

*Mitteilungen*  
des Instituts für Wasser und Gewässerentwicklung  
– Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik –  
der Universität Karlsruhe (TH)

Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. Dr. h. c. mult. Franz Nestmann

Michael Gebhardt

# Hydraulische und statische Bemessung von Schlauchwehren

2006

Heft 235



universitätsverlag karlsruhe



Michael Gebhardt

## **Hydraulische und statische Bemessung von Schlauchwehren**

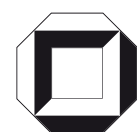
## **Mitteilungen**

des Instituts für Wasser und Gewässerentwicklung  
– Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik –  
der Universität Karlsruhe (TH)

***Heft 235***

# Hydraulische und statische Bemessung von Schlauchwehren

von  
Michael Gebhardt



---

universitätsverlag karlsruhe

Dissertation, genehmigt von der  
Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften  
der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), 2006  
Referenten: Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. mult. Franz Nestmann  
Prof. Dr.-Ing. Karl Schweizerhof

## **Impressum**

Universitätsverlag Karlsruhe  
c/o Universitätsbibliothek  
Straße am Forum 2  
D-76131 Karlsruhe  
www.uvka.de



Dieses Werk ist unter folgender Creative Commons-Lizenz  
lizenziert: <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.0/de/>

Universitätsverlag Karlsruhe 2006  
Print on Demand

ISSN: 0176-5078  
ISBN-13: 978-3-86644-066-1  
ISBN-10: 3-86644-066-9







# **Hydraulische und statische Bemessung von Schlauchwehren**

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

**DOKTOR-INGENIEURS**

von der Fakultät für  
Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften  
der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH)  
genehmigte

**DISSERTATION**

von

**Dipl.-Ing. Michael Gebhardt**

aus Karlsruhe

Tag der mündlichen Prüfung: 10. Februar 2006

Hauptreferent: Prof.-Dr.-Ing. Dr. hc. mult. Franz Nestmann  
1. Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Karl Schweizerhof

Karlsruhe 2006



## **Vorwort**

Mit dem Bau von Staustufen in Deutschland wurde im vorletzten Jahrhundert begonnen, um die Wasserkraftnutzung zu ermöglichen und die Schiffbarkeit ganzjährig sicherzustellen. Bewegliche Wehre boten hier die Möglichkeit, den Wasserstand über ein großes Abflussspektrum zu kontrollieren und den Abflussquerschnitt bei Hochwasser völlig freizugeben. Gegenüber den klassischen Stahlwasserbauverschlüssen sind Schlauchwehre dünnwandige Flächentragwerke, die ohne Versteifungen auskommen und die auf sie wirkenden Kräfte in Umfangsrichtung abtragen. Zudem nutzen sie als hydraulische Systeme die Unabhängigkeit des Druckes von der Gefäßform aus, wirken so als Kraftverstärker und benötigen dadurch geringe Antriebskräfte. Auch aufgrund ihres monetären Vorteils haben die flexiblen Verschlüsse in den vergangenen beiden Jahrzehnten mehr und mehr an Bedeutung gewonnen.

Herr Dr. Michael Gebhardt stellt in der vorliegenden Arbeit die Grundlagen für die hydraulische und statische Bemessung von wasser- und luftgefüllten Schlauchwehren vor. Neben einer detaillierten Analyse von Schadensfällen bilden darüber hinaus umfangreiche physikalische Modelluntersuchungen im Labor der Bundesanstalt für Wasserbau die Basis für die Erarbeitung der hydraulischen Bemessungsgrundlagen. Die Experimente im Wassermodell sind besonders durch die hohe wissenschaftliche Sorgfalt des Bearbeiters geprägt. Der Modellaufbau, die gewählten Materialien für die Modellschlauchwehre und die durch Rechner gesteuerte und ausgewertete Messtechnik sind die Grundlage für die Erarbeitung hydraulischer Bemessungsansätze. Die Ursachen für Schwingungen und deren Vermeidung bei Schlauchwehren ist dabei ein zentraler Punkt. Zur Berechnung der dominierenden Membrankräfte und der Schlauchgeometrie werden verschiedene analytische und numerische Verfahren angewandt und diskutiert. An zwei Pilotprojekten der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung erfolgt schließlich die praktische Anwendung der erarbeiteten Bemessungsansätze.

Die wissenschaftliche Arbeit entstand im Rahmen der Dissertation des Bearbeiters. Die Wasserbaupraxis erwartete bereits seit langer Zeit eine eingehende ingenieurwissenschaftliche Bearbeitung dieser Thematik, was durch diese Arbeit in bestmöglicher Form geglückt ist. Hierdurch werden Impulse gegeben, welche die Praxis dazu bewegen sollte, flexiblen Kontrollbauwerken weit mehr Aufmerksamkeit zu schenken als bisher.



## Danksagung

Diese Arbeit entstand bei der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in Karlsruhe in den Jahren 2002 bis 2006 unter der wissenschaftlichen und fachlichen Betreuung von Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr. hc. mult. Franz Nestmann. Die Idee für das Dissertationsthema entwickelte sich aus dem „täglichen Geschäft“, der Berater- und Gutachtertätigkeit für das Wasser- und Schifffahrtsamt Verden und das Wasserstraßen-Neubauamt Berlin bei der Planung der ersten Schlauchwehre an Bundeswasserstraßen.

Ich habe mich sehr darüber gefreut, dass das Thema bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr. hc. mult. Franz Nestmann auf so großes Interesse stieß und ich danke ihm ganz besonders für die Übernahme des Hauptreferats. Die fachliche Begleitung meiner Arbeit und die unkompliziert entgegengebrachte, vielfältige Unterstützung hat wesentlich zum erfolgreichen Abschluss beigetragen. Herrn Prof. Dr.-Ing. Karl Schweizerhof danke ich herzlichst für die Übernahme des Koreferats, die sehr engagierte Betreuung und die wertvollen strukturmechanischen Anregungen für diese Arbeit.

Ohne die Zusammenarbeit mit den Kolleginnen und Kollegen in der BAW wäre die Arbeit nicht möglich gewesen: den „FuE-Mitstreitern“ Ulrike Gabrys und Matthias Maisner danke ich für die vielen fruchtbaren Diskussionen, Thomas Benz und Dr. Radu Schwab für den ABAQUS-Support, Ingo Kamuf und Udo Pfrommer für die vielen exzellent durchgeführten und ausgewerteten Laborversuche und nicht zu vergessen, das W3-Fachpersonal in der Halle und der Messtechnik-Trupp aus Z2, ohne deren tatkräftige Unterstützung kein Tropfen Wasser durch den Versuchsstand gelaufen wäre. Ich möchte mich bei Herrn BDir Bernhard Kemnitz für die zahlreichen Anregungen und den Freiraum bedanken, den er mir zur selbstbestimmten wissenschaftlichen Arbeit gewährt hat. Herrn LBDiR Dr.-Ing. Jürgen Stamm danke ich, dass er es ermöglicht hat, die vorliegende Arbeit bei der BAW durchzuführen.

Mein besonderer Dank gilt meinen Eltern, die mir das Studium ermöglichten und mich immer unterstützt haben. Und schließlich: Liebe Nicole, danke dass Du mich durch sämtliche Höhen und Tiefen dieser Arbeit begleitet und mein Manuskript über „vollkommene Überfälle“ und „selbsterregte Schwingungen“ kritisch, aber immer auch mit einem Schmunzeln korrekturgelesen hast.



## Kurzfassung

Schlauchwehre haben in den vergangenen beiden Jahrzehnten mehr und mehr an Bedeutung gewonnen: Der monetäre Vorteil der flexiblen Verschlüsse ist nicht unerheblich, so dass sich immer häufiger private und öffentliche Betreiber für diese alternative Technologie entscheiden. Neben dem Einsparungspotenzial bei Investition, Betrieb und Unterhaltung gewinnt auch die Umweltverträglichkeit eine zunehmende Bedeutung bei der Wahl des Verschlusses: Aufgrund der einfachen Konstruktion und der verwendeten Materialien entfallen Drehgelenke oder Lager und damit Korrosions- und Dichtungsprobleme. Schlauchwehre besitzen keine wartungsintensiven Antriebe wie Hydraulikzylinder, Elektrostellantriebe oder Ketten wie bei herkömmlichen Stahlwasserbauverschlüssen, sie werden als hydraulische Systeme allein durch das Ein- und Ausleiten von Luft oder Wasser gesteuert. Obwohl das erste Schlauchwehr bereits Mitte der fünfziger Jahre in den USA gebaut wurde und die Technologie damit auf eine fast 50-jährige Geschichte zurückblickt, wurde ein Großteil der Anlagen erst in den beiden letzten Jahrzehnten errichtet. Entsprechend umfassen die Erfahrungen einen vergleichsweise kurzen Zeitraum. In der Vergangenheit gab es zudem Schadensfälle, die Zweifel an der Schlauchwehrtechnik als echte Alternative zu den Stahlwasserbauverschlüssen aufkommen lies. Hinweise und Empfehlungen zur Planung beschränkten sich bisher zumeist auf die Angaben der Hersteller.

Im Rahmen dieser Arbeit werden die Grundlagen für die hydraulische und statische Bemessung von wasser- und luftgefüllten Schlauchwehren vorgestellt. Basis dafür ist eine Analyse von fünf gut dokumentierten Schadensfällen, deren Ursachen aufgezeigt und diskutiert werden, um daraus zum einen die Anforderungen an Planung und Betrieb abzuleiten und zum anderen die Anwendungsgrenzen für luft- oder wassergefüllte Schlauchwehre aufzuzeigen. Die Grundlage für die hydraulische Bemessung bilden Ergebnisse umfangreicher Untersuchungen an zwei physikalischen Modellen im Labor der Bundesanstalt für Wasserbau. Die Vermeidung von Schwingungen bei der Bemessung ist dabei ein zentraler Punkt, da durch Schwingungen Scheuerstellen zwischen Beton und Gummi entstehen können. Einfluss auf die Schwingungsempfindlichkeit haben die hydraulischen Randbedingungen, der Innendruck und die Geometrie des Schlauchkörpers. Unter möglichen Abhilfemaßnahmen wurde erstmalig eine Reihe von Störkörpern systematisch im Modellversuch untersucht. Bei der statischen Bemessung geht es nicht nur um die Berechnung der dominierenden Membrankräfte, sondern

auch um die Eignung verschiedener analytischer Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Schlauchgeometrie. Die berechneten Geometrien werden Messungen aus physikalischen Modelluntersuchungen gegenübergestellt und die berechneten Membrankräfte mit Hilfe von Finite-Elemente-Berechnungen verifiziert.

Die praktische Anwendung der erarbeiteten Bemessungsansätze erfolgt am Beispiel von zwei in der Ausführung befindlichen Schlauchwehren in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung, durch deren fachliche Begleitung praxisrelevante Fragestellungen und Anregungen mit in die Arbeit aufgenommen werden konnten.



## **Abstract**

Inflatable dams have become increasingly important in the past two decades. The savings due to the use of flexible gates are significant so that a growing number of private and public operators are opting for this relatively new technology. In addition to the potential savings on capital spending as well as during the operation and maintenance of impoundments, environmental compatibility is becoming more and more important. Due to the simple design of inflatable dams and the materials in use, hinges or bearings are inexistent and therefore no problems occur due to corrosion or sealing. The drive mechanisms, such as hydraulic cylinders, electrical actuators or chains, that form part of conventional steel gates and require a great deal of maintenance are not needed. Inflatable dams are working as hydraulic systems and are controlled solely by pumping air or water into the rubber body and by emptying it. Although inflatable dam technology dates back nearly 50 years, the majority of the flexible gates have been constructed in the past two decades. Experience with inflatable dams used as gates therefore covers a relatively short period of time. In addition, damage has occurred in the past, which caused scepticism regarding the use of flexible gates as a real alternative compared to steel gates. Guidance and recommendations for planning are usually limited to the information supplied by the manufacturer so far.

The main objective of this thesis is to provide the basic principles for the hydraulic and structural design of water- and air-filled inflatable dams. The analysis of five well documented events of damage, where the causes are shown and discussed, provides a basis for the requirements to design and operation and on the other hand for limits of air- or water-filled inflatable dams. The results of extensive investigations with two physical models in the laboratory of the Federal Waterways Engineering and Research Institute serves as a foundation for the hydraulic design. Vibrations can cause the rubber membrane to be abraded by the concrete surface, resulting in leaks, as cases of damage in the past have shown. Persistent vibrations must therefore be avoided during operation. Overflow depth, tailwater level, internal pressure and geometry are influencing the vibration behaviour. A series of breakers, which were investigated systematically for the first time in a physical model, was shown to be an effective alternative to deflectors. The basic principles of the structural design cover not only the calculation of the dominating membrane force but also the applicability of analytical methods to

calculate the dam shape. The calculated shapes are compared to measured geometries in physical models and the calculated membrane forces are verified by means of numerical methods.

The results of the investigations are presented against the background of two dams being constructed by the German Federal Waterways and Shipping Administration (WSV). While consulting the local authorities practical experiences were taken into account in the thesis.

**Inhaltsverzeichnis**

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1	Problemstellung	1
1.2	Ziel und Inhalt der Arbeit	3
<b>2</b>	<b>Schlauchwehre als Wehrverschlüsse</b>	<b>5</b>
2.1	Entstehung und Entwicklung der Schlauchwehrtechnologie	5
2.2	Einsatz von Schlauchwehren weltweit	6
2.3	Einsatz von Schlauchwehren in Deutschland	9
2.4	Klassifizierung von Schlauchwehren	13
2.5	Anwendungsbereiche	16
2.5.1	<i>Schlauchwehre zur Wasserstands- und Abflussregelung bei Stauanlagen</i>	16
2.5.2	<i>Schlauchwehre zur temporären Abdämmung und Regelung</i>	16
2.6	Wehrgeometrie	17
2.7	Füllmedien	19
2.7.1	<i>Wassergefüllte Schlauchwehre</i>	21
2.7.2	<i>Luftgefüllte Schlauchwehre</i>	24
2.7.3	<i>Wasser- und luftgefüllte Schlauchwehre</i>	28
2.8	Befestigungsart	29
2.9	Sonderkonstruktionen	31
<b>3</b>	<b>Betrieb und Unterhaltung von Schlauchwehren</b>	<b>33</b>
3.1	Betriebserfahrungen	33
3.2	Analyse von Schäden an bestehenden Schlauchwehranlagen	36
3.2.1	<i>Schlauchwehrtechnik und Wahl der Werkstoffe</i>	37
3.2.2	<i>Unvollständige Entleerung bzw. Entlüftung des Schlauchkörpers</i>	37
3.2.3	<i>Ungünstige Anströmung der Stauanlage</i>	39
3.2.4	<i>Selbsterregte oder selbstgesteuerte Schwingungen</i>	40
3.3	Abgeleitete Anforderungen an Planung, Betrieb und Unterhaltung	40
<b>4</b>	<b>Statische Bemessung</b>	<b>42</b>
4.1	Notwendigkeit zur Beschreibung der Schlauchform	42
4.2	Vorüberlegungen zur Verwendung zweidimensionaler Berechnungsansätze	43
4.3	Beschreibung und Bewertung verschiedener analytischer Ansätze	51
4.3.1	<i>Inflatable Dams [Anwar 1967]</i>	51
4.3.2	<i>A Note on the Shapes of flexible Dams [Watson 1985]</i>	55
4.3.3	<i>Technologische Standards für auffüllbare Schlauchwehre (Ministry of Land, Infrastructure and Transport, River Bureau 2000)</i>	62
4.4	Gegenüberstellung von berechneten und gemessenen Schlauchgeometrien	75
4.4.1	<i>Wasser- und Luftfüllung ohne Überströmung und ohne Unterwassereinfluss</i>	75
4.4.2	<i>Wasserfüllung, überströmt ohne Unterwassereinfluss</i>	78
4.4.3	<i>Luft- und Wasserfüllung mit Unterwassereinfluss</i>	79

4.5	Schlussfolgerung und Empfehlung für die Anwendung des Näherungsverfahrens	79
4.6	Ermittlung empirischer Wasserstands-Abflussbeziehungen (Wehrbezugskurven) für wassergefüllte Schlauchwehre	82
<b>5</b>	<b>Finite-Elemente (FE)-Berechnungen</b>	<b>85</b>
5.1	Zielsetzung der FE-Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit	85
5.2	Beschreibung des verwendeten Programmpakets ABAQUS	86
5.3	Statische Analyse des Vollmodells	86
5.3.1	<i>Beschreibung des FE-Modells</i>	86
5.3.2	<i>Ergebnis der FE-Berechnung im Vergleich zu den gemessenen und berechneten Geometrien bei Wasserfüllung</i>	93
5.3.3	<i>Spannungsverteilung im Vergleich zu zweidimensionalen Berechnungsansätzen bei Wasserfüllung</i>	96
5.3.4	<i>Berechnung der Schnittgrößen aus der Spannungsverteilung</i>	98
5.3.5	<i>Einfluss der zweiten Befestigungsschiene bei Luftfüllung</i>	101
5.4	Berücksichtigung der Ergebnisse aus der FE-Berechnung für die statische Bemessung	104
<b>6</b>	<b>Hydraulische Bemessung</b>	<b>107</b>
6.1	Allgemeines zur Hydraulik von Kontrollbauwerken	107
6.2	Überströmung wassergefüllter Schlauchwehre	109
6.2.1	<i>Vollkommener Überfall</i>	109
6.2.2	<i>Unvollkommener Überfall</i>	110
6.3	Überströmung luftgefüllter Schlauchwehre	112
6.3.1	<i>Beginn des Einknickens</i>	112
6.3.2	<i>Vollkommener Überfall</i>	114
6.3	Einfluss von Deflektoren und Störkörpern auf den Überfallstrahl	116
6.4	Einfluss der seitlichen Befestigung auf die Überfallbreite	119
6.5	Bemessung des Tosbeckens	
<b>7</b>	<b>Schwingungsverhalten</b>	<b>122</b>
7.1	Allgemeines zum Schwingungsverhalten von Schlauchwehren	122
7.1.1	<i>Schwingungsarten</i>	122
7.1.2	<i>Art der Schwingungserregung und Untersuchungsmethode</i>	126
7.1.3	<i>Naturähnlichkeit der Strömungsvorgänge</i>	128
7.1.4	<i>Naturähnlichkeit des Schwingungsverhaltens</i>	129
7.2	Konzeption und Methodik der physikalischen Modelluntersuchungen	130
7.2.1	<i>Dimensionsanalyse</i>	130
7.2.2	<i>Modellmaßstab und Wahl der Modellmembran</i>	132
7.2.3	<i>Beschreibung der verwendeten Messtechnik</i>	137
7.2.4	<i>Methodik für die Analyse und Auswertung der Messungen</i>	140
7.2.5	<i>Beschreibung der Versuchsreihen und der dabei untersuchten Einflussgrößen</i>	141
7.3	Ergebnisse der Schwingungsuntersuchungen für Wasserfüllung	143
7.3.1	<i>Eigenfrequenz des Schlauchkörpers</i>	143
7.3.2	<i>Einfluss der hydraulischen Randbedingungen</i>	145
7.3.3	<i>Einfluss eines Deflektors</i>	147
7.3.4	<i>Einfluss von Störkörpern</i>	149
7.3.5	<i>Einfluss des Bemessungsinnendrucks</i>	154
7.3.6	<i>Einfluss der Wehrgeometrie</i>	157

---

7.4	Ergebnisse der Schwingungsuntersuchungen für Luftfüllung	159
7.5	Untersuchungen zu Schwingungen im abgelegten Zustand	161
7.6	Untersuchungen zu Schwingungen wasser- und luftgefüllter Schlauchwehre in der Literatur	162
7.7	Zusammenfassung und Diskussion der Untersuchungsergebnisse	165
7.7.1	<i>Wassergefüllte Schlauchwehre</i>	165
7.7.2	<i>Luftgefüllte Schlauchwehre</i>	167
<b>8</b>	<b>Praktische Anwendung</b>	<b>169</b>
8.1	Ersatz der Wehranlage der Staustufe Marklendorf/Aller durch ein zweifeldriges Schlauchwehr	169
8.2	Ersatzneubau eines zweifeldrigen Schlauchwehrs an der Staustufe Bahnitz/Untere Havel	179
<b>9</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>187</b>
9.1	Entscheidungshilfen, Bemessungsgrundlagen und Hinweise für die praktische Anwendung	187
9.2	Ausblick und weiterer Untersuchungsbedarf	189
<b>10</b>	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>195</b>
	<b>Abbildungs- und Tabellenverzeichnis</b>	<b>199</b>
<b>Anhang</b>		
A1	Analyse von fünf Schadensfällen	
A2	Bemessungsdiagramme für wassergefüllte Schlauchwehre	

## Fachglossar

Bezeichnung		Einheit	Erklärung/Definition
A	Abflussquerschnitt (Fließquerschnitt)	m <sup>2</sup>	Fläche normal zur Hauptströmungsrichtung, die von einer Flüssigkeit durchströmt wird (DIN 4044 Nr. 2.2.1, DIN 4047-5 Nr. 2.1)
l <sub>A</sub>	Ablagelänge	m	Länge der auf der Wehrsohle liegenden, vollständig entleerten Schlauchmembran parallel zur Hauptströmungsrichtung.
	Ablagetisch		Massiver Unterbau zur Aufnahme des abgelegten Schlauches.
	Anker		Gewindestäbe zur Fixierung der Befestigungsschienen, die in die Wehrsohle einbetoniert werden, um die Zugkräfte aus der Schlauchmembran in den Wehrkörper einzuleiten.
l <sub>B</sub>	Befestigungsabstand	m	Abstand der beiden Befestigungsschienen, mit denen die Schlauchmembran am Wehrboden fixiert ist.
h <sub>B</sub>	Befestigungshöhe	m	Vertikaler Abstand zwischen der Oberkante der Befestigungsschienen an den Wehrwangen und dem Ablagetisch. Die Befestigungshöhe muss größer als die Bemessungsschlauchhöhe sein, um Sickerwasser entlang der Falten zu verhindern.
	Befestigungsschiene		Schiene. i.d.R. aus feuerverzinktem Stahl oder Edelstahl, mit der die Schlauchmembran an der Wehrsohle bzw. an den Wehrwangen befestigt wird.
θ <sub>1</sub> , θ <sub>2</sub>	Befestigungswinkel	°	Winkel gegenüber der Horizontalen, mit der die ober- bzw. unterwasserseitigen Befestigungsschienen an der Wehrwange befestigt werden.
	Befestigungsmuttern		Elemente zur Fixierung der Befestigungsschiene an den Ankern.
BHQ	Bemessungshochwasserabfluss	m <sup>3</sup> /s	Maximaler Abfluss in einer bestimmten Wiederholungszeitspanne, für den eine Stauanlage bemessen wird (DIN 4048-1, Nr. 2.6.1).

