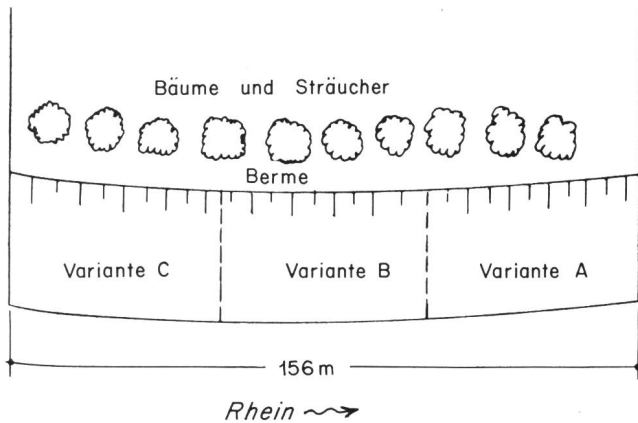


Bild 9. Teststrecke der Rheinuferverbauung bei Rheinklingen, 1976.

Infolge des Sogs fliesst das Wasser, welches beim Auf-
laufen der Welle in die Böschung eindringt, aus der Bö-
schung und der Befestigung heraus und kann dabei die
feinen Teile des Untergrundes und der Befestigung her-
ausreissen, wenn diese Teile nicht durch einen filterförmigen
Aufbau des Böschungsschutzes oder durch andere
geeignete Baumassnahmen zurückgehalten werden (Bild 2).
Diese Erkenntnis veranlasste uns, nachdem sich Modell-
versuche als nicht geeignet herausstellten, eine Versuchs-
strecke mit drei verschiedenen Verbauungstypen zu er-
stellen, die im folgenden kurz vorgestellt werden (Bild 9).

Variante A

Die Vliesmatte, Markenbezeichnung Fibertex 300, 300 g/m²,
beginnt oberhalb des Böschungsfusssteins und liegt auf
dem eingebrachten Geröllmaterial. Die Ueberlappung zweier
nebeneinander verlegten Bahnen beträgt mindestens 30 cm.
Auf der Vliesmatte wurde mit einem Hydraulikbagger eine
rund 30 cm dicke Schroppenschicht ausgebreitet. Diese
Schroppen wurden mit einer 10 bis 15 cm starken Sicker-
betonschicht von 250 kg Zementgehalt auf 1 m³ fertigen
Beton überdeckt, in welche die 800 bis 1500 kg schweren
Granitblöcke versetzt wurden. Die Hohlräume zwischen den
Blöcken wurden mit Beton BN 250 ausgefüllt, wobei die
Oberfläche des Betons gegenüber derjenigen der Blöcke
zurückversetzt blieb (Bilder 3 und 5).

Variante B

An den Böschungsfusssteinen schliesst die Vliesmatte an,
welche wiederum auf dem angeböschten Geröll liegt. Die

in der flussabwärts liegenden Hälfte der Verbauung nach
Variante B und im unteren Teil der Böschung verlegte
Bahn der Vliesmatte besteht aus dem gleichen Material
wie bei Variante A. Die im übrigen Bereich bei diesem
Verbauungstyp verwendete beige Vliesmatte trägt folgen-
de Marktbezeichnung: Polyfelt TS 400, 400 g/m². Die auf
der Kunststoffmatte liegende Steinschroppenschicht weist
eine Stärke von etwa 40 cm auf. Bei dieser Variante wurde
nur der vertikal gestellte Block als Wellenabweiser einbe-
toniert. Der Blocksatz auf der 1:2 geneigten Böschung weist
kleinere und grössere Fugen auf. Die Zwischenräume wur-
den mit Schroppen ausgefüllt. Teils wurden diese Schrop-
pen mit einem Hammer in die Fugen eingeschlagen. Die
Zukunft wird zeigen, ob diese Schroppen unter dem An-
griff der Wellen nicht herausgerissen werden (Bild 4).

Variante C

Hinter dem Fussstein wurde auf das flache Ufer Geröll
aufgeschüttet, bis eine Neigung von 1:2 erreicht war. Auf
dieses Geröllmaterial wurde eine 40 cm starke Schroppen-
schicht eingebracht. Darauf wurden die dunklen Schwarz-
wald-Granitblöcke versetzt. Die Zwischenräume wurden
mit Schroppen ausgefüllt, welche teils mit einem Hammer
in die Spalten hineingeschlagen wurden.