$p_{i,o}$	Bemessungsinnendruck	$N/m^2$	Schlauchinnendruck über dem Ablagetisch, der für die Einhaltung des Stauziels ohne Überströmung und ohne Unterwassereinfluss erforderlich ist.
$h_{s,o}$	Bemessungsschlauchhöhe	m	Schlauchhöhe in Feldmitte, die sich bei Einhaltung des Stauziels ohne Überströmung und ohne Unterwassereinfluss einstellt. Der erforderliche Innendruck wird als Bemessungsinnendruck bezeichnet.
$l_k$	Bodenkontaktlänge	m	Länge der (teil-)gefüllten Schlauchmembran in Hauptströmungsrichtung, die eben auf der Wehrsohle liegt.
	Deflektor		Konstruktive Maßnahmen auf der Schlauchoberseite, die zur Ablösung und Belüftung des Überfallstrahls beitragen (s.a. Fin).
$h_i$	Druckhöhe im Schlauchinneren	mWS	Hydrostatische Druckhöhe über dem Ablagetisch, die dem Schlauchinnendruck entspricht. Bei Wasserfüllung entspricht diese der Höhe im Regelschacht, bei Luftfüllung der Höhe einer äquivalenten Wassersäule.
Q	Durchfluss, Abfluss	$m^3/s$	Quotient aus Wasservolumen, das einen bestimmten Fließquerschnitt durchfließt und der dazu benötigten Zeit (DIN 4044).
	drain pad (engl.)		Abstandshalter über den Öffnungen der Füll- und Entleerungsleitungen, die einen Mindestabstand zwischen oberer und unterer Membran sicherstellen und damit ein Abfließen des Füllmediums auch bei (teil-)abgelegtem Schlauch ermöglichen.
$t_e$	Entleerzeit	s	Zeit, die für das vollständige Ablegen des gefüllten Schlauchs benötigt wird.
	Feststoffe		Feste Stoffe, außer Eis, die im Wasser fortbewegt werden (DIN 4049-3, Nr. 2.8.22, DIN 4044, Nr. 1.20)
	Fin (engl.)		Senkrecht zur Oberfläche des gefüllten Schlauchs verlaufender Membranstreifen, welcher durch das Verkleben der Innenseiten zweier Membranteile entsteht und hydraulisch als Deflektor wirken kann.

$l_f$	Finbreite	m	Breite des Membranstreifens senkrecht zur Schlauchoberfläche.
$v$	Fließgeschwindigkeit	m/s	Quotient aus Fließstrecke und Zeit (DIN 4044).
	Füllmedium		Gasgemisch oder Flüssigkeit für das Auf- und Niederstellen des Schlauchs, i.d.R. Wasser, Luft oder eine Kombination aus beiden.
$t_f$	Füllzeit	s	Zeit, die für das vollständige Aufstellen des abgelegten Schlauchs benötigt wird.
$f$	Frequenz	Hz	$f = 1/T$ (DIN 4044)
	Geschiebe		Feststoffe, die nur im Bereich der Gewässer- sohle bewegt werden (DIN 4049-3, Nr. 2.8.23, DIN 4044, Nr. 1.28)
	Hochwasserneutralität		Keine Veränderung der Hochwassersituation durch Baumaßnahmen.
HSW	Höchster Schiff- fahrtswasserstand	m, m+NN	Oberer Grenzwasserstand, bis zu dem der Verkehr auf der Wasserstraße zulässig ist (DIN 4054, Nr. 2.4.1).
	Hydraulische Wirkung		Wirkung einer Maßnahme, z.B. auf die Ab- flussverteilung, die Fließgeschwindigkeit und die Wasserstände bei fester Sohle.
	Kolk		Örtlich begrenzte, durch Strömungsvorgänge hervorgerufene Vertiefung im Gewässerbett (DIN 4054, Nr. 1.15).
$d_s$	Membranstärke	mm	Dicke der Schlauchmembran
MW	Mittelwasserstand	m, m+NN	Arithmetischer Mittelwert der Wasserstände in einer Zeitspanne (DIN 4049-3, Nr. 2.5.1)
MQ	Mittlerer Abfluss	$m^3/s$	Arithmetischer Mittelwert der Abflüsse in einer Zeitspanne (DIN 4049-3, Nr. 2.5.4)
MHW	Mittlerer Hochwasserstand	m, m+NN	Arithmetischer Mittelwert der größten Werte des Wasserstands in gleichartigen Zeitspan- nen (DIN 4049-3, S.62)
	Regelschacht		Kammer zur Regelung wassergefüllter Schlauchwehre.



	Schachtbauwerk		Ein- oder mehrteiliges Kammersystem, das neben dem Regelschacht aus einem Pumpen-, Füll- und Entleerungsschacht bestehen kann.
	Schlauch, Schlauchkörper		Mit Luft und/oder Wasser gefüllter Verschlusskörper aus einer Schlauchmembran.
$b_s$	Schlauchbreite	m	entspricht etwa der Wehrfeldbreite.
	Schlauchmembran		Mehrlagige Bahn aus Kunst- oder Naturkautschuk und Gewebereinlagen, die mit Befestigungsschienen am Wehrkörper befestigt und mit Wasser und/oder Luft befüllt wird.
$h_s$	Schlauchhöhe	m	Vertikaler Abstand zwischen der Oberkante des gefüllten Schlauches und dem Ablagetisch in Feldmitte. Die Schlauchhöhe ist abhängig vom Ober- und Unterwasserstand, dem Schlauchumfang und dem Innendruck.
$p_i$	Schlauchinnendruck	N/m <sup>2</sup>	Innendruck eines wasser- oder luftgefüllten Schlauchs, der auf der Oberkante des Ablagetischs gemessen wird (s.a. Druckhöhe im Schlauchinneren).
$l_s$	Schlauchumfang	m	Umfang der Schlauchmembran in Hauptströmungsrichtung.
$A_s$	Schlauchquerschnitt	m <sup>2</sup>	Fläche parallel zur Hauptströmungsrichtung, die von der Schlauchmembran eingeschlossen wird.
	Schwebstoffe		Feststoffe in Flüssigkeiten, die durch Turbulenz in Schwebe gehalten werden (DIN 4044, Nr. 1.61, DIN 4049-3, Nr. 2.8.24)
T	Schwingungsdauer, Periodendauer	s	(DIN 4044)
	Sohldeckwerk		Bautechnische Maßnahme zum Schutz der Gewässersohle gegen Erosion, Beschädigung oder Zerstörung (DIN 4054, Nr. 3.2.2)
	spacer (engl.)		Leitungen im Schlauchinneren, die ein Abfließen des Füllmediums auch bei (teil-) abgelegtem Schlauch ermöglichen.
	Staubereich		Strecke oberhalb einer Staustufe, in der sich der Stau auf die Wasserstände auswirkt (DIN 4054, Nr. 2.2.11).

	Stauregelung		Wasserstraßenausbau, hauptsächlich zur Verbesserung der Wasserstandsverhältnisse durch Einbau von Staustufen (DIN 4054, Nr. 2.2.6).
	Stauziel	m, m+NN	Die nach der Zweckbestimmung der Stauanlage bei Regelbetrieb zulässige Wasserspiegelhöhe (DIN 4048, Nr. 2.36).
$h_o$	Oberwassertiefe	m	Lotrechter Abstand des Wasserspiegels von einem Bezugsniveau (Wehrkörper, Vorboden, Gewässerbettsohle) im Oberwasser einer Stauanlage.
$h_u$	Unterswassertiefe	m	Lotrechter Abstand des Wasserspiegels von einem Bezugsniveau (Wehrkörper, Vorboden, Gewässerbettsohle) im Unterwasser einer Stauanlage.
$\mu_o$	Überfallbeiwert	-	Überfallbeiwert der horizontalen Schlauchoberkante im Bereich der Wehrfeldmitte.
$h_{\ddot{u}}$	Überfallhöhe	m	Höhenunterschied zwischen dem ungestörten Oberwasserspiegel und der Schlauchoberkante (DIN 4044).
	V-Kerbe		V-förmige Einkerbung des Schlauches, die beim Absenken von luftgefüllten Schlauchwehren auftritt (engl. v-notch phenomenon).
$\frac{(l_s + l_k)}{h_{s,o}}$	Querschnittskennzahl	-	Quotient aus Schlauchumfang und Bemessungsschlauchhöhe. Neben $l_s/l_k$ , eine der beiden dimensionslosen Kennzahlen zur Beschreibung der Schlauchform.
$l_s/l_k$	Querschnittskennzahl	-	Verhältnis von Schlauchumfang zur Bodenkontaktlänge. Neben $(l_s + l_k)/h_{s,o}$ , die zweite dimensionslose Kennzahl zur Beschreibung der Schlauchform.
$\alpha$	Innendruckkoeffizient	-	Quotient aus Schlauchinnendruck und Oberwassertiefe (Bezugsniveau: OK Ablagetisch)  bei Wasser: $h_i/h_o$ bei Luft: $p_i/\rho g h_o$
$h$	Wassertiefe	m	Lotrechter Abstand des Wasserspiegels vom Gewässerbett (DIN 4049-3, Nr. 2.2.3).

---

$h_{RS}$	Wassertiefe im Regelschacht	m	Lotrechter Abstand des Wasserspiegels (o.a. hydrostatischer Wasserdruck) im Regelschacht eines wassergefüllten Schlauchwehrs über einem Bezugsniveau (Wehrkörper, Vorboden).
B	Wehrfeldbreite	m	Horizontaler Abstand zwischen zwei Wehrpfeilern, bei geneigten Wehrwangen in Höhe des Stauziels.
w	Wehrhöhe	m	Differenz zwischen der geodätischen Höhe des (festen) Wehrrückens und der geodätischen, mittleren Höhe der Gerinnesohle im Oberwasser.

**Bildnachweis**

<b>Abb.</b>	<b>Quelle</b>
2.1	Bridgestone Corp., Produktinformation ( <a href="http://www.bridgestone.co.jp">http://www.bridgestone.co.jp</a> )
2.4	[SUMITOMO ELECTRIC INDUSTRIES, LTD. 2001]
2.5	Internetinformation der Stadt Tempe, Arizona zum Tempe Town Lake ( <a href="http://www.tempe.gov">http://www.tempe.gov</a> )
2.9	Bridgestone Corp., Produktinformation ( <a href="http://www.bridgestone.co.jp">http://www.bridgestone.co.jp</a> )
2.10	Bild rechts unten: [SHEPHERD, E.M. ET AL. 1969], sonst Bridgestone Corp., Produktinformation ( <a href="http://www.bridgestone.co.jp">http://www.bridgestone.co.jp</a> )
2.11	Bild rechts unten: Sumitomo Electric Industries, Ltd., Produktinformation
2.15	Bild rechts: Floecksmühle Energietechnik GmbH
2.18	Bild links: Bridgestone Corp., Produktinformation ( <a href="http://www.bridgestone.co.jp">http://www.bridgestone.co.jp</a> )
2.19	Bild oben: [ALLEN, P.W. 1971]; Bild unten: Obermeyer Hydro. Inc., Produktinformation ( <a href="http://www.obermeyerhydro.com/">http://www.obermeyerhydro.com/</a> )
3.2	Bild links: Floecksmühle Energietechnik GmbH; Bild rechts: [U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS 2001]

## 1 Einleitung

### 1.1 Problemstellung

Stauanlagen erlauben es den Menschen, das dynamische Abflussregime eines Gewässers zu vergleichmäßigen und für die unterschiedlichsten Zwecke besser nutzen zu können: Wasserkraft und Schifffahrt sind darunter die bedeutendsten Nutzungsziele. Die Wasserentnahme aus staugeregelten Flüssen, z.B. zur Trinkwasserversorgung oder zu Bewässerungszwecken, hat in den hoch industrialisierten Ländern an Bedeutung verloren, stellt aber in vielen Entwicklungs- und Schwellenländern nach wie vor eine wichtige infrastrukturelle Maßnahme dar, um die Grundversorgung mit Energie und Wasser zu sichern. War die Wasserkraft lange die einzige Energiequelle und der Schifffahrtskanal der einzige Transportweg für Massengüter, konkurrieren diese Nutzungsziele heute auf der einen Seite mit Kernenergie und fossiler Brennergie, sowie in den letzten Jahren in verstärktem Maße mit regenerativen Energien und auf der anderen Seite mit Bahn, Flugzeug, insbesondere aber mit dem Güterverkehr auf der Straße. Die Globalisierung verstärkt zwar den Austausch von Wirtschaftsgütern und damit den Energiebedarf und das Güteraufkommen auf den Transportwegen, sie erhöht aber auch den Kostendruck bei den privaten und öffentlichen Eigentümern, um im internationalen Wettbewerb konkurrenzfähig zu sein. So wird heute jede Maßnahme an einer Stauanlage einer Kosten-Nutzen-Analyse unterzogen und die Investitions- und Unterhaltungskosten auf ein Minimum reduziert: Standzeiten von 80 bis 100 Jahren sind daher keine Seltenheit mehr. Mit der Automatisierung der Stauanlagen, der zentralen Steuerung und Fernüberwachung ganzer Staustufenketten werden die Personalkosten reduziert. In der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung werden alleine 280 Wehre betrieben, von denen die Hälfte älter als 50 Jahre ist. In den nächsten Jahren besteht daher ein hoher Sanierungsbedarf bei immer knapper werdenden Haushaltsmitteln und strengeren Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen.

Die häufigsten Stahlwasserbauverschlüsse an Stauanlagen sind Klappen, Walzen, Sektoren, Schützen und Segmente, die zwar eine hohe Lebensdauer von bis zu 70 Jahren erreichen können, dafür aber im Schnitt in einem Intervall von 15 bis 20 Jahren einer Instandsetzung unterzogen werden müssen. Am Neckar bedeutet dies, dass jedes Jahr 4 bis 6 Wehrverschlüsse instandgesetzt werden. Dies entspricht einem jährlichen Investitionsvolumen von ca. 2,5 Mio. Euro. Eine Wehrverschluss-Instandsetzung dauert dabei im Schnitt ein halbes Jahr

[WWW.WSA-HD.WSV.DE]. Neben dem Einsparungspotenzial bei Investition, Betrieb und Unterhaltung gewinnt die Umweltverträglichkeit eine zunehmende Bedeutung: Schmierstoffe und Anstriche dürfen heute keine wassergefährdenden Stoffe enthalten und die Erneuerung von bestehenden, teilweise asbesthaltigen Korrosionsschutzanstrichen erfolgt unter strengen Auflagen, oft unter vollständiger Einhausung eines Wehrverschlusses. Vor diesem Hintergrund haben Schlauchwehre in den vergangenen beiden Jahrzehnten mehr und mehr an Bedeutung gewonnen: Der monetäre Vorteil der flexiblen Verschlüsse ist dabei nicht unerheblich, so dass sich immer häufiger private und öffentliche Betreiber für die vergleichsweise neue Technologie entscheiden. Beispielsweise konnten die Investitionskosten bei der Sanierung der Wasserkraftanlage Kiebingen am Neckar allein für das Wehr 0,5 Mio. Euro gegenüber einer konventionellen Stahlwasserbaulösung gesenkt werden [ITTEL UND HEIMERL 2001]. Bei den Ersatzneubauten Marklendorf an der Aller und Bahnitz an der Unteren Havel beträgt der Kostenvorteil gegenüber einem Klappenwehr bei den Investitions- und Unterhaltungskosten immerhin 20 bis 25 %. Neben dem wirtschaftlichen Aspekt gibt es aber auch eine Reihe von Vorteilen, die Schlauchwehre gegenüber Stahlwasserbauverschlüssen besitzen:

- Die Konstruktion ist einfach und ohne bewegliche Teile (Drehgelenke, Lager), ohne Korrosions- und Dichtungsprobleme und ohne umweltbelastende Schmierstoffe. Schlauchwehre reagieren unempfindlich gegenüber Setzungen und Erdbeben.
- Die bei herkömmlichen Stahlwasserbauverschlüssen vorhandenen wartungsintensiven Antriebe wie Hydraulikzylinder, Elektrostellantriebe oder Ketten entfallen. Schlauchwehre werden allein durch das Ein- und Ausleiten von Luft oder Wasser in den Schlauchkörper gesteuert.
- Der Aufwand für Aussparungen und Bewehrungen ist gering und die Krafteinleitung in den Wehrkörper gleichmäßig. Die Grundinstandsetzung wird dadurch wesentlich erleichtert, insbesondere dann, wenn die alte Betonkonstruktion mit einbezogen werden muss.
- Der Betrieb im Hochwasserfall ist sicher, da ein Schlauch immer abgelegt werden kann. An einigen Anlagen wurde daher von den Genehmigungsbehörden auf die Einhaltung der (n-1) Bedingung nach DIN 19700 verzichtet.
- Die Montage oder der Austausch der Schlauchmembrane erfolgt innerhalb von Wochen, so dass sich die Bauzeiten und die Zeiträume für Revision und Instandsetzung erheblich verkürzen.

Die Verwendung von gewebeverstärktem Gummi als Konstruktionsmaterial stößt aber in weiten Bereichen noch auf Skepsis. Dies liegt an der geringen Anzahl von Veröffentlichungen, insbesondere im deutschsprachigen Raum, über Erfahrungen und wissenschaftliche Untersuchungen zur Hydraulik, Materialbeschaffenheit, Dauerhaftigkeit und Frostgefährdung der Anlagen. Zum Anderen gab es in der Vergangenheit auch Schadensfälle, die Zweifel an der Schlauchwehrtechnik als echte Alternative zu den Stahlwasserbauverschlüssen aufkommen lies. Hinweise und Empfehlungen zur Planung beschränken sich zumeist auf die Angaben der Hersteller.

## **1.2 Ziel und Inhalt der Arbeit**

Mit der vorliegenden Arbeit soll ein Beitrag zur hydraulischen und statischen Bemessung von Schlauchwehren geleistet und die wesentlichen Grundlagen für Planung, Bemessung und Ausführung zur Verfügung gestellt werden. Da dabei unterschiedliche Fachgebiete angesprochen werden, sind die zugehörigen theoretischen Grundlagen in den betreffenden Kapiteln dargestellt.

Die Basis für die Bemessung bildet ein Überblick über die Schlauchwehrtechnik, den aktuellen ingenieurwissenschaftlichen Kenntnisstand und Beispiele einiger ausgeführter Anlagen in Kapitel 2. Ein Blick auf die bisherigen Erfahrungen im Betrieb und in der Unterhaltung lohnt sich nicht nur, um den Blick für das Wesentliche bei der Bemessung zu schärfen. Das Sprichwort „Aus Erfahrung wird man klug“ könnte die Motivation für die Zusammenstellung von Betriebserfahrungen in Kapitel 3 nicht besser beschreiben, in der eigene Recherchen bei Betreibern und Berichte aus der Literatur zusammengefasst werden. Schwerpunkt dieses Kapitels ist die Analyse von fünf gut dokumentierten Schadensfällen an Schlauchwehren, deren Ursachen aufgezeigt und diskutiert werden. Schließlich soll am Ende der drei ersten Kapitel klar sein, welche Anforderungen an die Planung und den Betrieb zu stellen sind, und welche Anwendungsgrenzen es für luft- oder wassergefüllte Schlauchwehre gibt.

Kapitel 4 und 5 sind der statischen Bemessung von Schlauchwehren gewidmet. Dabei geht es nicht nur um die Berechnung der dominierenden Membrankräfte, sondern auch um verschiedene Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Schlauchgeometrie. In einem Punkt unterscheiden sich Schlauchwehre nämlich grundsätzlich von konventionellen Stahlwasserbauverschlüssen: Der Abflussquerschnitt ist nicht über eine geometrisch fixierte Stellgröße, wie z.B. die Hub-

höhe bei einem Schütz, definiert. Die Beschreibung des Zusammenhangs von Innendruck und Schlauchform ist aber notwendig, um damit Wasserstands-Abflussbeziehungen erstellen, und um beispielsweise eine Abflussregulierung oder eine Automatisierung der Wehranlage realisieren zu können. Die mit Hilfe der analytischen Verfahren berechneten Geometrien werden schließlich den Ergebnissen aus physikalischen Modelluntersuchungen gegenübergestellt. Schließlich bilden die Finite-Elemente-Berechnungen in Kapitel 5 einen weiteren Schwerpunkt. Dabei gilt es, die mit Hilfe der analytischen Verfahren berechneten Membrankräfte aus Kapitel 4 zu verifizieren.

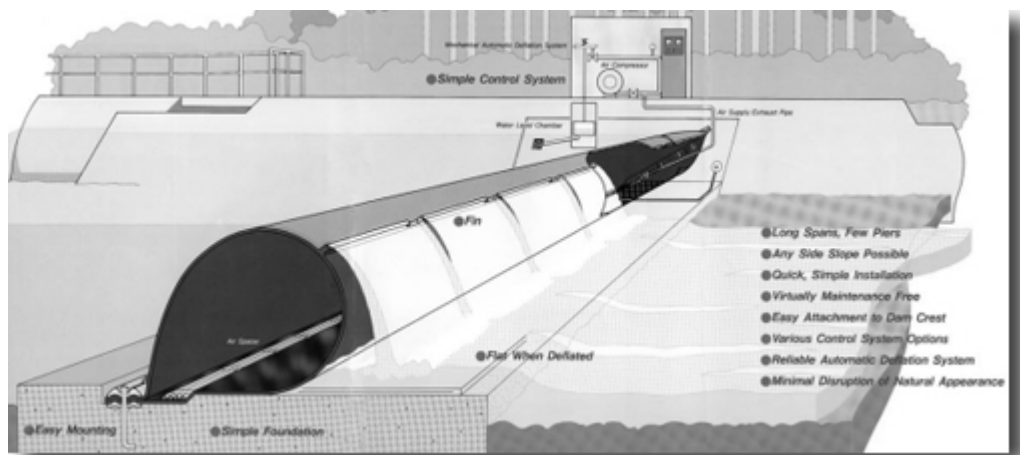
Die wasserbaulichen Fragestellungen werden an zwei physikalischen Modellen untersucht: An einem Vollmodell und an einem Ausschnittmodell im größeren Maßstab, an dem die Untersuchungen ohne Randeinflüsse durchgeführt werden können. Die Ergebnisse der physikalischen Modelluntersuchungen zur Überströmung wasser- und luftgefüllter Schlauchwehre bilden die Grundlage für die hydraulische Bemessung. Sie sind in Kapitel 6 zusammengefasst. Die Vermeidung von Schwingungen ist ein weiterer zentraler Punkt, da durch Schwingungen Scheuerstellen zwischen Beton und Gummi entstehen, wie am Beispiel des Adam T. Bower Dams in den USA, oder damit die Abfuhr von Treibgut behindert, so dass die Membran beschädigt oder sogar zerstört wird. Da die Modelle im Wesentlichen im Zusammenhang mit den Schwingungsuntersuchungen stehen, wird die Konzeption und die Methodik der physikalischen Modelluntersuchungen ebenfalls in diesem Kapitel behandelt. Der Einfluss der hydraulischen Randbedingungen, des Innendrucks und der Geometrie sowie der Einfluss von Abhilfemaßnahmen auf das Schwingungsverhalten, wie Deflektoren oder Störkörper, wurden in umfangreichen Messreihen untersucht. Die Ergebnisse werden in Kapitel 7 vorgestellt und diskutiert. In Kapitel 8 folgt die praktische Anwendung der erarbeiteten Bemessungsansätze am Beispiel der beiden in der Ausführung befindlichen Schlauchwehre Marklendorf an der Aller und Bahnitz an der Unteren Havel. Durch die fachliche Begleitung der Projekte konnten schon während der Untersuchung praxisrelevante Fragestellungen und Anregungen mit in die Arbeit aufgenommen werden. Eine kurze Zusammenfassung und ein Ausblick in Kapitel 9 runden die Arbeit ab.



## 2 Schlauchwehre als Wehrverschlüsse

### 2.1 Entstehung und Entwicklung der Schlauchwehrtechnologie

Schlauchwehre gehen auf den Amerikaner Norman Imbertson zurück, der Mitte der fünfziger Jahre als leitender Ingenieur der Los Angeles Department of Water and Power das Prinzip eines elastischen, auffüllbaren Verschlussstyps unter der Bezeichnung Fabridam entwickelte. Das gemeinsam mit der Firestone Tire and Rubber Co. entwickelte Schlauchwehr wurde 1956 am Los Angeles River in den USA in Betrieb genommen [IMBERTSON 1960]. Die Abmessungen waren schon damals beachtlich: So wurde mit dem wassergefüllten 1,83 m hohen Schlauchwehr der Wasserstand im rund 40 m breiten Los Angeles River angehoben. Die Schlauchmembran bestand aus einem gummierten Gewebe (engl. Canvas) und wurde über eine Befestigungsschiene auf dem breitkronigen Wehrrücken befestigt. Über elektrische Pumpen konnte der flexible Verschluss innerhalb von 25 min bis auf seine planmäßige Höhe angehoben werden. Die Wasserstandsregulierung erfolgte schon damals automatisch [SATWORNITZKI 1975, TAM 1998, U.S. ARMY COLD REGION RESEARCH AND ENGINEERING LABORATORY 2001].



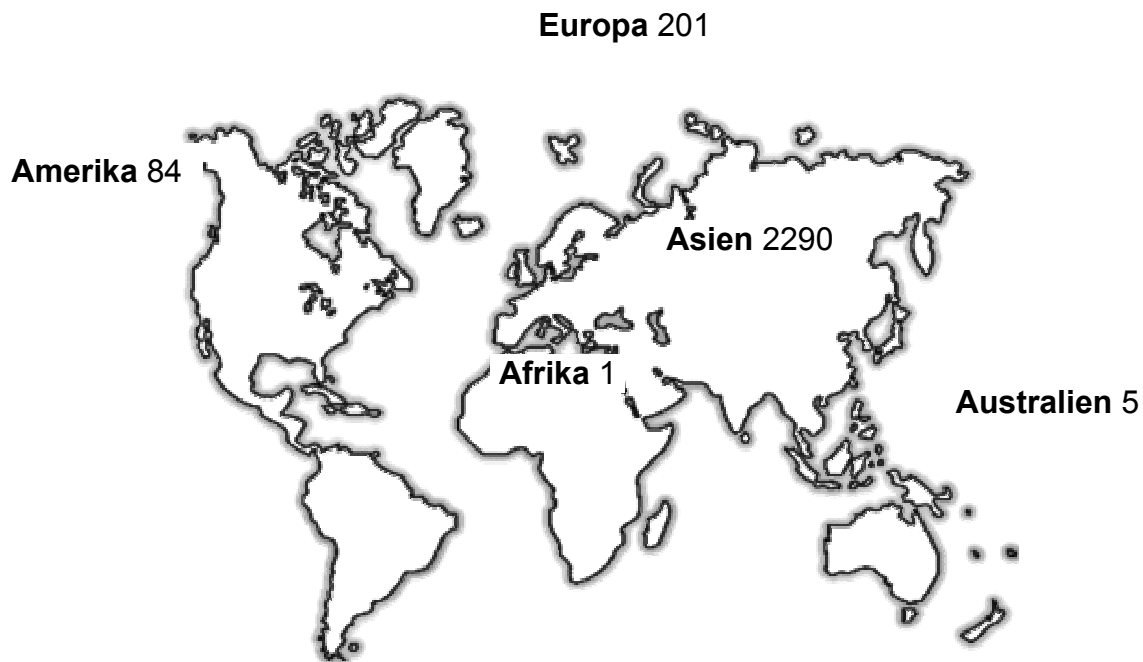
**Abbildung 2.1:** Systemskizze für ein luftgefülltes Schlauchwehr nach Bridgestone Corporation

Der japanische Hersteller Sumitomo Electric Industries Inc. erwarb 1968 die Schlauchwehrtechnologie von Firestone und installierte 1977 sein erstes Schlauchwehr zu Bewässerungszwecken in Taiwan [TAM 1998]. Nachdem die ersten Schlauchwehre fast ausschließlich mit Wasserfüllung betrieben wurden, stellte Bridgestone Corporation 1978 in Japan und vier Jahre später auf dem in-

ternationalen Markt die ersten luftgefüllten Schlauchwehre vor. Eines der ersten luftgefüllten Schlauchwehre außerhalb Japans wurde am Indus River in Hong Kong installiert (Wehrbreite 32,60 m, Schlauchhöhe 2,70 m). Für die Schlauchmembran von Bridgestone wurde erstmalig das widerstandsfähigere Ethylen Propylen Dien Monomer (EPDM) verwendet. Durch die Verwendung von zwei Membranen, die auf einer Seite verklebt wurden (vgl. Abbildung 2.1), entstand auf der Luftseite ein Deflektor (engl. Fin), der den Überfallstrahl stabilisieren und Schwingungen verhindern sollte [TAM 1998].

## 2.2 Einsatz von Schlauchwehren weltweit

Bis heute wurden seit dem Bau des ersten Schlauchwehrs am Los Angeles River weltweit mehr als 2500 Anlagen realisiert, die meisten davon in Asien (s. Abbildung 2.2). Dabei werden 89,4 % der Schlauchwehre mit Luft, 10,4 % mit Wasser und 0,2 % mit einer kombinierten Luft/Wasserfüllung betrieben. Ein Beispiel für ein wasser- und luftgefülltes Schlauchwehr ist das 2001 in Betrieb genommene Sturmflutwehr Ramspol am Ijselmeer in den Niederlanden (s. Abbildung 2.3).



**Abbildung 2.2:** Übersicht über die Anzahl der Schlauchwehranlagen weltweit (Zeitraum 1956 bis 2002)

In Japan wurde das erste Schlauchwehr 1964 in Betrieb genommen. Die neue Technologie fiel hier vor dem Hintergrund der ständigen Erdbebengefahr auf fruchtbaren Boden, da Schlauchwehre eine sehr geringe Empfindlichkeit gegenüber Erschütterungen und Setzungen aufweisen.



**Abbildung 2.3:** Wasser- und luftgefülltes Schlauchwehr in Ramspol/Overijssel, Niederlande (Schlauchhöhe 8,35 m, 3 Wehrfelder à 75,00 m, Inbetriebnahme 2001)



**Abbildung 2.4:** Luftgefülltes Schlauchwehr am Kurotani Dam, Japan (Schlauchhöhe 6,00 m, Wehrfeldbreite 34,50 m, Inbetriebnahme 1984)

Die Technologie verbreitete sich in Japan sehr schnell und führte dazu, dass 1978 vom Forschungszentrum für territoriale Entwicklung eine Richtlinie erarbeitet wurde, um die Planung und den Betrieb von Schlauchwehren zu standardisie-

ren [MINISTRY OF INFRASTRUCTURE, TRANSPORT AND TRANSPORT, RIVER BUREAU 2000]. Diese Richtlinie ist weltweit einmalig und unterstreicht Japans Position in der Entwicklung der Schlauchwehrtechnologie. Bis heute sind in Japan mehr als 2000 Schlauchwehranlagen gebaut worden, mit beachtlichen Höhen von bis zu 6,00 m, wie z.B. der Kurotani Dam am gleichnamigen Fluss in der Provinz Fukushima (s. Abbildung 2.4). In Japan wurden auch zahlreiche Neuerungen in dieser Technologie entwickelt, so z.B. der Deflektor (engl. Fin), die Begehbarkeit über seitliche Drucktüren, die Membranverstärkung mit Stahlgewebe oder die Polsterung im Schlauchinneren um die Elastizität zu erhöhen und damit die Beschädigung durch Geschiebe (engl. Cushion Concept) zu verringern.



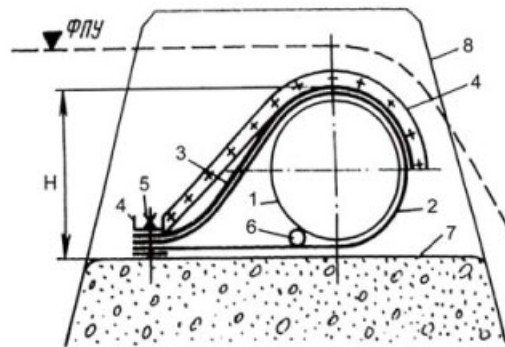
**Abbildung 2.5:** Luftgefülltes Schlauchwehr am Tempe Town Lake, USA (Schlauchhöhe 4,90 m, 4 Wehrfelder à 73,15 m, Inbetriebnahme 1989)

Seit dem ersten Fabridam wurden in den USA mehr als 20 Anlagen gebaut, darunter der 1970 in Betrieb genommene Adam T. Bower Dam in Pennsylvania, der den Susquehanna River auf einer Breite von annähernd 600 m zum Lake Augusta aufstaut. Die Betriebserfahrungen am Adam T. Bower Dam sind in der Literatur sehr gut dokumentiert [OBERLEITNER 1983, MOORTHY ET. AL 1995, MARINE & INDUSTRIAL NEWS 1988, WU UND PLAUT 1996, LUZERNE COUNTY FLOOD PROTECTION AUTHORITY 2000, U.S. ARMY COLD REGION RESEARCH AND ENGINEERING LABORATORY 2001] und zeigen die Probleme, die bei der Verwendung von Schlauchwehren auftreten können. So mussten die ursprünglich verwendeten Schlauch-

membrane zum Teil mehrfach ausgetauscht werden, weil diese an der Kontaktfläche von Gummi und Beton aufgescheuert wurden (s. Anhang A1). Der Adam T. Bower Dam ist bezüglich der Wehrbreite die größte Schlauchwehranlage der Welt. Daneben befinden sich mit den Highgate Falls in Vermont und dem Tempe Town Lake in Arizona (vgl. Abbildung 2.5) mit Schlauchhöhen von 4,57 m bzw. 4,90 m zwei weitere große Anlagen in den USA, die seit 10 bzw. 15 Jahren in Betrieb sind.

### 2.3 Einsatz von Schlauchwehren in Deutschland

GÜNTER UND JÄGER 1970 berichten über einen flexiblen Staukörper auf dem Muldewehr Penig als erstes Anwendungsbeispiel in der damaligen DDR. Die Konstruktion bestand aus mehreren, aneinandergereihten sog. Containern, die über ein Haltetuch am festen Wehrkörper befestigt und mit Wasser befüllt werden konnten (s. Abbildung 2.6). Die Konstruktion am Muldewehr Penig hatte maßgeblichen Einfluss auf das erste, Mitte der siebziger Jahre gebaute, Schlauchwehr in Hollerich an der Lahn. Die beiden 17,60 langen und 2,05 m hohen Schlauchwehre waren als Revisionsverschluss für eine Versenkwalze vorgesehen.



**Abbildung 2.6:** Querschnitt durch das Muldewehr Penig, Deutschland (Schlauchhöhe 1,10 m, Wehrbreite 46,00 m, Inbetriebnahme 1969)

Nach 4 bis 5 Jahren, in denen die Schlauchkörper lediglich zu Inspektionszwecken befüllt wurden, war der rechte Schlauch der Länge nach aufgeschlitzt und der linke Schlauch ebenfalls stark beschädigt. Obwohl die Konstruktion aus heutiger Sicht zahlreiche technische Mängel aufwies, waren letztendlich die ungünstigen Strömungsverhältnisse des Standorts ausschlaggebend: Turbulenzen regten die abgelegten Membrane zu Schwingungen an und führten schließlich im Zusammenwirken mit Treibgut zu deren Zerstörung (s. Anhang A1).



Abbildung 2.7: Übersicht über Schlauchwehnanlagen in Deutschland (Zeitraum 1969 bis 2004)

Nr	Ort	Bundesland	Gewässer	Nutzung	Typ	Jahr	Kenndaten		
							<i>n</i>	<i>b</i>	<i>h</i>
1	Ainring	Bayern	Saalach	E	W		2	26,00	0,84
2	Arnsberg	NRW	Kläranlage	A	W		1	15,00	0,75
3	Augsburg	Bayern	Wertach	E	L		2	20,00	2,24
4	Augsburg	Bayern	Lech				1		
5	Chemnitz	Sachsen	Klaffenbach	WR	L		1	8,50	0,60
6	Connewitz	Sachsen	Weißer Elster	WR	L		1	32,00	1,40
7	Connewitz	Sachsen	Pleiße				2	4,50	
8	Dessau	Sachsen-Anhalt	Saale	E	L	1993	1	34,80	0,80
9	Ebenhofen	Bayern	Wertach	E	L	1953	1	25,00	2,90
10	Erlangen	Bayern	Regnitz	E	W	1981	1	22,40	1,20
11	Erl. -Baiersdorf	Bayern	Regnitz	E	W	1994	2	27,00	1,85
12	Eschwege	Hessen	Werra	E	W		2	21,00	1,20
13	Forst (Lausitz)	Brandenburg	Gewebekanal	KW	W		1	10,00	1,20
14	Gorsdorf, HPP	Sachsen-Anhalt			L			22,43	0,80
15	Grainet	Bayern	Saußbach	E	L		1	11,00	1,30
16	Gronau	NRW	Dinkel	WR	L		2	6,00/8,00	1,40
17	Günzburg	Bayern	Günz					22,00	2,20
18	Günzburg	Bayern	Günz				1	6,60	
19	Hagen	NRW	Lenne	E	W	1984	2	20,90	1,20
20	Haltem	NRW	Stewer	WV	W		1	20,00	1,20
21	Hannover	Niedersachsen		A	L		1	1,40	1,30
22	Hegge	Bayern	Iller	E	L	2000	2	18,00	1,05
23	Ingolstadt	Bayern	Gerolsbach	WR	L		1	8,00	1,20
24	Jägersdorf	Thüringen	Saale	E	L		1	110,00	1,00
25	Jeßnitz	Sachsen-Anhalt	Mulde	E	L		2	18,50/19,41	1,40
26	Kalkreuth	Sachsen	Große Röder	WR	L		1	11,00	0,60
27	Kelbra	Sachsen-Anhalt	Helme/ Auslauf-Stausee	WR	W		1	16,00	0,70
28	Kiebingen	Baden-Württem.	Neckar	E	L	1998	2	23,00	3,40
29	Lechbruck	Bayern	Lech	E	W	2002	4	24,75/45,83	3,15/1,10
30	Leisnig	Sachsen	Freiberger Mulde	E	L	1997	3	51,00/42,00	0,80/0,60
31	Lunzenau	Sachsen	Zwickauer Mulde	E	L				
32	Marienberg (Rittersberg)	Sachsen	Schwarze Pockau		W		1		
33	Miesbach	Bayern	Leitzach	E	W	1986	1	30,00	0,80
34	München	Bayern	Lände	WR	L		1	5,00	0,70
35	Naichen	Bayern	Kemmelbach	E	W		1	7,60	1,30
36	Neuenbürg	Baden-Württem.	Enz	E	W		1	16,00	1,40
37	Neuenbürg	Baden-Württem.	Enz	E	W		1	16,00	1,20
38	Neuss-Selikum	NRW	Erf	WR	L		2	8,10	1,60
	Nieder- Neundorf		Neisse	E	W		2	20,00	1,75
39	Ochtendung	Rheinland-Pfalz	Nette	E	W		1	5,00	0,85
40	Panke	Berlin	Berlin	WR	L		1	7,40	1,35

**Tabelle 2.1:** Übersicht über Schlauchwehranlagen in Deutschland  
(Zeitraum 1969 bis 2004)

Nr	Ort	Bundesland	Gewässer	Nutzung	Typ	Jahr	Kenndaten		
							<i>n</i>	<i>b</i>	<i>h</i>
41	Plauen	Sachsen	Weißer Elster	KW	W		1	26,00	1,70
42	Plauen	Sachsen	Weißer Elster	E	W	1993	2	6,48	2,65
43	Regen	Bayern	Regen	E	W		1	11,00	1,10
44	Schiltach	Baden-Württem.	Kinzig	E	W		1	18,00	1,66
45	Selikum	NRW		WR	L		2	8,10	1,60
46	Sinsheim	Baden-Württem.	Elsenz	HW	L	2004	1		
47	Stadtroda	Thüringen	Roda	E	L		1	10,00	1,10
48	Staudach- mühle	Baden-Württem.	Argen	E	E	1984	1	26,60	0,70
49	Thierbach	Sachsen	Zwickauer Mulde	E	E		2	11,60	1,98
50	Trattendorf	Sachsen	Spree	E	L		1	29,50	1,55
51	Truchtlaching	Bayern	Alz	E	W	1997	1	30,00	1,00
52	Tullau	Baden-Württem.	Kocher	E	W		1	30,00	1,30
53	Türkheim	Bayern	Wertach	E	L	1998	2	16,00	3,70
54	Tzschelln	Brandenburg	Spree	E	L		1	5,10/14,80	1,30
55	Uhingen	Baden-Württem.	Fils	E	W	1999	2	15,00	1,20
56	Weingarten	Baden-Württem.	Scherzach	E	L		1	4,50	1,30
57	Weisflog	Sachsen	Zschopau	E	W	1995	1	25,00	2,60
58	Weißwasser	Brandenburg	Spree	E	L		2	5,10/14,80	1,30
59	Weitnau/ Klausen	Bayern	Obere Argen	E	W	1990	1	27,50	0,60
60	Wertheim	Baden-Württem.	Tauber	E	W		1	11,00	1,20
61	Wildbad	Baden-Württem.	Große Enz	E	W	1989	1	12,00	2,50
62	Wolfach	Baden-Württem.	Kinzig	E	W		1	22,00	0,80
63	Wolkenstein	Sachsen	Zschopau	E	L		2	5,50	0,90
64	Zell	Baden-Württem.	Wiese	E	W		1	25,00	1,40
65	Zittenhofen	Bayern	Weißer Regen	E	L		1	20,70	1,30
66	Zöblitz	Sachsen	Pockau	E	W		1	12,00	1,30
67	Zwiesel	Bayern	Großer Regen	E	W	1991	1	11,20	1,10

*E – Energieerzeugung, WV – Wasserversorgung, WR – Wasserstandsregelung, A – Abwasserentsorgung, KW – Kühlwasserentnahme, L – Luftfüllung, W – Wasserfüllung, HW – Hochwasserrückhalt*

**Tabelle 2.1:** Übersicht über Schlauchwehranlagen in Deutschland  
(Forts.) (Zeitraum 1969 bis 2004)

Trotz der negativen Erfahrungen am Wehr Hollerich, begann sich die Technologie nach und nach in Deutschland zu verbreiten. Seit Anfang der achtziger Jahre wurden annähernd 70 Schlauchwehre installiert, von denen 68 % mit Wasser und 32 % mit Luft betrieben werden. Eine Übersicht über die bestehenden Schlauchwehranlagen in Deutschland ist Abbildung 2.7 und Tabelle 2.1 zu entnehmen. Die größten Anlagen in Bezug auf die Schlauchhöhe befinden sich heute im bayerischen Türkheim/Wertach bei Kaufbeuren und in Kiebingen/Neckar



bei Tübingen mit Schlauchhöhen von 3,70 m bzw. 3,30 m. Die Anlage mit der größten Wehrbreite wurde im Herbst 2001 in Lechbruck/Lech in der Nähe von Füssen im Allgäu in Betrieb genommen (s. Abbildung 2.8).



**Abbildung 2.8:** Wassergefülltes Schlauchwehr in Lechbruck, Deutschland (Schlauchhöhe 3,15 m, 3 Wehrfelder à 24,80 m und 1 Wehrfeld à 45,80 m, Inbetriebnahme 2001)

#### 2.4 Klassifizierung von Schlauchwehren

Schlauchwehre sind flexible Wehrverschlüsse, bei denen eine Gummimembran so auf dem massiven Wehrkörper befestigt wird, dass ein dichter Innenraum entsteht. Der Schlauchkörper kann befüllt und durch die Regulierung der Füllmenge und des Innendrucks auf eine bestimmte Höhe eingestellt werden. Als Füllmedium wird Wasser oder Luft, bei wenigen Anlagen auch eine Kombination aus Wasser- und Luft verwendet. Die Gummimembran besteht im Allgemeinen aus einem Elastomer mit einer oder mehreren Gewebereinlagen aus Polyester oder Polyamid, die als Festigkeitsträger dienen. Die Zusammensetzung der Gummimembran richtet sich nach den Anforderungen an die Elastizität, die Dichtigkeit, die Alterungsbeständigkeit, die Abriebbeständigkeit, z.B. gegenüber Geschiebe, und die Widerstandsfähigkeit bei mechanischer Beanspruchung, wie z.B. durch Treibgut oder durch Vandalismus. Häufig eingesetzte Gummimischungen sind Verschnitte aus Natur- und Synthetikkautschuk (NBR und SBR), Chloroprenkautschuk (CR) oder Ethylen-Propylen-Dien-Polymere (EPDM).



Angat After Bay Regulator Dam, Philippinen  
(6 x 13,17m x 2,50 m)



Rainbow Dam, USA  
(2 x 13,85 x 3,66 m)



Bolton Falls, USA  
(1 x 49,50 x 1,50 m)



Hakone 2 Hydroelectric Power Production, Japan  
(7 x 15,00 x 3,35 m)



Lunde, Norwegen  
(1 x 64,00 x 2,92 m)



Mirani River, Australien  
(1 x 107,00 x 1,80 m)

**Abbildung 2.9:** Schlauchwehre als Verschlüsse bei Wehren

Charakteristisch für Schlauchwehre ist die ebene Lastabtragung über die Membran und die Befestigungskonstruktion in den massiven Wehrkörper. Dadurch werden große Wehrfeldbreiten, eine einfache Ausführung des massiven Wehrkörpers, der Wehrpfeiler und der Wehrwangen sowie ein geringer Aufwand für Einbauten und Verwahrungen möglich. Die elastischen Verschlüsse sind in hohem Maße dicht und wenig empfindlich gegenüber Erschütterungen. Gleichzeitig ergeben sich aufgrund der Elastizität ganz spezifische Eigenschaften, die die

Schlauchwehre von konventionellen Stahlwasserbauverschlüssen unterscheiden: Beispielweise führt ein Anstieg des Unterwassers bei sonst unveränderten Randbedingungen zu Verformungen des Schlauchkörpers. Im Hinblick auf den Verwendungszweck, die Wehrgeometrie, das Füllmedium und die Befestigungsart können Schlauchwehre wie folgt klassifiziert werden:

*Anwendungsbereich:* Am häufigsten werden Schlauchwehre als dauerhafter Verschluss bei Stauanlagen mit den unterschiedlichsten Verwendungszwecken, u.a. Wasserkraftnutzung, Schifffahrt, Hochwasserschutz, Niedrigwasseranreicherung eingesetzt. Im Gegensatz dazu stehen Verschlüsse, die zwar dauerhaft installiert, aber nur temporär zur Abdämmung, wie z.B. bei Hochwasser, aufgestellt werden.