Bei diesem Verbauungstyp müssen also die zwei Schich-
ten aus Geröll, Sollgrösse 10 bis 120 mm, und Schroppen,
Sollgrösse 150 bis 350 mm, die Aufgaben eines Filters
übernehmen. Dabei entspricht der Uebergang zwischen
der anstehenden Sohle aus Sand zur Geröllschicht nicht
den Filterkriterien (Bilder 5, 7 und 8).

Kosten

Auch wenn es der kurzen Versuchsstrecke wegen nicht
gerechtfertigt erscheint, von Laufmeterpreisen zu sprechen,
so geben die Zahlen doch einen gewissen Aufschluss über
die Kosten.

Die Baustelle wird im Verhältnis zur Grösse der Verbau-
ung mit hohen festen Kosten belastet wie Erschliessung
der Baustelle, An- und Abtransport der Maschinen.

Variante A	646.50 Fr./m
Variante B	590.10 Fr./m
Variante C	583.60 Fr./m

Eine Beurteilung dieser Verbauungsarten kann erst nach
einer mehrjährigen Beobachtungszeit erfolgen, wobei die
Widerstandsfähigkeit, besonders bei der Variante B, stark
von der Dauerhaftigkeit der Kunststoffmatte abhängt.

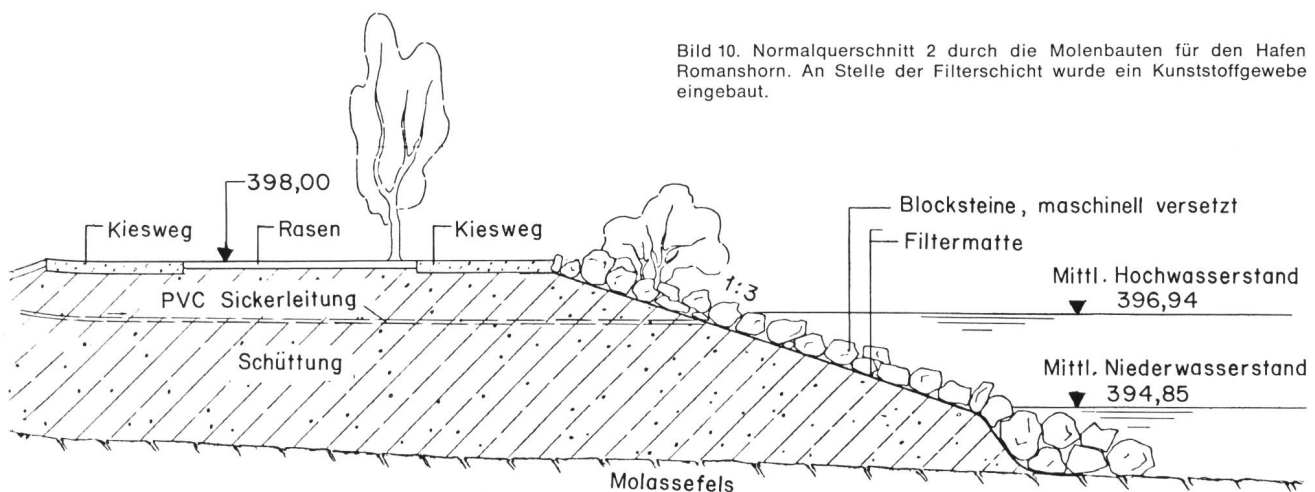


Bild 10. Normalquerschnitt 2 durch die Molenbauten für den Hafen
Romanshorn. An Stelle der Filterschicht wurde ein Kunststoffgewebe
eingebaut.

Weitere Anwendungen

Bei den Böschungssicherungen geht es wie bereits bemerkt darum, den Widerstand gegen die Erosion zu erhöhen. Die schwächste Stelle ist dabei der Uebergang von der Festverbauung mit Steinen auf die Rasenböschung. Diese Stellen schützten wir bisher mit Weideneinlagen. Bis die Weiden jedoch eine gewisse Grösse erreicht haben, ist der Uebergang stark gefährdet.

Wir haben in einem Versuch an der Thur letztes Jahr die Weideneinlagen mit Böschungsschuttmatten überspannt, um auf diesem Bereich eine erhöhte Sicherheit gegen Angriffe zu erhalten. Die Weiden schlugen durch die Schuttmatten aus, die Entwicklung der Weiden wird also durch die Matte nicht gehemmt. Ein Hochwasser ist seit dem Einbau nicht aufgetreten, so dass wir noch keine Resultate über den Versuch haben.