*Wehrgeometrie:* Bei der Wehrgeometrie können Schlauchwehre im Hinblick auf die Ausbildung des massiven Wehrkörpers, eben oder geneigt, oder die Gestaltung der Wehrpfeiler, senkrecht, geneigt oder ausgerundet unterschieden werden. Bei bestehenden Wehranlagen bestimmen häufig bauliche Randbedingungen die Wehrgeometrie.

*Füllmedium:* Je nach Füllmedium ergeben sich unterschiedliche Eigenschaften, wie z.B. Schlauchform, Stabilität, Genauigkeit und Schnelligkeit bei der Wasserstandsregelung. Neben wasser- und luftgefüllten Schlauchwehren gibt es Wehranlagen, die Wasser und Luft kombinieren, um die Vorteile beider Füllmedien zu nutzen.

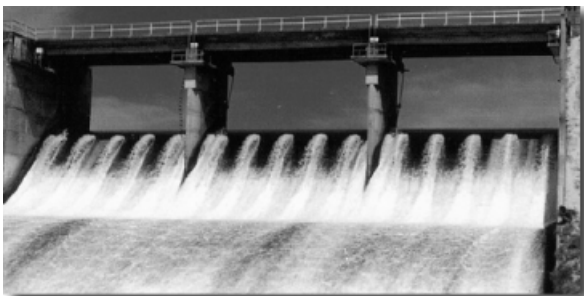
*Befestigungsart:* Üblich ist bei Schlauchkörpern, die aus einer Membran bestehen, eine Befestigung mit zwei Klemmschienen am Wehrkörper. Bei zweilagigen Schlauchmembranen, deren Lagen werksseitig an der unterstromigen Seite miteinander verbunden sind, erfolgt die Befestigung mit einer Schiene an der oberstromigen Seite. Zur Stabilisierung, z.B. bei hohen Unterwasserständen, werden Schlauchwehre diesen Typs oft mit einer zweiten Schiene fixiert.

Verschiedene Sonderkonstruktionen, wie z.B. kombinierte Schlauch- und Stahlwasserbauverschlüsse oder Schlauchverschlüsse in Rohrleitungen, werden in einem eigenen Abschnitt vorgestellt. Sie bilden zwar einen interessanten Randbereich, der nicht unerwähnt bleiben soll, werden darüber hinaus aber in dieser Arbeit nicht betrachtet.

## 2.5 Anwendungsbereiche

### 2.5.1 Schlauchwehre zur Wasserstands- und Abflussregelung bei Stauanlagen

Schlauchwehre werden im selben Anwendungsbereich von konventionellen Stahlwasserbauverschlüssen, wie Klappen, Schütze, Walzen, Druck- oder Zugsegmente verwendet. Sie werden häufig bei der Instandsetzung von Stauanlagen anstatt veralteter Verschlusstypen, wie Dach- oder Nadelwehre, oder aber zur Vergrößerung des Stauraums bzw. des Freibords bei Talsperren, eingesetzt.



*Huay San Pad Reservoir, Thailand*  
(3 x 5,83 x 2,00 m)



*Las Virgenes, Mexiko*  
(112,00 x 3,00 m und 148,00 x 3,00 m)



*Pit 3 Dam, USA*  
(3 x 8,51 x 1,83 m)



*Koombaloo Dam, Australien*  
(1 x 60,96 x 0,91 m)

**Abbildung 2.10:** Schlauchwehre als Verschlüsse bei Talsperren

Der große Vorteil besteht darin, dass die vorhandene Bausubstanz mit einem geringen baulichen und monetären Aufwand angepasst werden kann. Statische Probleme, wie sie z.B. bei der Krafteinleitung bei Klappen, Druck oder Zugsegmenten, in die Wehrpfeiler auftreten können, gibt es nicht. Mit Schlauchwehren können große Spannweiten überbrückt werden, ohne dass Wehrpfeiler erforderlich sind, die den Hochwasserabflussquerschnitt verringern, wie beispielsweise bei der Wehranlage am Mirani River in Australien, bei dem 107,00 m ohne Wehrpfeiler überspannt werden (s. Abbildung 2.9). Im Gegensatz zu diesem Schlauchwehr, das für Bewässerungszwecke gebaut wurde, dienen die Anlagen Rainbow Dam und Bolton Falls am Missouri bzw. Winooski River in den USA der Wasserkraftnutzung. Die Schlauchwehre sind seit 1989 bzw. 1990 in Betrieb und gewährleisten nach Angaben der Betreiber auch eine problemlose Eisabfuhr im Winter [U.S. ARMY COLD REGION RESEARCH AND ENGINEERING LABORATORY 2001]. Bei Talsperren hingegen werden Schlauchwehre häufig zur Vergrößerung des Stauraums eingesetzt. Eines der ältesten Beispiele dafür ist das Schlauchwehr am Koombooloomba Dam in Australien (s. Abbildung 2.10), bei dem bereits 1965 die Dammkrone im Bereich der rund 61,00 m breiten Schusssrinne auf dem Steinschüttdamm um 0,91 m erhöht wurde [SHEPHERD ET. AL. 1969, CHANSON 1998]. Dadurch konnte der nutzbare Speicherraum und das Potenzial zur Wasserkraftnutzung deutlich vergrößert werden. Weitere Beispiele für Schlauchwehre an Talsperren finden sich in Abbildung 2.10.

### **2.5.2 Schlauchwehre zur temporären Abdämmung und Regelung**

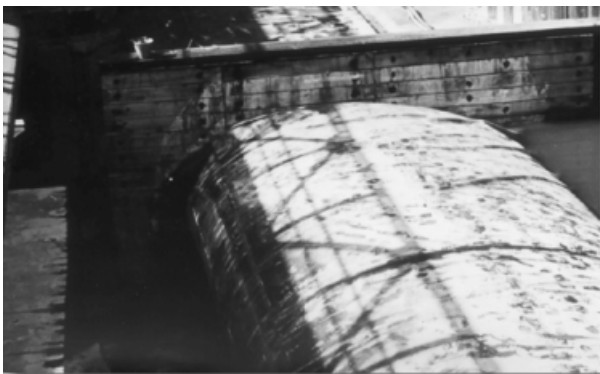
Neben der Wasserstands- und Abflussregelung bei Stauanlagen werden Schlauchwehre auch zur temporären Abdämmung, beispielsweise bei Hochwasser, Sturmfluten, Gewässerverunreinigungen oder aber einfach als Notverschluss eingesetzt. Es sind dauerhafte Konstruktionen, die nur an wenigen Tagen im Jahr in Betrieb sind und für den weit größten Teil ihrer Lebensdauer abgelegt auf der Flusssohle liegen. Hydraulische Randbedingungen sind dann u.U. völlig anders zu bewerten. Schwingungen im abgelegten Zustand, wie sie z.B. bei starken Turbulenzen an der Flusssohle auftreten können, stellen dann eine dauerhafte Beanspruchung dar. Beispiele dafür sind die Ölsperre Hochfelden an der Glatt in der Nähe von Zürich und der Notverschluss am Wehr Hollerich an der Lahn bei Nassau. Bei beiden Anlagen traten schon nach kurzer Zeit erhebliche Betriebsprobleme auf, die auf Schwingungen im abgelegten Zustand zurückgeführt werden können (s. Anhang A1).



*HRB Wiesentalpolder, Sinsheim*  
(1 x 0,85 x 15,00 m)



*Sturmflutwehr Ramspol, Niederlande*  
(3 x 75,00 m x 8,35 m)



*Lahnwehr Hollerich, Nassau*  
(1 x 17,60 x 2,05 m)



*Tsudae, Japan*  
(1 x 20,00 x 1,50 m)

**Abbildung 2.11:** Schlauchwehre zur temporären Abdämmung und Regelung

An schiffbaren Gewässern ergibt sich für Schlauchwehre in Ausnahmefällen die Notwendigkeit, dass die Membran durch passierende Schiffe nicht angehoben und durch die Schraube beschädigt werden darf (In den meisten Fällen wird sich die Wehranlage jedoch nicht in der Fahrrinne befinden). Neben entsprechenden Fahrwassertiefen über der abgelegten Membran, muss dann eine stabile Ruhelage gewährleistet sein. Dies kann z.B. dadurch erreicht werden, dass die Membran über rotierende Stahlrollen in eine Vertiefung in der Wehrschwelle gezogen wird, wie beispielweise bei dem Wehr in Tsudae, Japan oder dem Wehr Ramspol, Niederlande (s. Abbildung 2.11) im Mündungsbereich der Flüsse IJssel und Vecht. Das wasser- und luftgefüllte Schlauchwehr soll bei Sturmflut das Hinterland der Region Overijssel vor Überflutungen schützen und in hochwasserfreien Zeiten eine ungehinderte Passage der Schiffe ermöglichen. Ein weiteres Beispiel für einen temporären Einsatz ist das Hochwasserrückhaltebecken (HRB)

Wiesentalpolder an der Elsenz bei Sinsheim. Das luftgefüllte Schlauchwehr dient als Abschlagsbauwerk in den seitlich gelegenen Hochwasserrückhalteraum und ist in hochwasserfreien Zeiten abgelegt. Statistisch betrachtet wird das Schlauchwehr einmal im Jahr und nur für kurze Zeit mit einem maximalen Abfluss von  $7,5 \text{ m}^3/\text{s}$  belastet.

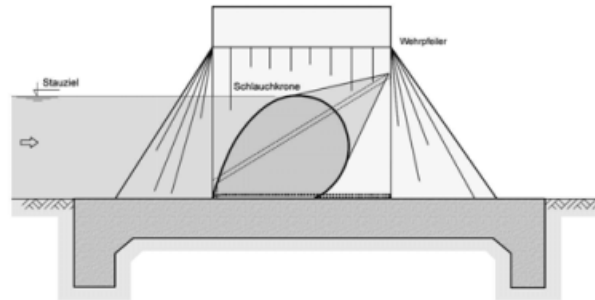
## 2.6 Wehrgeometrie

Betrachtet man die ausgeführten Schlauchwehranlagen, so lassen sich die Wehrgeometrien im wesentlichen in 4 Wehrtypen unterteilen: Der ebene Wehrkörper ohne Sohlschwelle bzw. Absturz, der Wehrkörper mit senkrechtem Absturz oder mit ausgerundetem Wehrrücken sowie das schiffbare Schlauchwehr (s. Abbildung 2.12). Die ersten 3 Wehrgeometrien haben gemeinsam, dass der Wehrkörper im Bereich der abgelegten Schlauchmembran horizontal ist. Beim schiffbaren Schlauchwehr wird die Membran über rotierende Stahlrollen in einen Kasten im Wehrkörper gezogen. Der ebene Wehrkörper ergibt sich in den meisten Fällen aus der Forderung, dass der Hochwasserabfluss ohne Aufstau abgeführt werden kann. Das Schlauchwehr ist damit häufig vom Unterwasser her eingestaut, so dass die unterstromige Seite nur unter Wasser oder durch Trockenlegung inspiziert und von Geschwemmsel befreit werden kann. Durch eine Jamborschwelle mit einer Höhe von 20 bis 25 % der Oberwassertiefe kann die Schlauchhöhe verringert werden, ohne dass das Hochwasserabfuhrvermögen verändert wird [JAMBOR 1959]. Die Schwelle ermöglicht in Abhängigkeit vom Unterwasserstand eine trockene Begehung und verringert den Einfluss des Unterwassers auf die Schlauchform und das Auftreten von Schwingungen (s.a. Kapitel 7.3)

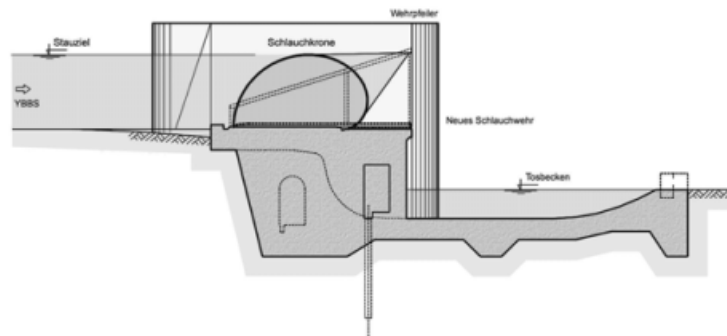
Bei Anlagen mit festem Wehrkörper handelt es sich in der Regel um bestehende Wehranlagen, deren vorhandene Verschlüsse durch Schlauchwehre ersetzt werden. Soweit es die Bausubstanz erlaubt, wird der vorhandene Wehrkörper für die neue Wehrgeometrie genutzt. Der senkrechte Absturz nach dem horizontalen Ablagetisch stellt dabei sicher die kostengünstigste und am einfachsten herzustellende Lösung dar. Kennzeichnend für diesen Wehrtyp ist, dass der Überfallstrahl bei kleineren Abflüssen auf den Ablagetisch trifft und erst für größere Abflüsse in das Unterwasser eintaucht. Ein Teil der Energieumwandlung findet damit bereits auf dem Ablagetisch statt, mit dem Nachteil, dass die hochturbulente Strömung unter dem Überfallstrahl die unterstromige Seite des Schlauchkörpers zu Schwingungen anregen kann. Wehrkörper mit ausgerundetem Wehrrücken

sind aufgrund des höheren Schalungsaufwands bei der Herstellung vergleichsweise selten, obwohl das hydraulische Abfuhrvermögen größer ist als bei Wehrkörpern mit senkrechtem Absturz. Neben dem höheren Überfallbeiwert hat die Ausrundung den Vorteil, dass der Überfallstrahl vom Schlauchkörper weggeleitet wird, so dass die Turbulenzen keine Schwingungen induzieren können.

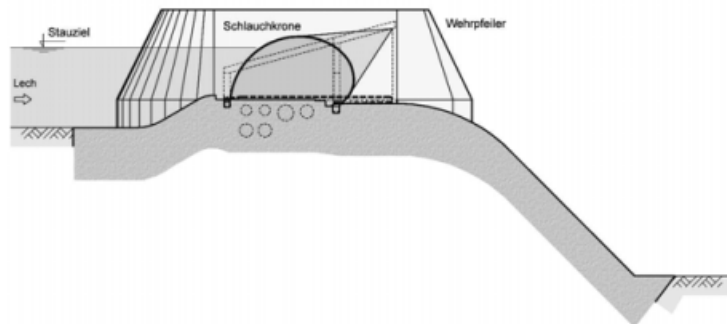
*Ebener Wehrkörper*



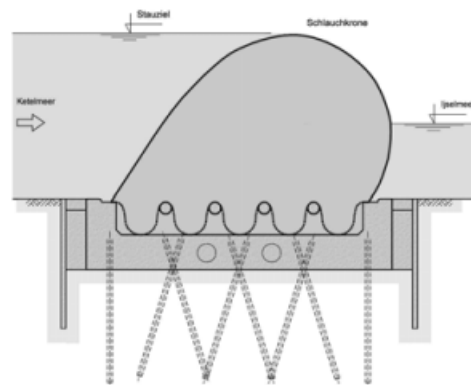
*Wehrkörper mit senkrechtem Absturz*



*Wehrkörper mit ausgerundetem Wehrrücken*



*Schiffbare Schlauchwehre*



**Abbildung 2.12:** Typische Wehrgeometrien für Schlauchwehre



Schiffbare Schlauchwehre bilden die Ausnahme. Nach eigenen Recherchen gibt es außerhalb Japans nur zwei Anlagen in den Niederlanden. Ihr Einsatz beschränkt sich auf Gewässer mit geringen Fließgeschwindigkeiten, wie beispielsweise in Kanälen. Dabei gilt die besondere Aufmerksamkeit der Lagerung der abgelegten Membran, damit diese bei Überfahung nicht durch den Schraubenstrahl angezogen und beschädigt wird. Beim Sturmflutwehr Ramspol wird die Schlauchmembran über drehbare Stahlrollen in einen Hohlraum im Wehrkörper gezogen, wie es schematisch im untersten Bild in Abbildung 2.12 dargestellt in.

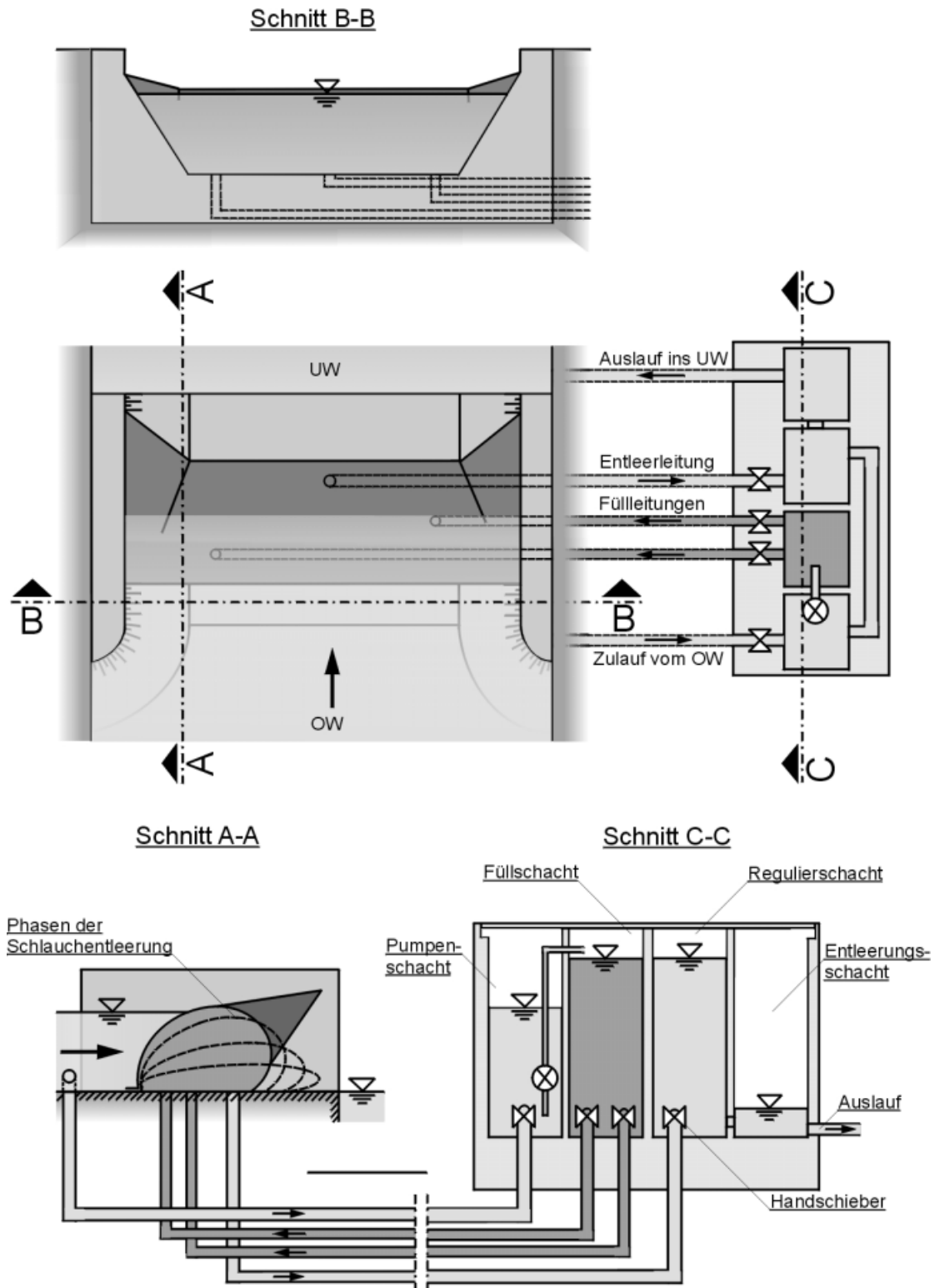
Wehrpfeiler und Wehrwangen werden - wenn möglich - mit geneigten Seitenflächen ausgeführt, da sich dadurch eine günstigere Faltenausbildung beim seitlichen Anschluss der Schlauchmembran ergibt. Senkrechte Seitenflächen findet man dagegen bei Anlagen, bei denen aus baulichen oder wirtschaftlichen Gründen auf die Ausbildung geneigter Seitenflächen verzichtet wurde.

## 2.7 Füllmedien

### 2.7.1 Wassergefüllte Schlauchwehre

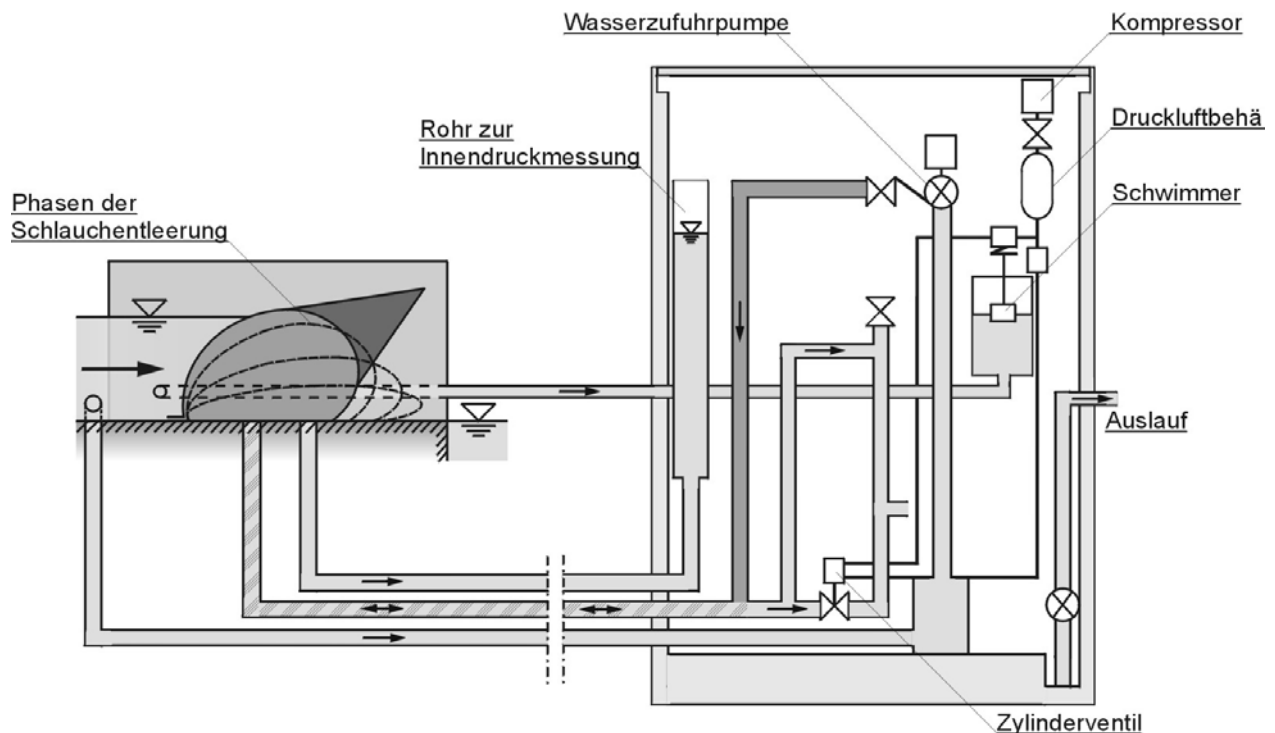
Die Entnahme des Wassers erfolgt in der Regel im Oberwasser der Stauanlage und wird über eine Pumpe in einen am Ufer gelegenen Steuerschacht gefördert. Über eine oder mehrere Zulaufleitungen, die im massiven Wehrkörper verlegt sind, gelangt das Wasser von dort über Einlauföffnungen im Ablagetisch in den Schlauchkörper. Häufig wird der Steuerschacht in mehrere Kammern unterteilt, wie in Abbildung 2.13 dargestellt ist. Der Steuerschacht besteht hier aus vier Kammern: Die erste Kammer dient als Pumpenschacht und ermöglicht gleichzeitig das Absetzen von Feinteilen. Aus ihm wird das Wasser in den Füllschacht gefördert, dessen Wasserstand die Druckhöhe und damit die Durchflussmenge in den Zulaufleitungen bestimmt. Die Rücklaufleitungen münden in den Regulierschacht, in dem eine Überfallwand den maximalen Innendruck im Schlauch begrenzt. Für die Entleerung kann der Wasserstand im Regulierschacht und damit der Schlauchinnendruck über einen Schieber abgesenkt werden. Ein zweites Steuerungsprinzip ist in Abbildung 2.14 dargestellt: Anstatt mehrerer Kammern befindet sich im Steuerschacht ein Behälter, in den das Wasser aus dem Pumpenschacht gefördert wird. Die Höhenlage des Behälters und der Wasserstand darin bestimmen den Schlauchinnendruck. Bei einem Absenken des Behälters läuft das Wasser über den Behälterrund und der Schlauch legt sich ab. Bei den

meisten Anlagen liegt die Druckhöhe im Schlauchinneren zwischen 20 und 60 % über dem Oberwasserstand (Innendruckkoeffizient  $\alpha_0 = 1,20$  bis  $1,60$ ). Als Bezugsniveau wird in der Regel die Oberkante des Ablagetischs verwendet.



**Abbildung 2.13:** Systemskizze für ein wassergefülltes Schlauchwehr mit mehrteiligem Steuerschacht

Wassergefüllte Schlauchwehre werden in jedem Betriebszustand gleichmäßig überströmt. Dadurch ist im Vergleich zu Luftfüllung eine Abflussregelung möglich und die Wasserstandsregelung genauer. Aufgrund der höheren Masse neigen diese Schlauchtypen weniger zu Schwingungen und sind auch weniger vom Unterwasser beeinflusst. Die Schlauchform ist oval und nähert sich mit abnehmendem Innendruck einer Tragflächenform.



**Abbildung 2.14:** Systemskizze für ein wassergefülltes Schlauchwehr mit Steuer- schacht und Regulierbehälter (MLIT 2000)

Bei Frostgefahr verhindert eine geringe aber kontinuierliche Überströmung eine Vereisung im Schlauchinneren. Vorbeugend kann auch eine Umwälzung mit vorgewärmten Wasser, z.B. durch eine Beheizung des Füllschachts, oder durch die Entnahme von Grundwasser, das Füllmedium vor dem Einfrieren schützen. Bei den beschriebenen Möglichkeiten handelt es sich aber um Vorsichtsmaßnahmen. Bisher ist keine Anlage bekannt, bei der das Füllmedium eingefroren ist. Bei hohen Unterwasserständen reicht das vorhandene Druckgefälle häufig nicht aus, um den Schlauch vollständig oder in einer angemessenen Zeit zu entleeren. Hier kann durch eine Pumpe im Regulierschacht sichergestellt werden, dass das wassergefüllte Schlauchwehr immer vollständig ablegbar ist. Entlüftungsventile an den Wehrwangen stellen dabei sicher, dass evtl. vorhandene Luft beim Able-

gen entweichen kann. Bei der Entnahme im Oberwasser der Wehranlage ist darauf zu achten, dass sich Sedimente und Schwebstoffe in einem Sandfang absetzen können, um nicht in den Schlauchkörper zu gelangen oder die Füll- und Entleerleitungen zu blockieren. Der Schlauchinnendruck kann bei wassergefüllten Schlauchwehren über die Wasserstandshöhe im Regulierschacht leicht erfasst und als Stellgröße für eine Automatisierung oder zur Regulierung einer Mindestwassermenge verwendet werden. Die spezifischen Eigenschaften sind in einer Übersicht in Tabelle 2.2 zusammengefasst.

### 2.7.2 Luftgefüllte Schlauchwehre

In Asien, insbesondere in Japan, werden fast ausschließlich luftgefüllte Schlauchwehre gebaut, bei denen die baulichen Aufwendungen gegenüber Wasserfüllung etwas geringer sind. Der Steuerschacht entfällt hier, stattdessen erfolgt die Befüllung mit Hilfe eines Luftverdichters (Kompressor), der in der Regel im Betriebsgebäude untergebracht ist (s. Abbildung 2.16). Vom Luftverdichter führt eine Pendelleitung durch den Wehrkörper und mündet in mehreren Einlauföffnungen im Ablagetisch. Die Pendelleitung dient zum Befüllen und Entleeren des Schlauchs. Sie schließt außerdem an einen Kondensatschacht an, der das Sicker- oder Kondenswasser sammelt und ein Blockieren der Leitungen verhindert. Häufig verlaufen im Schlauchinneren in Querrichtung zusätzliche Entlüftungsleitungen (engl. Spacer), die zu seitlichen Öffnungen in den Wehrwangen bzw. Wehrpfeilern führen. Sie stellen sicher, dass bei der Entleerung kein Restvolumen im Schlauch verbleibt. Alternativ dazu werden in Längsrichtung verlaufende lattenrostartige Abdeckungen (engl. Drain Pads) verwendet, die die Luft zu den Einlauföffnungen führen, so dass der Schlauchkörper immer vollständig entleert werden kann.

Der Betriebsdruck ist im Vergleich zu wassergefüllten Schlauchwehren etwas niedriger und entspricht meistens der Druckhöhe im Oberwasser (Innendruckkoeffizient  $\alpha_0 = 1,00$ ). Die Schlauchform ist eher kreisförmig, was zu einem geringeren Schlauchumfang und einer geringeren Ablagelänge der Membran führt. Beispielsweise beträgt das Verhältnis von Umfang zu Schlauchhöhe bei Luftfüllung  $l_u/h_s = 3,48$  ( $\alpha_0 = 1,00$ ) und bei Wasserfüllung  $l_u/h_s = 4,69$  ( $\alpha_0 = 1,50$ ) [THE JAPANESE INSTITUTE OF IRRIGATION AND DRAINAGE 1989]. Durch den 30 bis 40 % geringeren Materialverbrauch und den kürzeren Ablagetisch ergeben sich etwas geringere Kosten für das luftgefüllte Schlauchwehr. Außerdem sind die Stellzeiten

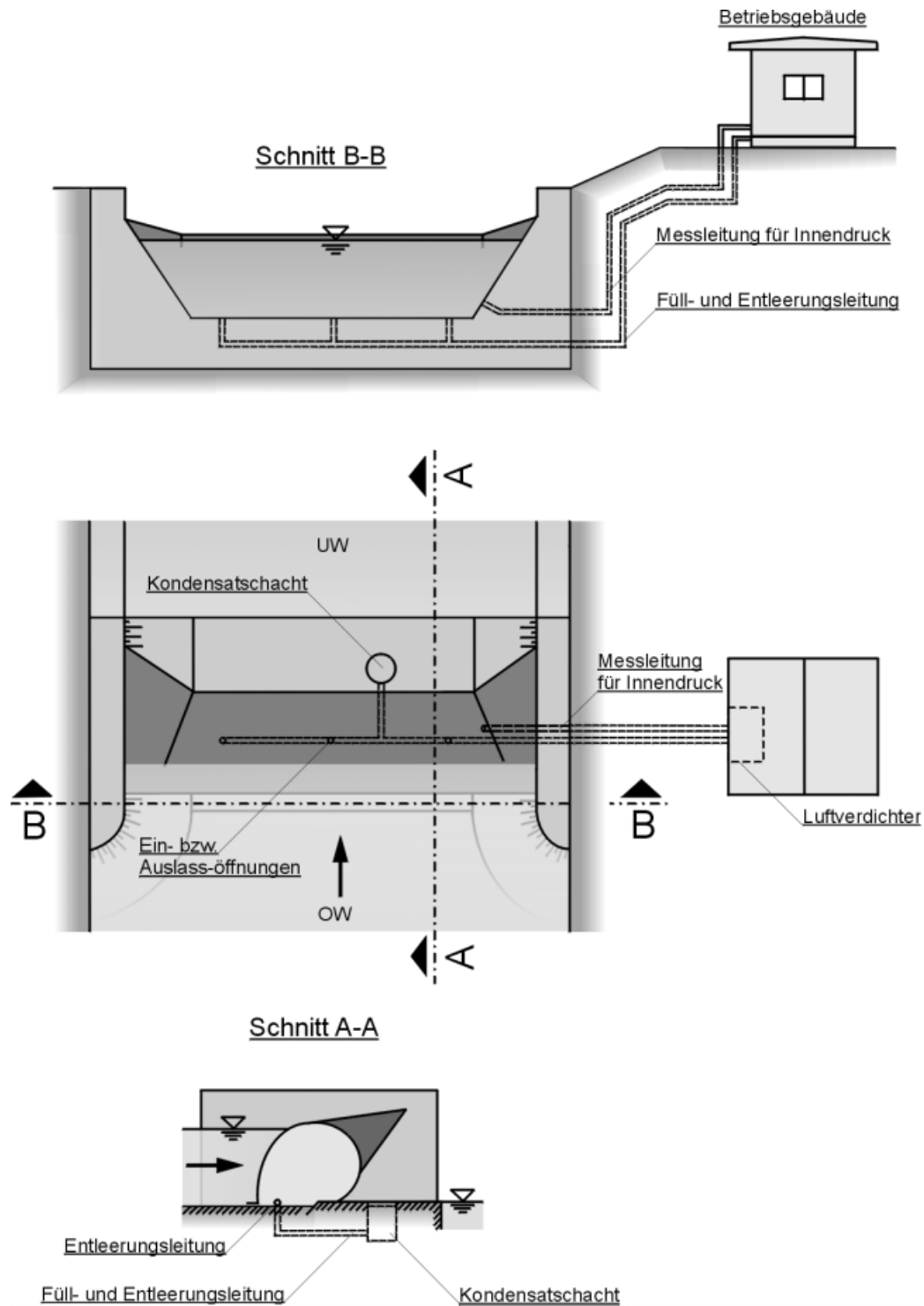
durch das geringere Volumen und die höheren Förderleistungen kürzer als bei wassergefüllten Schlauchwehren.



**Abbildung 2.15:** Einknicken bei luftgefüllten Schlauchwehren

Eine charakteristische Schwäche luftgefüllter Schlauchwehre ist, dass sie bereits bei geringen Überfallhöhen einknicken. Dabei bildet sich, je nach Biegesteifigkeit der Membran, eine unterschiedlich starke, V-förmige Einkerbung (engl. V-Notch Phenomen) mit einer örtlichen Abflusskonzentration (s. Kapitel 6.3.1). Die Lage der Einkerbung ist partiell abhängig von den Anströmungsverhältnissen, kann aber auch andererseits in begrenztem Umfang beeinflusst werden, z.B. durch eine Verringerung des Schlauchumfangs an dieser Stelle oder durch eine Querneigung des Ablagetisches bzw. eine entsprechende Unterlage. Die Einkerbung wird von Wasserkraftbetreibern gerne genutzt, um Geschwemmsel, das sich vor dem Einlaufrechen abgelagert hat, gezielt in das Unterwasser abzuführen (s. Abbildung 2.15). Auf die Wasserstandsregelung hat die Einkerbung oft nur einen geringen Einfluss, da die Schlauchhöhe mit Hilfe einer Automatik durch eine Erhöhung des Innendrucks wieder angepasst wird. Eine Abflussregelung ist aber aufgrund der ungleichmäßigen Überströmung kaum mehr möglich. Neben einer konzentrierten Beanspruchung der Gewässersohle im Unterwasser, die bei der Tosbeckendimensionierung berücksichtigt werden muss, führt der Abfluss über die Einkerbung auch zur Bildung von großräumigen Wirbeln und Rückströmzonen, die zu Erosionen im Uferbereich führen können. Luftgefüllte Schlauchwehre neigen auch eher zu Schwingungen als wassergefüllte Schlauchwehre und verformen sich mehr bei hohen Unterwasserständen. Um

das Aufschwimmen zu verhindern, wird daher häufig eine zweite Befestigungsschiene vorgesehen.



**Abbildung 2.16:** Systemskizze für ein luftgefülltes Schlauchwehr

Bei stark schwankenden Außentemperaturen ergeben sich zudem große Druckänderungen im Schlauchinneren, was eine Wasserstandregelung über den In-

nendruck sehr erschwert. Vorteilhaft gegenüber Wasserfüllung ist, dass mit dem Füllmedium Luft eine Vereisung des Schlauchkörpers auch in extrem kalten Regionen ausgeschlossen ist und Verlandungsprobleme im Zusammenhang mit der Entnahme von Flusswasser entfallen (s. Tabelle 2.2).

<b>Eigenschaft</b>	<b>Typ Wasser</b>	<b>Typ Luft</b>	<b>Typ Wasser + Luft</b>
<i>Schlauchform</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- ovaler Querschnitt</li> <li>- <math>L_u/h_s = 4,69</math> bei <math>\alpha_0 = 1,5</math></li> <li>- Umfang 30 bis 40 % größer als bei Luft</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- zylindrischer Querschnitt</li> <li>- <math>L_u/h_s = 3,48</math> bei <math>\alpha_0 = 1,0</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- geringerer Umfang als bei reiner Wasserfüllung</li> </ul>
<i>Wehrkörper</i>		<ul style="list-style-type: none"> <li>- kompaktere Wehrform durch 30 - 40 % kürzere Ablagelänge</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- kleinere Wehrform als bei reiner Wasserfüllung</li> </ul>
<i>Abfluss</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- gleichmäßige Überströmung über nahezu gesamtes Abflussspektrum</li> <li>- Abflussbeiwert nimmt zu mit steigender Überfallhöhe</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Einknicken bei einer Schlauchhöhe von <math>h_s/h_o = 0,80 - 0,90</math></li> <li>- größere Verformungen mit steigendem Unterwasser</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Eigenschaften liegen zwischen Typ Wasser und Typ Luft</li> </ul>
<i>Versorgung mit Füllmedium</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ablagerung von Schwebstoffen im Schlauch, in Füll- und Entleerungsleitungen</li> <li>- evtl. Sandfang oder Absetzbecken bei Flusswasserentnahme</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- technisch einfach</li> <li>- kleinere Rohrdurchmesser zur Steuerung ausreichend</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- kompliziertere Steuer- und Regelungseinrichtung</li> <li>- Versorgung beider Füllmedien erforderlich</li> </ul>
<i>Betrieb</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- längere Füll- und Entleerungszeiten</li> <li>- Entleerungszeiten nehmen mit Unterwasserstand zu</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Begehung zu Inspektionszwecken möglich</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- kombiniert Vorteile der Typen Wasser und Luft</li> </ul>

**Tabelle 2.2:** Vergleich der spezifischen Eigenschaften von wassergefüllten, luftgefüllten sowie wasser- und luftgefüllten Schlauchwehren

<b>Eigenschaft</b>	<b>Typ Wasser</b>	<b>Typ Luft</b>	<b>Typ Wasser+Luft</b>
<i>Schwingungen</i>	- aufgrund der Masse geringere Schwingungsanfälligkeit	- neigt schon bei geringen Überfallhöhen zu Schwingungen - Abhilfe durch Deflektoren	- Eigenschaften liegen zwischen Typ Wasser und Typ Luft
<i>Regulierung</i>	- genauere Wasserstandsregelung im Vergleich zur Luftfüllung - Erfassung des Innendrucks über Regulierschacht	- Abflussregulierung aufgrund Einkerbung schwer möglich - Wasserstandsregulierung mit Einschränkung möglich	- Einkerbung tritt nicht so stark auf wie beim Typ Luft - Wasserstandsregulierung wie Typ Wasser
<i>Temperatur</i>	- Frostgefahr in sehr kalten Regionen - Abhilfe durch Zwangsumwälzung oder Vorwärmung des Füllmediums	- Druckänderung und Verformung bei großen Temperaturdifferenzen - dadurch Veränderung der Zugspannung und der Schlauchhöhe	- Nachteile von Typ Luft und Typ Wasser, aber jeweils in geringerem Maße

**Tabelle 2.2** Vergleich der spezifischen Eigenschaften von wassergefüllten, luftgefüllten sowie wasser- und luftgefüllten Schlauchwehren  
(Forts.):

### 2.7.3 Wasser- und luftgefüllte Schlauchwehre

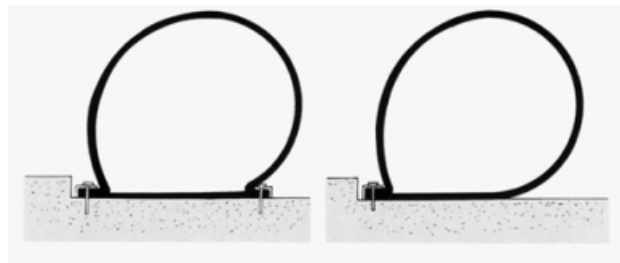
Bei wenigen Anlagen werden die Füllmedien Wasser und Luft kombiniert, um die Vorteile beider Typen auszunutzen. Eine der ersten Anlagen war der Sunbury Dam am Susquehanna River, USA, dessen Betriebserfahrungen ausführlich im Anhang A2.3 beschrieben werden. Ein Beispiel aus jüngerer Zeit ist das Sturmflutwehr Ramspol in der Provinz Overijssel in den Niederlanden (s. Abbildungen 2.3 und 2.11). Die drei 75,00 m breiten und 8,35 m hohen Schlauchkörper sind in etwa bis auf die Höhe des Wasserstands im IJsselmeer mit Wasser gefüllt, was ungefähr der halben Schlauchhöhe entspricht. Das verbleibende Volumen wird über Kompressoren mit Luft befüllt. Der Betriebsdruck beträgt dabei bis zu 440 mbar. Durch die Kombination mit Luft ergeben sich insgesamt kürzere Füll-



zeiten, ein geringerer Schlauchumfang und eine kleinere Schlauchmembran, die einen erheblichen Kostenfaktor bei dieser Anlage [JONGELING UND RÖVEKAMP 1999, VAN DER HORST UND RÖVEKAMP 2001] darstellt. Im Hochwasserfall wird mit Hilfe von Kompressoren Luft von beiden Seiten in das Schlauchinnere geblasen und ein Überdruck von 100 bis 200 mbar erzeugt. Die Membrane steigen dadurch an die Wasseroberfläche, es entsteht ein Unterdruck an der Sohle und Wasser wird über die seitlichen Öffnungen angesaugt. Dadurch füllen sich die drei Schlauchkörper selbständig innerhalb einer Stunde. Zum Ablegen der Membran wird die Luft abgesaugt und gleichzeitig das Wasser abgepumpt. Die Kombination beider Füllmedien erfordert allerdings eine doppelte Antriebstechnik einschl. der Füll- und Entleerungsleitungen sowie eine aufwändigere Steuer- und Regelungstechnik. Daher ist die Verwendung beider Füllmedien, beispielsweise um Schlauchwehre, die eigentlich mit Wasser betrieben werden, einmal zu Inspektionszwecken zu begehen, selten. Die spezifischen Eigenschaften von wasser- und luftgefüllten Schlauchwehren sind in einer Übersicht in Tabelle 2.2 zusammengefasst.

## 2.8 Befestigungsart

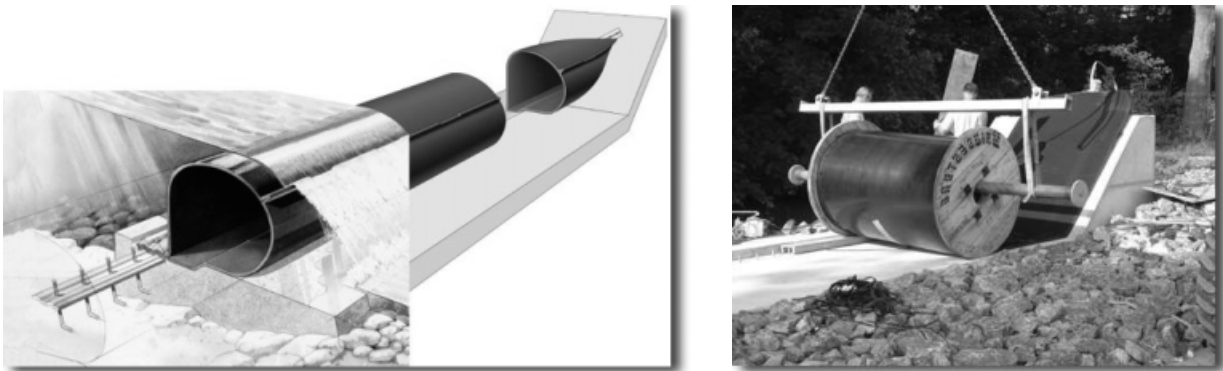
Neben dem Anwendungsbereich, der Wehrgeometrie und dem Füllmedium können Schlauchwehre auch im Hinblick auf ihre Befestigungsart unterschieden werden: Man unterscheidet hier die Verankerung der Schlauchmembran mit ein oder zwei Befestigungsschienen am Wehrkörper (s. Abbildung 2.17). Die Entscheidung, welche der Befestigungsarten erforderlich ist, hängt neben den hydraulischen Randbedingungen und dem Füllmedium auch vom Konstruktionsprinzip der Hersteller ab.



**Abbildung 2.17:** Ein- und zweireihige Verankerung der Schlauchmembran am Wehrkörper

Das häufigste Prinzip ist die zweireihige Verankerung, bei dem die Schlauchmembran auf der Ober- und der Unterwasserseite am Wehrkörper fixiert wird. Bei der Montage wird die Schlauchmembran zunächst an der unterstromigen

Seite angeklemt, wobei die Befestigungsschiene im Endzustand inner- oder außerhalb des Schlauchkörpers angeordnet sein kann. Anschließend wird die Membran umgeschlagen und auf der oberstromigen Seite fixiert. Der Bereich zwischen den Befestigungsschienen wird häufig mit Elastomerbahnen abgedeckt, um die Elastizität zu erhöhen und mechanische Beschädigungen der abgelegten Membran, beispielsweise durch Geschiebe, zu verhindern. Bei der einreihigen Verankerung wird die Schlauchmembran umgeschlagen und die beiden Enden mit einer Befestigungsschiene auf der Oberwasserseite an den Wehrkörper geklemmt. Für dieses Prinzip wird zwar bei gleicher Schlauchhöhe gegenüber der zweireihigen Verankerung mehr Material benötigt, dafür entfällt aber die zweite Befestigungsschiene.