Aehnliche Probleme stellen sich bei **M o l e n b a u e n** als Abschluss von **B o o t s h ä f e n** gegen den See. Stürme verursachen hier einen sehr grossen Wellengang, gegen den die geschütteten Molen gesichert werden müssen. Auch hier werden als Böschungssicherung Natursteine wie

beim Flussbau verwendet. Beim Hafen Romanshorn, der z. Z. im Bau ist, kommt an Stelle einer Filterschicht aus Schroppen oder Sickerbeton ein Kunststoffgewebe der Firma Huesker zur Verwendung, das sehr widerstandsfähig und beständig gegen chemische und biologische Einflüsse ist. Diese Hate-Gitterplanen sind mit Maschenweiten von 0,06 bis 0,15 bzw. 1,00 bis 1,2 mm lieferbar. Die Wahl der Maschenweite hängt von der notwendigen Wasserdurchlässigkeit und dem Bodenrückhaltevermögen ab (Bild 10).

Daneben haben wir Kunststoffmatten für **T r a n s p o r t p i s t e n** auf der Flusssohle als Uebertragungs- und Konsolidierungselement mit gutem Erfolg eingesetzt.

Ueber die Versuche, von denen wir hoffen, dass sie uns einen Schritt weiterbringen, können wir im Augenblick noch keine Ergebnisse bekannt geben. Wir müssen dabei die Verhältnisse nehmen, die uns die Natur bietet, denn bei diesen Versuchen im technischen Massstab kann nichts simuliert werden.

Adresse des Verfassers: Hans Guldener, Chef des Amtes für Umweltschutz und Wasserwirtschaft des Kantons Thurgau, 8500 Frauenfeld.

MITTEILUNGEN VERSCHIEDENER ART

Willi Rohner †

Alt Ständerat Dr. Willi Rohner starb wenige Monate nach Vollendung des 70. Lebensjahres am 2. April in St. Gallen nach mehrmonatiger Leidenszeit.

Der Verstorbene, eine profilierte Persönlichkeit, stand während vieler Jahre im Dienste der Öffentlichkeit. Von 1952 bis 1971 gehörte er als freisinniger Vertreter St. Gallens dem Ständerat an. Im Amtsjahr 1966/67 leitete er als Präsident die kleine Kammer. Vor seiner Wahl in den Ständerat war er ein Jahr im Nationalrat. Von 1942 bis 1968 wirkte er im Grossen Rat des Kantons St. Gallen. Daneben stellte er seine Schaffenskraft zahlreichen Gremien ausserhalb der Parlamente zur Verfügung.

Nach dem Studium der Wirtschaftswissenschaften wandte sich Willi Rohner dem Journalismus zu. Während 20 Jahren war er Redaktor des «Rheintalers». Er blieb auch später immer in verschiedenen Funktionen eng mit der Presse verbunden. Als Parlamentarier war er als Fachmann der Finanzpolitik und als Kenner der Wirtschaft anerkannt. Er beschäftigte sich kompetent mit der Aussenpolitik, war mehrere Jahre Mitglied des Europarates und war stets bestrebt, konstruktiven Vorschlägen zum Durchbruch zu verhelfen. Bankrat und Bankausschuss der Schweizerischen Nationalbank sowie zahlreiche andere massgebende Führungsgremien nutzten während vieler Jahre seine Wirtschaftskennntnisse.

Dieser summarische Ueberblick über Tätigkeit und Leistungen könnte ein falsches Bild vom Menschen Willi Rohner entstehen lassen. Trotz seiner vielseitigen Inanspruchnahme in wirtschaftlichen und politischen Bereichen und trotz der ihm damit zukommenden bedeutenden Stellung standen bei Willi Rohner immer die Menschen im Vordergrund. Unvoreingenommen und unbestechlich liess er sich von seiner ausgezeichneten Menschenkenntnis leiten. Mit seinem kernigen Humor half er mit, Trennendes zu überbrücken. So war es ihm immer wieder auch in Sachfragen möglich, gangbare Lösungen aufzuzeigen und durchzusetzen. Seine Artikel und seine Voten zeugten von grossem politischem Engagement. Dass er neben seiner starken Belastung auch noch Zeit zum Lesen fand, ist erstaunlich. Die Bücher seiner grossen Bibliothek gehörten für ihn zum Leben. Sie trugen mit bei zur Vielseitigkeit, zur philosophischen Betrachtungsweise der Probleme und zu einem reichen Wissen, das sich im Gespräch offenbarte.

Auch dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband stellte der Verstorbene sein grosses Können zur Verfügung. An der Hauptversammlung 1964 in Saas Fee löste er Ständerat Dr. Karl Obrecht im Präsidium ab. Umsichtig und konzilient leitete er den Verband bis zum Jahre 1976. Unter seiner präsidentialen Leitung entstand 1965 der grosse Bericht über Binnenschifffahrt und Ge-