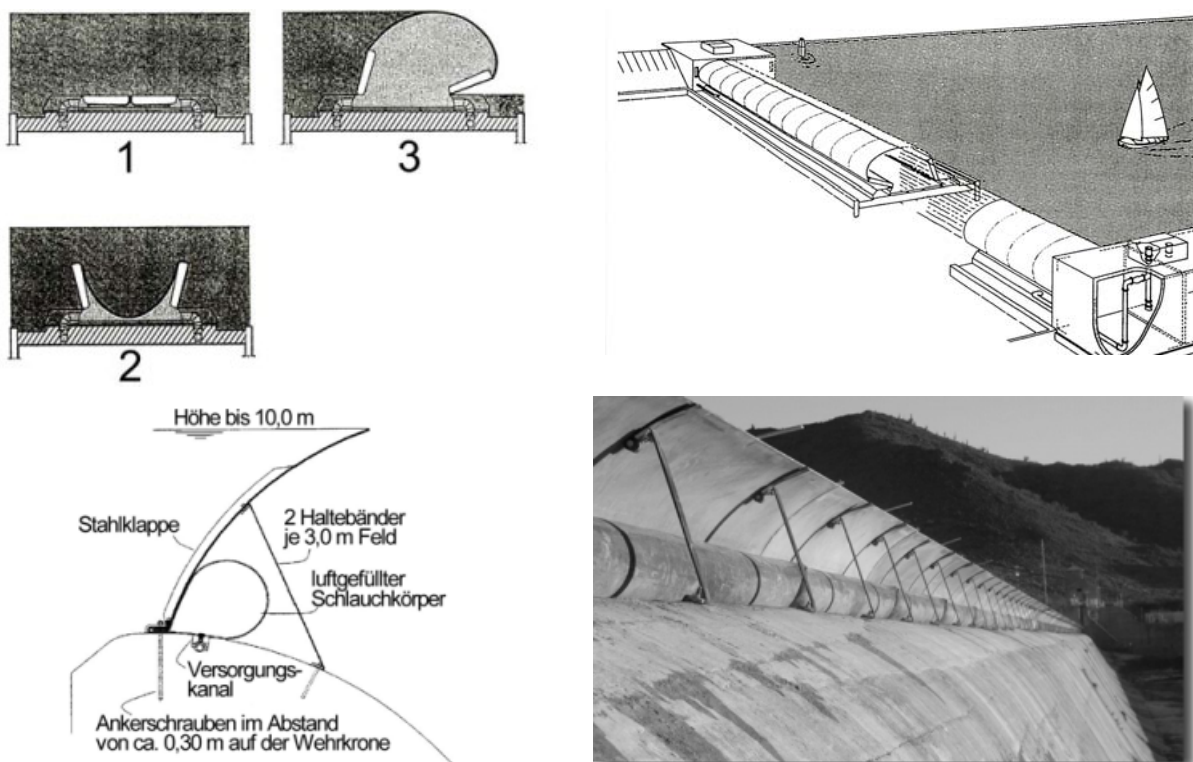
**Abbildung 2.18:** System Bridgestone für die einreihige Verankerung von Schlauchwehren (Systemskizze und Montage am HRB Wiesentalpolder)

Die Fa. Bridgestone hat sich für die einreihige Verankerung ein Prinzip patentieren lassen, bei dem die Schlauchmembran aus zwei Teilen besteht, die bereits werksseitig an der unterstromigen Seite durch Heißvulkanisation miteinander verbunden werden. Durch diese Verbindungsfläche entsteht im aufgestellten Zustand ein Deflektor (engl. Fin), der zur Stabilisierung, des meist mit Luftfüllung eingesetzten Schlauchkörpers, im überströmten Zustand dient. Im abgelegten Zustand liegt die Schlauchmembran vollkommen eben auf dem Ablagetisch, ohne dass sich eine Falte am unterstromigen Ende bildet. Die Montage wird dadurch erleichtert und auch der Platzbedarf ist für das Bridgestone-System geringer, weil die Membran auf einer Rolle angeliefert und in ihrer endgültigen Lage abgewickelt werden kann (s. Abbildung 2.18).

Unabhängig vom Konstruktionsprinzip der Hersteller kann eine zweite Befestigungsschiene erforderlich sein, wenn beispielsweise hohe Unterwasserstände zu erwarten sind. Insbesondere luftgefüllte Schlauchwehre schwimmen in diesem Fall auf und müssen durch eine zusätzliche Reihe auf dem Ablagetisch fixiert werden. Auch schwingungsgefährdete Schlauchwehre oder Anlagen mit wechselseitiger Beanspruchung, wie z.B. im Tidebereich, können durch eine zweite Befestigungsschiene in ihrer Lage stabilisiert werden.

## 2.9 Sonderkonstruktionen

Neben den beschriebenen Typen gibt es eine Reihe von Sonderkonstruktionen, bei denen die Schlauchwehrtechnik mit dem konventionellen Stahlwasserbau kombiniert wird, so z.B. das Muschelwehr (engl. Shell-Weir), das in den Niederlanden entwickelt und in einer Reihe von Schifffahrtskanälen als Sturmflutwehr eingesetzt wurde [ALLEN 1971, SATWORNITZKI 1975].



**Abbildung 2.19:** Muschel-Wehr und Obermeyer-Wehr

Die Schlauchmembran ist hier mit zwei Stahlklappen verbunden, die sich im abgelegten Zustand über dem Schlauch schließen und diesen vor Beschädigung, z.B. durch Schiffsschrauben, schützen. Bei dem wassergefüllten Muschelwehr

handelt es sich eher um einen historischen Verschlusstyp, der heute nicht mehr eingesetzt wird. Dagegen ist das Obermeyer-Wehr (Obermeyer Hydro Gate System) ein Verschlusstyp, der bei einigen jüngeren Stauanlagen in den USA realisiert wurde. Das Obermeyer Wehr besteht aus einer Reihe von gekrümmten Stahlblechen, die in Längen von 1,5 bis 3,0 m vorgefertigt und mit verstärkten Elastomerbändern verbunden werden. Luftgefüllte Schlauchkörper bilden den Antrieb der so miteinander verbunden Klappen, die zusätzlich durch elastische Zugbänder stabilisiert werden (s. Abbildung 2.19).

Neben der festen Installation bieten eine Reihe von Firmen Systeme auf der Grundlage von wassergefüllten Schlauchwehren an, die temporär als Fangedamm bei Baumaßnahmen am Gewässer, zur Umleitung oder Teilung von Gewässern, zur Trockenlegung von Wehren und Brücken oder als mobile Hochwasserschutzelemente verwendet werden können. Es handelt sich zumeist um geschlossene Schläuche geringer Höhe, die auf die Gewässersohle gelegt und die in der Regel nicht überströmt werden. Anwendungsbeispiele finden sich in Abbildung 2.20.



**Abbildung 2.20:** Anwendungsbeispiele für Schlauchwehre zum temporären Einsatz

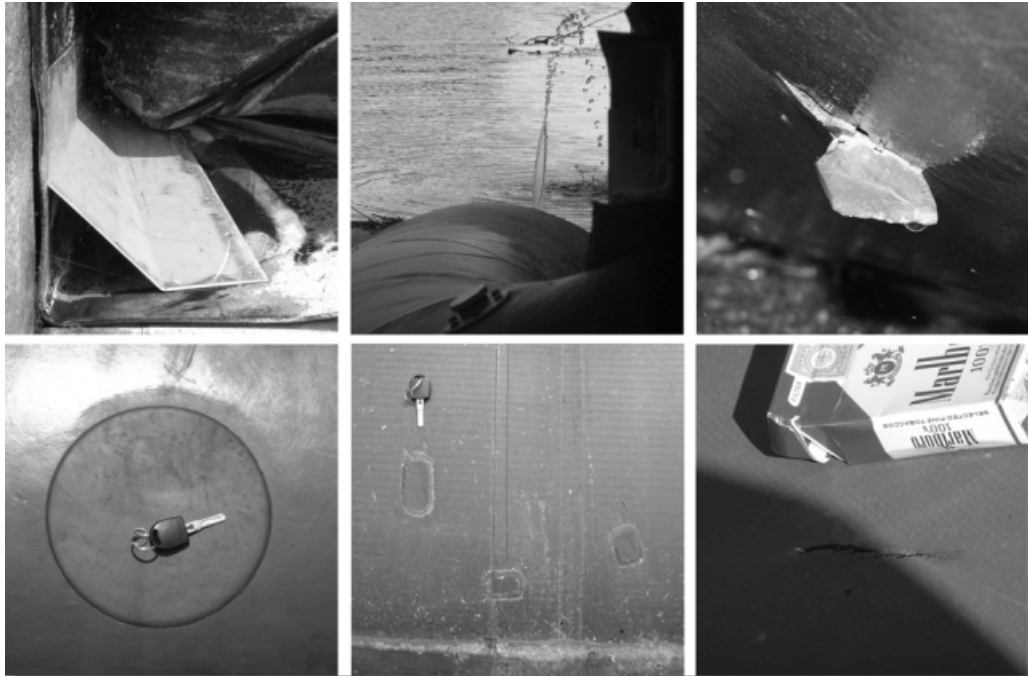
### 3 Betrieb und Unterhaltung von Schlauchwehren

Das zentrale Ziel dieser Arbeit ist, etwas zur hydraulischen und statischen Bemessung von Schlauchwehren beizutragen. Daher lohnt sich ein Blick auf die bisherigen Erfahrungen im Betrieb und in der Unterhaltung, nicht nur um die theoretischen Grundlagen zu verifizieren, sondern auch um den Blick für wesentliche Fragen der Konstruktion und der Bemessung zu schärfen. „Aus Erfahrung wird man klug“ ist die Motivation für die folgende Zusammenstellung von Betriebserfahrungen, in der eigene Recherchen bei Betreibern und Berichte aus der Literatur zusammengefasst werden. Wesentlichen Bestandteil dieser Recherche bildet eine Schadensanalyse von fünf Schlauchwehranlagen. Dabei wird klar, dass sehr unterschiedliche Faktoren zur Beschädigung, teilweise sogar zur Zerstörung der Anlage führen können, wenn diese nicht bei der Planung berücksichtigt werden.

#### 3.1 Betriebserfahrungen

Obwohl das erste Schlauchwehr bereits Mitte der fünfziger Jahre gebaut wurde (s. Kapitel 2) und die Technologie eine fast 50-jährige Geschichte aufweist, wurde ein Großteil der Anlagen erst in den beiden letzten Jahrzehnten errichtet. Daher umfassen die Erfahrungen mit Schlauchwehren als Wehrverschlüsse nur einen relativ kurzen Zeitraum. Unter zehn vom Autor besichtigten Anlagen in Deutschland mit Schlauchhöhen zwischen 1,20 m und 3,70 m ist das Wasserkraftwerk in Erlangen an der Regnitz die Anlage mit der längsten Betriebsdauer. Das wassergefüllte Schlauchwehr mit einer Höhe von 1,20 m und einer Breite von 22,40 m ist bereits seit 1981 mit der Originalmembran in Betrieb. Die anderen wasser- oder luftgefüllten Schlauchwehre wurden später, in der Zeit zwischen 1989 bis 2001, installiert. Im Wesentlichen waren es die geringeren Kosten, die private bzw. kommunale Kraftwerksbetreiber dazu bewog, Schlauchwehre anstelle konventioneller Stahlwasserbauverschlüsse bei der Grundinstandsetzung ihrer Wehranlagen einzusetzen. Die Betriebserfahrungen sind insgesamt sehr positiv: Die Wasserstandsregelung erfolgt bei allen Anlagen sowohl mit Wasser- als auch mit Luftfüllung automatisch innerhalb einer Stauzieltoleranz von wenigen Zentimetern [ITTEL 2002]. Obwohl schon extreme Hochwasserabflüsse (wie z.B. HQ<sub>100</sub> an der Wertach) abgeführt wurden, sind die Membrane insgesamt in einem sehr guten Zustand und weisen keine größeren Beschädigungen auf, die den Betrieb beeinträchtigen. Auch an Flussabschnitten mit Geschiebetrieb, wie z.B. bei der Wasserkraftanlage Tullau am Kocher, konnten kei-

ne größeren Schäden und kein Abrieb festgestellt werden. An der Wasserkraftanlage Lechbruck am Lech (s. Abbildung 2.7) wird sogar ein Wehrfeld zur planmäßigen Geschiebeabfuhr aus dem Staauraum herangezogen.



**Abbildung 3.1:** Beispiele für Beschädigungen der Schlauchmembran

Kleinere Beschädigungen der Membran können durch Scherben, Nägel oder in Ausnahmen durch mutwillige Beschädigung entstehen, zumeist aber nur an der Oberfläche der Elastomer-Deckschicht (s. Abbildung 3.1). Häufig können diese Schadstellen relativ einfach durch die Kaltvulkanisation mit handelsüblichem Reparaturmaterial behoben werden. Bemerkenswert ist die Wasserkraftanlage Wertheim an der Tauber, bei der sich die Schlauchmembran an den in den Seitenbereichen entstehenden Falten an der Betonoberfläche aufscheuerte, was darauf schließen lässt, dass der wassergefüllte Schlauch im teilabgelegten Zustand schwingt. Gleitbleche sollen hier weitere Beschädigungen verhindern (s. Abbildung 3.1, links oben). Dieses Aufscheuern der Membran wurde auch an anderen Anlagen beobachtet [MARINE & INDUSTRIAL NEWS 1988, U.S. ARMY COLD REGION RESEARCH AND ENGINEERING LABORATORY 2001] und zeigt, dass bei der Planung auf die Ausbildung der Falten, die Wehrgeometrie, vielmehr aber auf die Vermeidung von Schwingungen zu achten ist. (Im Übrigen hat keiner der Betreiber Schwingungen im aufgestellten oder teilabgelegten Zustand beobachtet). Der

Winterbetrieb der wassergefüllten Anlagen ist unproblematisch und die Frostgefahr scheint mehr ein Verkaufsargument für luftgefüllte Schlauchwehre zu sein. Jedenfalls ist kein Fall von Vereisung auch von anderen Anlagen in Europa bekannt. OBERLEITNER UND VISCHER 1983 berichten über mehrere Anlagen in Österreich und in der Tschechischen Republik, die ohne Einschränkung über mehrere Monate im Winter bei Außentemperaturen unter  $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$  betrieben wurden. Die Autoren bestätigen die Unempfindlichkeit der elastischen Schlauchmembrane gegenüber Treibgut und Geschiebe und verweisen auf die 13-jährige Betriebserfahrung von über 30 Anlagen in der Tschechischen Republik. Über den Winterbetrieb von 8 Schlauchwehren, die zwischen 1984 und 1996 gebaut wurden, berichtet auch das U.S. ARMY COLD REGION RESEARCH AND ENGINEERING LABORATORY 2001. So werden über den Broadwater Dam am Missouri River im Frühjahr, Treibgut und Eisschollen mit Dicken bis zu 60 cm über die sieben, 16,50 m breiten und 3,40 m hohen, luftgefüllten Schlauchwehre abgeführt. (s. Abbildung 3.2).



**Abbildung 3.2:** Wasserkraftanlage Ebenhofen/Wertach (D) und Broadwater Dam, Missouri River (USA) bei Hochwasser

Positive Erfahrungen im Winterbetrieb haben auch die Betreiber der beiden luftgefüllten Schlauchwehre Highgate Falls am Missisquoi River und Silvan Station am Mississippi River [U.S. ARMY COLD REGION RESEARCH AND ENGINEERING LABORATORY 2001]. Undichtigkeiten der Schlauchmembran in der Nähe der Wehrwangen bzw. der Wehrpfeiler traten am Broadwater Dam, in viel stärkerem Umfang aber am Sunbury Dam am Susquehanna River (s. Kapitel 3.2) auf [MARINE & INDUSTRIAL NEWS 1988, U.S. ARMY COLD REGION RESEARCH AND ENGINEERING LABORATORY 2001]. TAM 1997, 1998 berichtet über positive Erfahrungen mit 16 Anlagen in Hong Kong, die zwischen 1965 und 1991 für die Wasserentnahme

zur landwirtschaftlichen Bewässerung gebaut wurden. Der Betrieb der wassergefüllten Schlauchwehre mit sehr unterschiedlichen Abmessungen (Breiten 7,00 - 59,00 m und Höhen 0,70 - 3,70 m) erfolgte ohne größere Probleme. So mussten beispielsweise zwischen 1993 und 1995 lediglich 7 kleinere Reparaturen durchgeführt werden, die auf die Beschädigung durch scharfe Gegenstände, zum Teil durch Vandalismus, zurückzuführen waren. Auch beim WKA Kiebingen/Neckar wurde in einem Fall die Membranunterseite von Scherben beschädigt, die sich auf dem Ablagetisch befanden. In einem anderen Fall beschreibt TAM 1997 Schäden, die auf Schwingungen im teilabgelegten Zustand zurückzuführen waren. Der 3,70 m hohe und 38,00 m breite Schlauch des wasser- und luftgefüllten Tai Po Tau Dams wurde an der Stelle an der Membranunterseite aufgescheuert, an der sich eine Unebenheit auf dem Ablagetisch befand.

### **3.2 Analyse von Schäden an bestehenden Schlauchwehranlagen**

Die Einführung neuer Verschlussstypen an Stauanlagen war in der Vergangenheit immer wieder mit Rückschlägen verbunden, wie z.B. der Schaden an der Staustufe Poppenweiler am Neckar im Jahr 1912, bei dem ein Walzenverschluss in Schwingungen geriet und das Windwerk auf dem Wehrpfeiler aus den Lagern riss [ACKERMANN 1962]. Beispiele hierfür gibt es auch bei Schlauchwehren, die mit zur Skepsis gegenüber elastischen Wehrverschlüssen beigetragen haben.

Im folgenden werden fünf Schadensfälle näher untersucht und Ursachen für die Beschädigungen, die zum Teil zur vollständigen Zerstörung der Stauanlagen führten, aufgezeigt. Es handelt sich hierbei um die Schlauchwehre der Ölsperre Hochfelden (CH), der Staustufe Hollerich (D), der Barrage de Villers devant Mouzon (F), des Sunbury Dam (USA) und des Mangla Dam (PK), die zwischen 1965 und 1985 in Betrieb genommen wurden (s. Tabelle 3.1). Eine ausführliche Beschreibung der Anlagen und der dabei aufgetretenen Schäden ist Anhang A1 zu entnehmen. Die Schadensanalysen stützen sich neben Literaturangaben, wie CHERVET 1984, CHANSON 1997 UND BAUDIREKTION ZÜRICH 2003 zur Ölsperre Hochfelden, von OGIHARA UND MURAMATSU 1985, MARINE & INDUSTRIAL NEWS 1988, MOORTHY ET. AL. 1995, WU UND PLAUT 1996, LUZERNE COUNTY FLOOD PROTECTION AUTHORITY 2000, U.S. ARMY COLD REGION RESEARCH AND ENGINEERING LABORATORY 2001 zum Sunbury Dam bzw. von BINNIE ET. AL. 1974 zum Mangla Dam auf eigene Recherchen und Gespräche mit den Betreibern der Schlauchwehre in Hollerich und Villers devant Mouzon [SERVICE TECHNIQUE CENTRAL DES PORTS MARITIMES ET VOIES NAVIGABLES 1997, VOIES NAVIGABLE DE



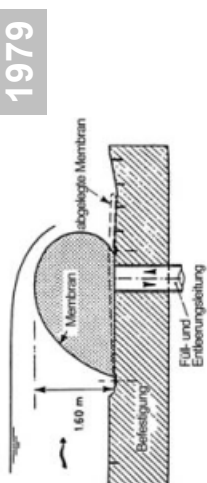
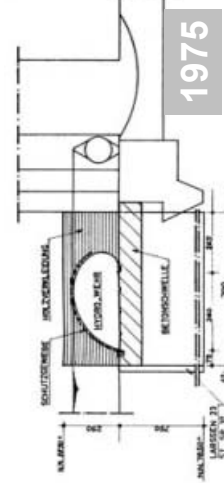
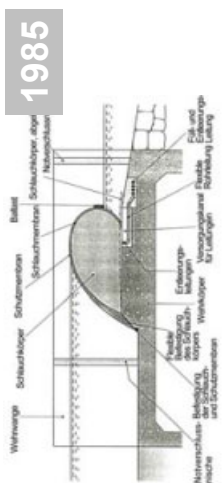
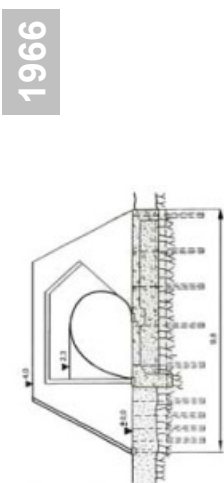
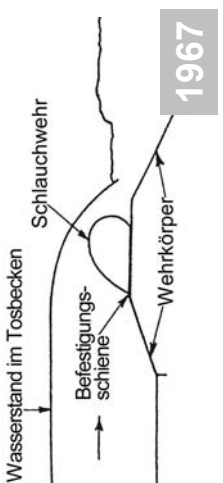
FRANCE DE NANCY 2003]. Die Schäden, die bei den Anlagen auftraten, reichen von Abrasionserscheinungen an der Schlauchmembran, mit der Folge von Undichtigkeiten und eingeschränkter Funktionsfähigkeit (Ölsperre Hochfelden, Sunbury Dam), bis zur vollständigen Zerstörung der Membran (Wehr Hollerich, Mangla Dam) bzw. bis zum kompletten Abgang der Wehrverschlüsse bei extremen Hochwasserereignissen (Villers devant Mouzon). Die Ursachen für die Beschädigungen sind sehr unterschiedlich, lassen sich aber in folgende Kategorien unterteilen:

### **3.2.1 Schlauchwehrtechnik und Wahl der Werkstoffe**

Die ersten Schlauchwehranlagen sind gekennzeichnet durch sehr unterschiedliche Materialien und Befestigungskonstruktionen. Exotische Beispiele dafür sind die beiden Anlagen in Hollerich und Villers devant Mouzon. Beiden gemeinsam ist das Prinzip, den Schlauchkörper nur an der Wehrsohle zu fixieren, ohne dass dieser, wie heute üblich, an den Wehrwangen bzw. -pfeilern mit einer Klemmschiene befestigt wird. Dies führte bei beiden Anlagen schon bei der Inbetriebnahme dazu, dass der Schlauchverschluss nicht vollständig abdichtete. Im abgelegten Zustand entstehen durch die Geometrie der Membran außerdem Falten, an denen sich Ablösungszonen bilden können. Hinzu kommt die sog. Schutzmembran, die den Schlauch im abgelegten Zustand eigentlich vor Beschädigungen schützen soll. Turbulenzen an der Sohle regen diese aber zu Schwingungen an, so dass sich in der flatternden Membran Treibgut verfängt und auch den darunter liegenden Schlauchkörper beschädigt (Hollerich). Geringe Membranstärken, unterdimensionierte Befestigungsschienen und Verankerungen (Villers devant Mouzon) sind weitere Gründe, die zur Zerstörung der beiden Anlagen führte.

### **3.2.2 Unvollständige Entleerung bzw. Entlüftung des Schlauchkörpers**

Bei unvollständiger Entleerung bzw. Entlüftung verbleibt ein Restvolumen im Schlauchkörper, so dass der Verschluss ungleichmäßig überströmt und die Entstehung von Querschwingungen begünstigt wird. Die Verlegung der Ein- und Auslassöffnungen durch die Membran, die Verlandung der Leitungen durch Sedimente, ein zu geringes Druckgefälle oder fehlende Pumpen waren die Ursachen für die unvollständige Entleerung bei den Stauanlagen Villers devant Mouzon, Sunbury Dam und Mangla Dam.

Stauanlage/Inbetriebnahme	Ort/Fluss	Anzahl x b [m] x h [m]	Nutzung	Aufgetretene Schäden
<p><b>1979</b></p> 	Hochfelden (CH) Glatt	1 x 22,0 x 1,60	Ölsperre	Abrasion an der Membranunterseite nach 4 Monaten Betrieb durch Schwingungen im abgelegten Zustand.
<p><b>1975</b></p> 	Hollerich (D) Lahn	2 x 17,6 x 2,05	Notverschluss	Nach 4 bis 5 Jahren Betrieb Undichtigkeiten und später starke Beschädigung der Membrane durch Treibgut.
<p><b>1985</b></p> 	Villers devant Mouzon (F) Maas	1 x 17,0 x 1,45	Schifffahrt	Abgang der Schlauchkörper während eines Hochwassereignisses 9 Jahre nach Inbetriebnahme.
<p><b>1966</b></p> 	Sunbury Dam (USA) Susquehanna River	6 x 91,0/ 1 x 53,0 x 2,90	Naherholung	Starke Schäden durch Abrasion an der Membranunterseite erfordern mehrfachen Austausch der Membrane.
<p><b>1967</b></p> 	Mangla Dam (PK) Jhelum	3 x 76,0/63,5/74,1 x 3,0	temporäre Flussumleitung	Scheuerstellen an der Membranunterseite und Aufgehen der Fertigungsstöße durch Vertikal- und Horizontalschwingungen.

**Tabelle 3.1:** Kenndaten der fünf Stauanlagen, bei denen Schäden an den Schlauchkörpern aufgetreten sind

Die Befestigungskonstruktion in Villers devant Mouzon war zudem für die hydrodynamischen Kräfte, die bei der Überströmung des teilabgelegten Schlauchs auftraten, nicht ausgelegt, so dass die Schlauchkörper aus ihrer Verankerung gerissen wurden. Am Sunbury Dam und am Mangla Dam waren die Entlüftungsöffnungen blockiert, so dass große Luftblasen im Schlauchkörper verblieben. Die daraus resultierenden lokalen Abflusskonzentrationen und Querschwingungen führten an beiden Stauanlagen zu Scheuerstellen an der Membranunterseite und gleichzeitig zu hohen Membranspannungen in Querrichtung, denen sogar die Fertigungsstöße am Mangla Dam nicht standhielten.

### **3.2.3 Ungünstige Anströmung der Stauanlage**

Hohe Turbulenzen an der Gewässersohle können die vollkommen entleerte Schlauchmembran auf der Wehrschwelle zu Schwingungen anregen und zu Abrasionen an der Membranunterseite führen. Ein Beispiel dafür ist die Ölsperre Hochfelden, bei der die Membran sohlengleich auf der Wehrschwelle montiert wurde. Da das Gewässer ein vergleichsweise großes Längsgefälle hat, trat über dem Schlauchwehr schwach schießender Abfluss ( $Fr = 0,70 - 0,85$ ) mit fluktuierenden Sohlschubspannungen auf, die die Membran zu Schwingungen anregten. Dies trifft in ähnlicher Weise auf das Schlauchwehr in Hollerich zu, das sich im Oberwasser der eigentlichen Wehranlage befand. Infolge der schrägen Anströmung und den damit verbundenen Strömungsablösungen an den Wehrpfeilern verringerte sich bei gezogenen Versenkwalzen die effektive Wehrfeldbreite und die Abflusskontrolle verlagerte sich in den Querschnitt des Schlauchwehrs. Dadurch stellte sich schwach schiessender Abfluss ein mit einer entsprechend erhöhten Turbulenz an der Gewässersohle.

Die Anströmung wird, neben dem Längsgefälle des Gewässers, auch durch die Lage des Schlauchwehrs zur Hauptströmungsrichtung beeinflusst: Dies ist sowohl bei der Staustufe Hollerich, insbesondere aber auch bei dem Schlauchwehr am Mangla Dam der Fall, bei dem die Wehrachse im  $45^\circ$ -Winkel zur Hauptströmungsrichtung liegt. Hier wurden Vertikalschwingungen in Kombination mit Querschwingungen beobachtet, wobei die Querschwingungen dadurch gekennzeichnet waren, dass der Schlauchkörper an einer Stelle stärker überströmt wurde und der Ablösepunkt des Überfallstrahls nach Unterstrom wanderte. Die Stelle mit dem höheren spezifischen Abfluss wanderte dabei von einer Seite zur anderen. Ursache hierfür ist der ungleichmäßige Strömungsdruck in der Anströ-

mung des Wehrs, der zur Verformung des elastischen Schlauchwehrs und zu unterschiedlichen Überströmungshöhen führt. Dieser Effekt tritt bei luftgefüllten Schlauchwehren in viel stärkerem Maße auf und wurde auch schon bei einer Anlage in Deutschland beobachtet.

#### **3.2.4 Selbsterregte oder selbstgesteuerte Schwingungen**

Im Allgemeinen können bei der Überströmung von Wehrverschlüssen fremderregte, selbsterregte oder selbstgesteuerte Schwingungen auftreten (s.a. Kapitel 7), wobei sich im Speziellen bei Schlauchwehren die Membran an der Betonoberfläche aufscheuern kann. Das Ausmaß der Beschädigung wird neben der Rauheit der Betonoberfläche und der Abriebbeständigkeit des Elastomers durch die Dauer der auftretenden Schwingungen bestimmt. Beispielsweise sind die Scheuerstellen an der Schlauchunterseite des Sunbury Dam nach OGIHARA UND MURAMATSU 1985 auf lang andauernde, selbsterregte Schwingungen zurückzuführen. Da die Original-Schlauchkörper keine Fin aufwiesen, war der Ablösepunkt des Überfallstrahls nicht definiert, und das pulsierende Wasser-Luft-Gemisch regte den Schlauchkörper zu Schwingungen an.

Mit dem neuen Konzept, das u.a. einen Deflektor vorsah, verbesserte sich die Betriebssicherheit des Schlauchwehrs wesentlich. Auch am Mangla Dam wurden nachträglich horizontale Rippen angebracht, obwohl die Modelluntersuchungen ergaben, dass Deflektoren nicht wirksam sind. Im Betrieb führten sie dann auch nur bei geringen Abflüssen zu einem vollausgebildeten Überfallstrahl. Bei größeren Abflüssen wurden dann Vertikalschwingungen in Kombination mit Querschwingungen beobachtet ( $h_{\bar{u}}/h_s = 0,50 - 0,60$ ), die zum Teil in unregelmäßigen Abständen, zum Teil aber auch mit konstanter Frequenz auftraten. Da die Schwingungen auf Grundlage der Modellversuche zu erwarten waren, sollten die Schlauchverschlüsse bei großen Überströmungshöhen entweder vollständig aufgestellt oder vollständig abgelegt werden. Versuche mit einer Veränderung des Innendrucks führten nur für kurze Zeit zur Stabilisierung der Schlauchkörper.

### **3.3 Abgeleitete Anforderungen an Planung, Betrieb und Unterhaltung**

Aus den Erfahrungen beim Betrieb von wasser- und luftgefüllten Schlauchwehren und den Ursachen der in der Vergangenheit aufgetretenen Schadensfälle können eine Reihe von Anforderungen an die Planung, den Betrieb und die Unterhaltung von Schlauchwehren abgeleitet werden:

Anforderungen an Planung, Betrieb und Unterhaltung

- Die Wehrachse eines Schlauchwehrs sollte senkrecht zur Hauptströmungsrichtung liegen, um einen in Querrichtung näherungsweise konstanten Strömungsdruck zu erreichen, da der Schlauchkörper sonst ungleichmäßig überströmt wird und das Auftreten von Querschwingungen begünstigt.
- Dauerhafte Schwingungen im teilabgelegten Zustand müssen verhindert werden, da sich die Schlauchmembran dadurch an der Betonoberfläche aufscheuern kann. Deflektoren und andere Abhilfemaßnahmen können die Schwingungsempfindlichkeit reduzieren (s. Kapitel 7).
- In Gewässern mit großem Längsgefälle und daraus resultierenden hohen Fließgeschwindigkeiten und Turbulenzen an der Sohle sollte das Schlauchwehr auf einem Wehrhöcker montiert werden, um Schwingungen im abgelegten Zustand auszuschließen.
- Die Ablagerung von Geschwemmsel, insbesondere von scharfen Gegenständen, auf dem Ablagetisch kann durch eine hydraulische Gestaltung des Wehrkörpers, z.B. durch einen Überfallrücken, verhindert werden. (Schutzmembrane auf dem Ablagetisch können zwar die Elastizität erhöhen und damit die Gefahr des Durchstanzens verringern, müssen aber entsprechend befestigt werden, da sie extremen hydraulischen Belastungen ausgesetzt sind.)
- Die Faltenbildung im Randbereich ist eine kritische Stelle, da sich die Falten auf der unterstromigen Seite bei dauerhaften Schwingungen aufscheuern können. Einflussfaktoren sind dabei die Beschaffenheit der Betonoberfläche sowie die Geometrie des Schlauchkörpers, der Wehrschwelle und der Wehrpfeiler.
- Die vollständige Entleerung bzw. Entlüftung des Schlauchkörpers muss jederzeit sichergestellt sein, da ein evtl. verbleibendes Restvolumen im Schlauch zu ungleichmäßiger Überströmung führt und Querschwingungen begünstigt. Durch Absetzbecken bzw. Filter kann der Sedimenteintrag verhindert werden. Sickerplatten und Entlüftungsleitungen sichern die vollständige Entleerung.

## 4 Statische Bemessung

### 4.1 Notwendigkeit zur Beschreibung der Schlauchform

Bei konventionellen Stahlwasserbauverschlüssen, wie Segmente, Walzen oder Klappen kann der Abflussquerschnitt neben der Wehrfeldbreite über geometrische Stellgrößen, wie z.B. der Hubhöhe bei einem Schütz oder den Lagewinkel einer Klappe, beschrieben werden. Damit können für die Wehranlage mit Hilfe eines physikalischen Modellversuchs Wasserstands-Abfluss-Beziehungen, sog. Wehrbezugskurven, aufgestellt werden, aus denen der Abfluss in Abhängigkeit der Ober- und Unterwasserstände sowie der Stellgrößen der einzelnen Verschlüsse ermittelt werden kann. Die Bezugskurven sind Voraussetzung für eine Abflussregelung, beispielsweise an Gewässeraltarmen zur Sicherung eines Mindestabflusses, und werden darüber hinaus für die Automatisierung von Wehranlagen benötigt. Der Regelalgorithmus, in den meisten Fällen ein PI-Regler, setzt dabei eine Abweichung vom planmäßigen Stauziel in einen Sollabfluss für die Wehranlage um, mit dem der Oberwasserstand wieder auf das Stauziel zurückgeführt wird. Über einen Abflussverteiler, der den Sollabfluss auf die einzelnen Wehrfelder ggf. auch auf die Wasserkraftanlage verteilt, werden schließlich die Stellgrößen für die einzelnen Verschlüsse mit Hilfe der Bezugskurven bestimmt.

Im Gegensatz zu Stahlwasserbauverschlüssen gibt es bei Schlauchwehren keine geometrische Stellgröße, die einfach erfasst und in die Steuerung einer Wehranlage implementiert werden kann. Die Schlauchhöhe kann zwar über eine im Schlauchinneren angeordnete Ultraschallsonde gemessen werden, wie es einzelne Hersteller anbieten, die Betriebssicherheit und die Unterhaltung ist aber nicht unproblematisch. Zum einen muss die Zugänglichkeit zum Schlauchinneren gewährleistet sein und zum anderen muss bei wassergefüllten Schlauchwehren Luft als redundantes Füllmedium vorgehalten werden. Daher ist es naheliegend bei Schlauchwehren den Innendruck als physikalische Stellgröße heranzuziehen und den Zusammenhang von Innendruck und Schlauchform zu beschreiben. Neben der Möglichkeit der numerischen Berechnung der Schlauchmembran mit Hilfe von Finite-Elemente-Verfahren gibt es in der Literatur verschiedene analytische Ansätze, von denen die wichtigsten im folgenden beschrieben und bewertet werden. Hierzu werden die analytisch berechneten Schlauchformen mit eigenen Untersuchungen an physikalischen Modellen verglichen. Vorgestellt werden Ansätze für Wasser- und Luftfüllung, wobei schon an dieser Stelle darauf hinzuweisen ist, dass eine Abflussregelung nur mit Wasserfüllung möglich ist, da der luft-

gefüllte Schlauch bei einer bestimmten Überfallhöhe einknickt (s.a. Kapitel 6.3.1). Nicht nur zur Vollständigkeit seien die folgenden Autoren genannt, die sich mit der Berechnung von Schlauchmembranen auseinandergesetzt haben: SATWORNITZKI 1975 beschreibt für praktisch alle hydraulischen Randbedingungen Lösungsverfahren, für die zum Teil empirisch ermittelte Parameter verwendet werden. (Eine numerische Lösung der Gleichungen wird damit leider erschwert). ALWAN 1986 stellt ein 2-dimensionales Finite-Elemente-Verfahren vor, dass neben einem kombinierten Füllmedium auch die Dehnung der Membran berücksichtigt und WANG 2002 berichtet über Membrankörper, die mit Flüssigkeiten, Kies oder Sand gefüllt werden können.

#### **4.2 Vorüberlegungen zur Verwendung zweidimensionaler Berechnungsansätze**

Bei den im Folgenden beschriebenen Lösungsverfahren zur Berechnung der Schlauchform werden Annahmen zugrunde gelegt, die zu einer wesentlichen Vereinfachung der Lösung führen:

- Die Kräfte in der Schlauchmembran werden auf ihre Mittelachse bezogen (Membrantheorie).
- Das Eigengewicht der Schlauchmembran wird vernachlässigt.
- Die Dehnung des Elastomers wird vernachlässigt [ANWAR 1967, WATSON 1985]. Dort wo sie berücksichtigt wird [ALWAN 1986] unterliegen die Dehnungen dem Hooke'schen Gesetz.
- Es handelt sich im Wesentlichen um ein ebenes Problem, so dass die Berechnung im Querschnitt erfolgen kann.

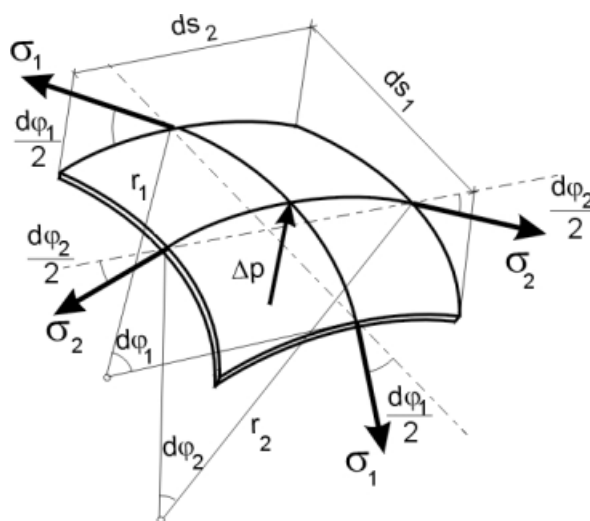
Diese Annahmen werden im Folgenden kurz beschrieben und deren Auswirkungen auf die Genauigkeit der Verfahren diskutiert, und sofern möglich, quantifiziert.

##### Annahme Nr. 1: Die Berechnung nach der Membrantheorie

Die Berechnung einer Schlauchmembran erfolgt in den meisten Fällen nach der Membrantheorie, bei der die Spannungsänderung über den Querschnitt vernachlässigt wird. Gegenüber der Biegetheorie für die Berechnung von Schalen unterscheidet sich die Membrantheorie dadurch, dass die Spannung über die Schalendicke als konstant angenommen und die resultierenden Kräfte auf die Mit-

telachse der Membran bezogen werden. Dafür müssen folgende Voraussetzungen erfüllt sein [u.a. in WRIGGERS 2001] :

- Die Wanddicke  $d_s$  der Schale muss klein sein im Vergleich zu den übrigen Abmessungen ( $1/1000 < d_s/r < 1/20$ ), damit die Biege- und Torsionssteifigkeit der Schale vernachlässigt werden kann (s. Abbildung 4.1).
- Die Dehnungen müssen klein sein im Vergleich zur Wanddicke.
- Innere und äußere Schalenflächen dürfen sich nicht gegeneinander verschieben (Vernachlässigung der Schubverzerrung senkrecht zur Schalenmittelfläche, ohne Querkraftverformung), damit die Normale zur Mittelfläche nach der Verformung gerade und normal zur verformten Mittelfläche bleibt.
- Die ersten und zweiten Ableitungen der Erzeugenden müssen stetig sein (die Mittelfläche muss stetig gekrümmt sein) und die Wandstärke darf sich nicht sprunghaft ändern.
- An den Schalenrändern muss die Krafteinleitung tangential erfolgen.
- Der Verlauf der Belastungsfunktion muss stetig sein.
- Die Radialverschieblichkeit der Schale darf nicht behindert sein.
- Die senkrecht zur Mittelfläche wirkenden Normalspannungen sind vernachlässigbar klein ( $\sigma_3 = 0$ ).
- Die zur Mittelfläche parallelen Spannungen  $\sigma_1, \sigma_2, \tau_{12} = \tau_{21}$  sind über die Schalendicke gleichmäßig verteilt.

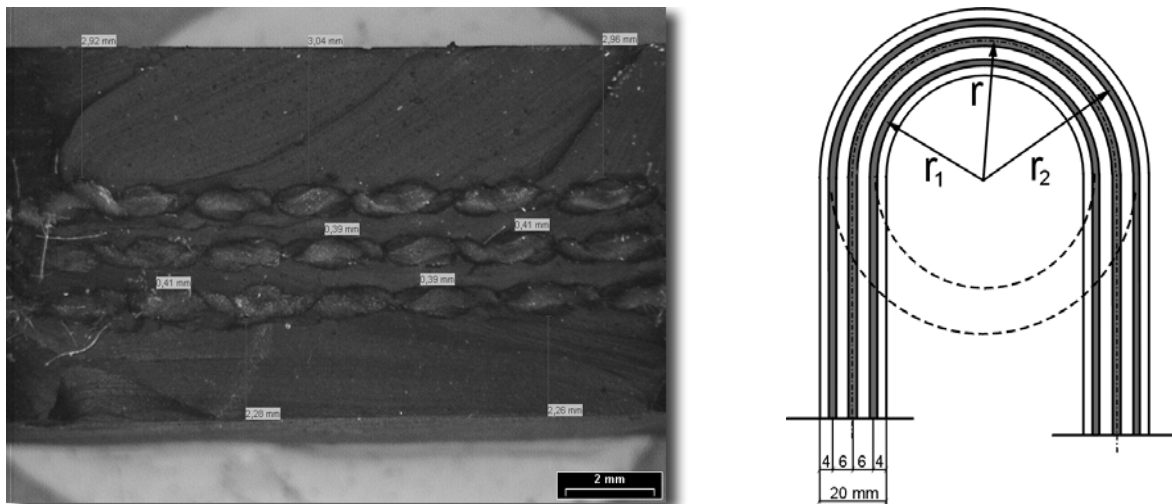


- 1 - Schnitt in Fließrichtung
- 2 - Schnitt quer zur Fließrichtung

**Abbildung 4.1:** Gleichgewichtsbetrachtung an einem Membranelement



Betrachten wir einen typischen Querschnitt eines wasser- oder luftgefüllten Schlauchwehrs, so ist leicht zu erkennen, dass zunächst prinzipiell die Voraussetzungen für die Anwendung der Schalentheorie gegeben sind: Die Materialdicke von maximal 25 mm bis 30 mm ist um das Vielfache kleiner als die Abmessungen in Längs- oder Querrichtung. Berücksichtigt man zudem, dass es sich bei der Schlauchmembran um keinen isotropen Werkstoff, sondern um ein gewebeverstärktes Elastomer handelt, lohnt es sich, einmal über die Grenzen der Membrantheorie Gedanken zu machen. Stellt sich doch die Frage, ob bei mehreren Gewebeeinlagen die äußere Einlage stärker beansprucht wird als andere und damit kein reiner Membranspannungszustand mehr vorliegt, wie er bei der Membrantheorie vorausgesetzt wird.



**Abbildung 4.2:** Schnitt durch eine 3-lagig gewebeverstärkte Schlauchmembran [BAW 2002]

Um diese Überlegungen an einem Beispiel zu quantifizieren, betrachten wir eine mit drei Gewebeeinlagen verstärkte Schlauchmembran, wie sie beispielsweise in Abbildung 4.2 dargestellt ist. Für die folgende Betrachtung wird dieser Querschnitt idealisiert: Die Membrandicke beträgt 20 mm, die mittlere Gewebeeinlage liegt in der Mittelachse und die beiden außenliegenden Einlagen befinden sich im Abstand von 6 mm zur Mittelachse. Der Aufbau ist symmetrisch, innere und äußere Überdeckung betragen jeweils 4 mm. Wir nehmen weiter an, dass die idealisierte Schlauchmembran um 180° umgelegt wird. Wegen der unterschiedlichen Krümmungsradien ergeben sich folglich für die innere und die äußere Gewebeeinlage auch unterschiedliche Dehnungen. Zugversuche an mehrlagig verstärk-

ten Elastomeren haben ergeben, dass die erste Gewebereinlage bei einer Dehnung von ca. 40 % reißt (Bruch- bzw. Reißdehnung) [BAW 2002]. Übertragen auf die idealisierte Schlauchmembran bedeutet dies, dass die äußere Gewebereinlage bei nahezu reiner Biegung um max. 40 % mehr als die innere Gewebereinlage gedehnt werden darf, oder anderes formuliert:

$$\frac{\pi r_1 - \pi r_2}{\pi r_2} = \frac{r_1 - r_2}{r_2} \leq 0,4$$

mit:  $r_1$  Krümmungsradius der inneren Gewebereinlage  
 $r_2$  Krümmungsradius der äußeren Gewebereinlage

Daraus ergibt sich für das Verhältnis der beiden Krümmungsradien:

$$\frac{r_1}{r_2} \leq 1,4$$

Gleichzeitig ergibt sich aus dem angenommenen Materialaufbau der Schlauchmembran, der Abstand der beiden betrachteten Gewebereinlagen:

$$r_1 - r_2 \leq 12 \text{ mm}$$

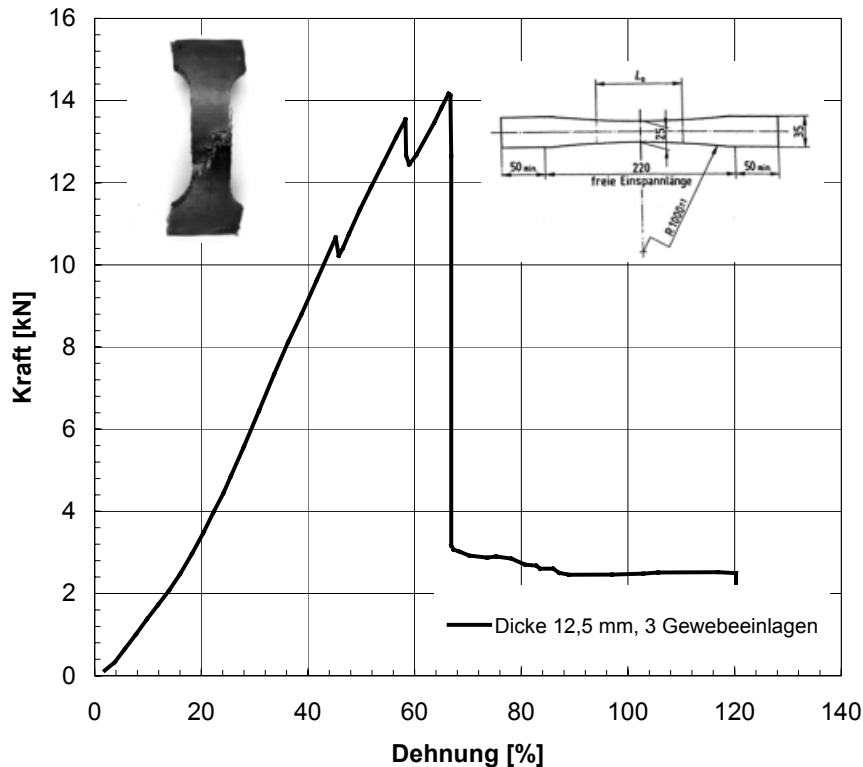
Aus den zwei Beziehungen der Radien kann für die innere Gewebereinlage ein minimaler Krümmungsradius von  $r_{2, \min} \geq 30 \text{ mm}$  ermittelt werden. Damit ergibt sich für die Schlauchmembran ein mittlerer Krümmungsradius, der nicht kleiner als 36 mm sein darf oder anders ausgedrückt, ein Verhältnis von Membrandicke zu Krümmungsradius von  $d_s/r \geq 20/36 = 0,56$ . Eine Unterschreitung würde zur Zerstörung der Membran führen, vernachlässigt man einmal die Vorspannung durch den Überdruck im Schlauchinneren. Es ist aber klar, dass die Radien der gekrümmten Membran in der Realität um einen Faktor von 10 bis  $10^2$  darüber liegen. Beispielsweise ergeben sich bei einem Krümmungsradius von 1,0 m in der äußeren Einlage Dehnungen, die lediglich 1,3 % über denen der Inneren liegen. Die Differenz der relativen Dehnungen in den äußeren Gewebereinlagen kann daher für übliche Konstruktionen praktisch vernachlässigt und die inneren Kräfte auf die Mittelachse bezogen werden. Das bedeutet, dass der Schlauchkörper bei diesen Radien nach der Membrantheorie, mit einem über den Quer-

schnitt konstanten Spannungsverlauf, berechnet werden kann. Ausgenommen davon sind die Randbereiche, wie z.B. an den Befestigungsschienen und den Falten, die die Voraussetzungen der Membrantheorie nicht erfüllen und daher gesondert zu betrachten sind. Hier treten zusätzliche Biegespannungen auf, die nach der Schalentheorie berechnet werden müssen.

Annahme Nr. 2: Das Eigengewicht der Schlauchmembran wird vernachlässigt.

Bei den meisten Berechnungsansätzen wird das Eigengewicht der Membran vernachlässigt. Welchen Einfluss dies auf die Berechnung der Membrankraft und der Schlauchform hat, soll an einem Beispiel veranschaulicht werden: Betrachten wir hierzu eine 13 mm dicke Schlauchmembran, für die sich bei einer Dichte von ca.  $1000 \text{ kg/m}^3$  ein Eigengewicht von  $130 \text{ N/m}^2$  ergibt. (Beim Sturmflutwehr Ramspol in den Niederlanden betrug das Eigengewicht der 16 mm dicken Membran etwa  $100 \text{ N/m}^2$  [JONGELING UND RÖVEKAMP 1999]). Die Druckhöhe im Schlauchinneren eines wassergefüllten, nicht überströmten Schlauchwehrs liegt in der Regel um 30 bis 60 % über dem Stauziel ( $\alpha = 1,30$  bis  $1,60$ ). Bei einem Oberwasserstand von 3,0 m und einem Innendruckkoeffizienten von  $\alpha = 1,30$  ergibt sich auf dem oberstromigen Teil der Membran ein konstanter Überdruck von  $9000 \text{ N/m}^2$  (Die Druckdifferenz auf der unterstromigen Seite ist größer). Das Verhältnis von Überdruck zu Eigengewicht beträgt hier rund 70:1, oder anders ausgedrückt, bei der Vernachlässigung des Eigengewichts ergibt sich bei gleichem Krümmungsradius eine um ca. 1,4 % größere Membrankraft, wenn für die Berechnung in erster Nähe die Kesselformel zu Grunde gelegt wird ( $T = \Delta p \cdot r$ ).

Bei luftgefüllten Schlauchwehren reicht in der Regel ein geringerer Überdruck aus, um den Schlauch aufzurichten. Der Innendruckkoeffizient ist hier in den meisten Fällen nicht größer als  $\alpha = 1,10$ , so dass sich für die unterstromige Membranseite ein Verhältnis von 254:1 für Überdruck zu Eigengewicht ergibt. Der geringste Überdruck besteht im Bereich der oberstromigen Befestigungsschiene mit  $\Delta p = 0,1 \cdot \rho g$ . Das Verhältnis von Überdruck zu Eigengewicht beträgt hier rund 8:1. Das Berechnungsbeispiel zeigt, dass die Vernachlässigung des Eigengewichts in den nachfolgend beschriebenen Berechnungsansätzen durchaus gerechtfertigt ist, da die Belastung aus der Druckdifferenz um ein Vielfaches über der aus dem Eigengewicht liegt. Ohne Berücksichtigung ergeben sich geringfügig höhere Membranspannungen, so dass die Berechnung für den Festigkeitsnachweis auf der sicheren Seite liegt.



**Abbildung 4.3:** Kraft-Dehnungs-Diagramm für eine 3-lagige Schlauchmembran,  $d_s = 12,5$  mm, in Anlehnung an DIN ISO EN 10319 [BAW 2002]

Annahme 3: Die Dehnung des Elastomers wird vernachlässigt. Dort wo sie berücksichtigt wird, unterliegen die Dehnungen dem Hooke'schen Gesetz

Schlauchmembrane sind im eigentlichen Sinne keine Hooke'schen Werkstoffe, d.h. Werkstoffe bei denen die elastische Deformation linear proportional zur anliegenden Spannung  $\sigma$  ist. Das Elastomer mit den Gewebereinlagen ist vielmehr ein Verbundwerkstoff, der eigentlich nur bereichsweise ein lineares Spannungs-Dehnungs-Verhalten aufweist, wie z.B. das Kraft-Dehnungs-Diagramm für eine 12,5 mm dicke Membran in Abbildung 4.3 zeigt. Berücksichtigt man aber die tatsächlich auftretenden Membrankräfte, die um einen Faktor 5 bis 10 unter der Zugfestigkeit liegen, dann kann bereichsweise in guter Näherung ein lineares Kraft-Dehnungsverhalten angenommen und für die Berechnung der Schlauchmembran zugrunde gelegt werden. Im Kraft-Dehnungs-Diagramm sind außerdem Unstetigkeiten im Kurvenverlauf bei einer Belastung von 10,5 kN bzw. 13,5 kN zu erkennen, die auf nichtlineare Verformungen der Zugprobe zurückzuführen sind: Die Gewebereinlagen, evtl. auch einzelne Fäden, haben ihre Zugfestigkeit erreicht und reißen. Bei 14,0 kN ist die Zugfestigkeit des Probekörpers erreicht und das Bauteil bricht vollständig.

Teilweise vernachlässigen die Autoren [ANWAR 1967, WATSON 1985] bei Ihren Berechnungsansätzen auch vollständig den Einfluss auftretender Dehnungen und Verschiebungen, da dies die Lösung der Differentialgleichung wesentlich erleichtert. Ob diese Annahme gerechtfertigt ist, soll im Folgenden anhand von Werkstoffkennwerten handelsüblicher Schlauchmembrane und den auftretenden Membrankräften quantifiziert werden. Maßgebend für die Elastizität des anisotropen Verbundmaterials ist der Elastizitätsmodul, der mit Hilfe von Zugversuchen an genormten Schulterstäben ermittelt wird. Dieser wird durch die Anzahl und die Elastizität der Gewebeeinlagen sowie der Elastizität des Elastomers beeinflusst. Dass die Elastizität der Schlauchmembran sehr unterschiedlich sein kann, zeigt die Zusammenstellung für vier Materialproben in Tabelle 4.1.

Material	Dicke [mm]	Anzahl der Gew. einlagen	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	Schlauchhöhe bis [m]	Membrankraft [kN/m]	Dehnung [%]
EPDM	9,2	3	40,3	2,0	20,0	5,4
EPDM	12,5	3	22,2	2,6	33,8	12,2
EPDM	15,0	3	21,7	3,3	54,5	16,7
SBR/NBR	14,0	3	127,7	3,3	54,5	3,0

**Tabelle 4.1:** E-Moduli für verschiedene Schlauchmembranen [BAW 2002]

Die darin angegebene Membrankraft wurde exemplarisch für ein luftgefülltes Schlauchwehr (nicht überströmt, ohne Unterwassereinfluss) mit Hilfe von Gleichung 4.36 bestimmt. Legt man einen Innendruckkoeffizienten von  $\alpha = 1,00$  zugrunde und berechnet die Membrankraft mit Hilfe der vom Hersteller angegebenen Schlauchhöhe, so ergeben sich die in Tabelle 4.1 angegebenen Kräfte und Dehnungen. Je nach Material variieren hier die Dehnungen zwischen 3 und 16,7 %. Dies macht deutlich, dass die Dehnung bei einer Berechnung nicht ohne Weiteres vernachlässigt werden kann. Gerade bei den beiden EPDM-Materialien, mit Materialdicken von 12,5 und 14,0 mm, kann die Dehnung nicht unberücksichtigt bleiben, da sie einen erheblichen Einfluss auf die Schlauchform hat. Dies kann an einem einfachen Beispiel veranschaulicht werden: Legt man in erster Näherung eine Kreisform für den Schlauchquerschnitt zugrunde, so bedeutet eine Verlängerung des Schlauchumfangs um 16,7 % eine Vergrößerung des Schlauchdurchmessers von 3,30 m auf 3,85 m !

Annahme Nr. 4: Es handelt sich im Wesentlichen um ein ebenes Problem, so dass die Berechnung im Querschnitt erfolgen kann.

In der Regel sind Schlauchwehre durch große Wehrfeldbreiten gekennzeichnet, wobei das Verhältnis von Schlauchhöhe zu Wehrfeldbreite häufig bei 1:10 und darunter liegt. Für die Ermittlung der Membranspannungen und der Schlauchform vereinfachen sich die analytischen und numerischen Berechnungsverfahren erheblich, wenn der räumliche Spannungszustand auf den eines unendlich langen elastischen Rohrs (ebener Spannungszustand) zurückgeführt werden kann. Zur Begründung dieser Annahme betrachten wir das Gleichgewicht an einem infinitesimalen Membranelement in der Feldmitte eines Schlauchwehrs mit den Seitenlängen  $ds_1$  und  $ds_2$ , das durch einen Überdruck  $\Delta p$  belastet wird (s. Abbildung 4.1). Die Fläche ist räumlich gekrümmt und wird geometrisch durch die Krümmungsradien  $r_1$  und  $r_2$  sowie die zentralen Winkel  $d\varphi_1$  und  $d\varphi_2$  beschrieben. An den Schnittflächen treten die Zugspannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  auf. Für das Membranelement kann folgende Gleichgewichtsbetrachtung durchgeführt werden:

$$\Delta p \cdot ds_1 \cdot ds_2 = 2 \cdot \sigma_1 \cdot \sin\left(\frac{d\varphi_1}{2}\right) \cdot ds_2 + 2 \cdot \sigma_2 \cdot \sin\left(\frac{d\varphi_2}{2}\right) \cdot ds_1 \quad (4.1)$$

Mit  $ds_1 = d\varphi_1 \cdot r_1$  bzw.  $ds_2 = d\varphi_2 \cdot r_2$  und der Annahme, dass für kleine Winkel  $\sin \varphi = \varphi$  gilt, kann o.g. Gleichung wie folgt vereinfacht werden:

$$\Delta p \cdot r_1 \cdot r_2 = \sigma_1 \cdot r_2 + \sigma_2 \cdot r_1 \quad (4.2)$$

Oder anders ausgedrückt:

$$\Delta p \cdot r_1 = \sigma_1 + \sigma_2 \cdot \frac{r_1}{r_2} \quad (4.3)$$

Bei einer Druckänderung ändert sich die Schlauchform lediglich im Querschnitt, da der seitliche Anschluss im Vergleich zu der Befestigung an der Sohle größere Verformungen zulässt. Daher wird der Krümmungsradius  $r_2$  im Verhältnis zu  $r_1$  sehr groß und für den Quotient  $r_1/r_2$  gilt:  $r_1/r_2 \rightarrow 0$ . Der Spannungsanteil in Querrichtung entfällt damit und die Gleichung reduziert sich auf die bekannte Kesselformel. Diese Betrachtung zeigt, dass die Berechnung begründet auf den Spannungszustand an einem unendlich langen Rohr reduziert werden kann. Ausgenommen davon sind selbstverständlich die Randbereiche an den Wehrwangen

bzw. Wehrpfeilern, bei denen Verformungen in mehreren Richtungen behindert sein können und dadurch beliebige Biegezustände entstehen.

### 4.3 Beschreibung und Bewertung verschiedener analytischer Ansätze

#### 4.3.1 Inflatable Dams [ANWAR 1967]

Eine der ersten und am häufigsten zitierten Arbeiten zu Schlauchwehren ist die bereits 1967 erschienene Veröffentlichung von ANWAR. Der Autor beschreibt darin analytische Lösungsansätze zur Berechnung der Schlauchform für Luft- und Wasserfüllung sowohl im nicht überströmten als auch im überströmten Fall. Die Herleitung und die Annahmen für die Lösung der Differentialgleichungen werden erläutert und die Berechnungsergebnisse eigenen Modelluntersuchungen gegenübergestellt. Die berechneten Schlauchformen zeigen dabei in allen Fällen eine sehr gute Übereinstimmung mit den Modelluntersuchungen. Leider wird die Herleitung und Lösung der Differentialgleichung nur für den hydrostatischen Fall beim luftgefüllten Schlauchwehr ausführlich dargelegt. Die weiteren Ausführungen sind lückenhaft und weisen zum Teil Fehler auf. So weist WATSON 1985 darauf hin, dass die in Gleichung 13, von ANWAR 1967 angegebene Membrankraft und die daraus abgeleiteten Horizontal- und Vertikalkomponenten  $T_H(y)$  und  $T_V(y)$  nicht richtig sind (Gleichungen 14 und 15 in ANWAR 1967). Tatsächlich kann die Membrankraft nur für den Sonderfall, dass der Schlauch auf der Luftseite tangential an den Ablagetisch anschließt ( $\varphi = \pi$  bei  $y = h_S$ ), direkt über eine Gleichgewichtsbetrachtung am freigeschnittenen System berechnet werden. Sie entspricht dann der Hälfte der Resultierenden aus der horizontalen Druckverteilung im Schlauchinneren (s. a. Kapitel 4.3.2):

#### Membrankraft für Wasserfüllung, nicht überströmt

(Sonderfall für  $\varphi_2 = \pi$  bei  $y = h_S$ ):

$$\dots \text{ nach ANWAR 1967:} \quad T = \frac{1+3\alpha^*}{6} \rho_w g h_s^2 \quad (4.4)$$

$$\dots \text{ korrigiert:} \quad T = \frac{1+2\alpha^*}{4} \rho_w g h_s^2 \quad (4.5)$$

Anmerkung: ANWAR 1967 verwendet zudem eine andere Definition für den Innendruckkoeffizienten  $\alpha$  (es gilt:  $\alpha = 1+\alpha^*$ ). Dies hat aber auf die folgenden Überlegungen keinen Einfluss.

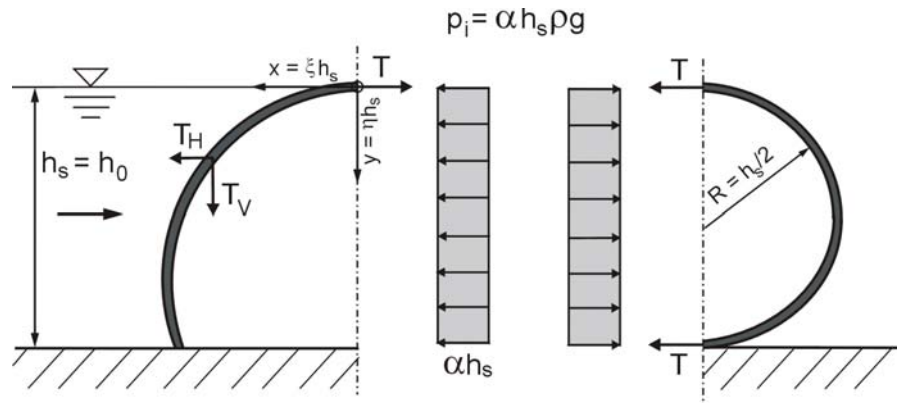
Aus dem Fehler bei der Ermittlung der Membrankraft  $T$  ergibt sich bei der folgenden Berechnung der Luftseite, dass die Kurve bereits oberhalb des Ablagetischs, also bei  $\eta < 1$  bzw.  $y < h_s$ , mit einer horizontalen Tangente endet. Diese Stufe wird auch im physikalischen Modell abgebildet und findet sich in der Gegenüberstellung der berechneten und gemessenen Schlauchform wieder. Bei dem Ansatz für den überströmten Schlauch zeigen sich Widersprüche bei der Berechnung der Horizontalkomponente des Innendrucks (Gleichung 30 in ANWAR 1967). Außerdem ist eine mathematische Rechtfertigung der von Anwar vorgenommenen Vereinfachungen, insbesondere die Approximationen der Funktion  $\varphi(x)$ ,  $g(x)$  und  $y(x)$  für die horizontale und vertikale Druckverteilung sowie die Membrankurve auf der Wasserseite, nicht ersichtlich [ALEFELD UND NEHER 2002].

#### Membrankraft für Luftfüllung, nicht überströmt

Der analytische Berechnungsansatz für den luftgefüllten, nicht überströmten Schlauch, soll im Folgenden kurz vorgestellt werden, wobei zu beachten ist, dass bei der Berechnung der Membrankraft in Gleichung 3 in ANWAR 1967 wie bei Wasserfüllung eine horizontale Tangente der Kurve auf dem Ablagetisch vorausgesetzt wird. Da in der Folge nur Innendruckkoeffizienten bis  $\alpha = 1,00$  betrachtet werden (in WATSON 1985 als Fehler bezeichnet) wirkt sich diese Annahme aber nicht weiter auf die Berechnung aus. Eigengewicht und Dehnung der Schlauchmembran werden vernachlässigt. Der Innendruck  $p_i$  ist mit  $p_i = \alpha \cdot \rho_w \cdot g \cdot h_o$  proportional zum Oberwasserstand  $h_o$ , wobei  $\alpha$  dem im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Innendruckkoeffizienten entspricht. Der Koordinatenursprung wird in den Scheitelpunkt der Schlauchmembran gelegt und die Koordinaten über die Schlauchhöhe  $h_s$  in dimensionsloser Form aufgetragen. Die Berechnung der Schlauchform erfolgt dabei vom Koordinatenursprung aus und setzt voraus, dass die Membran am Ende, also an der Wehrsohle, nicht befestigt ist. Die Berechnung beschränkt sich auf die Wasserseite, die Luftseite wird durch eine Kreisform beschrieben. Da das Eigengewicht der Membran vernachlässigt wird, ist diese Annahme gerechtfertigt, da sich bei konstanter Druckdifferenz eine Kreisform einstellen muss (Analogie zur Kesselformel).

Die Ermittlung der Membrankraft  $T$  erfolgt über eine Gleichgewichtsbetrachtung am freigeschnittenen System auf der Luftseite. Auf die vertikale Schnittfläche wirkt dabei die Resultierende  $R$  des Innendrucks und an den Rändern die Membrankraft  $T$  (s. Abbildung 4.4).





**Abbildung 4.4:** Definition nach ANWAR 1967 für den luftgefüllten Schlauch unter hydrostatischer Belastung

Die Resultierende  $R$  berechnet sich aus dem über die Höhe  $h_s$  konstanten Innendruck  $p_i$ :

$$R = p_i h_s = \alpha \rho_w g h_s^2 \quad \text{mit:} \quad \alpha = \frac{p_i}{\rho_w g h_s} \quad (4.6)$$

Für die Membrankraft  $T$  ergibt sich damit:

$$T = \frac{R}{2} = \frac{1}{2} \alpha \rho_w g h_s^2 \quad (4.7)$$

Mit der bekannten Membrankraft im Scheitelpunkt der Membran, also im Ursprung des gewählten Koordinatensystems, kann an einem beliebigen Punkt auf der oberstromigen Seite eine Gleichgewichtsbetrachtung durchgeführt werden. Daraus ergeben sich für die Horizontal- und die Vertikalkomponente der Membrankraft folgende Beziehungen:

Horizontalkomponente: 
$$T_H(y) = \frac{1}{2} \alpha \rho_w g h_s^2 + \frac{1}{2} \alpha \rho_w g y^2 - \alpha \rho_w g h_s y \quad (4.8)$$

Vertikalkomponente: 
$$T_V(y) = \rho_w g \int f(x) dx - \alpha \rho_w g h_s x \quad (4.9)$$

Die Funktion  $f(x)$  beschreibt dabei die noch unbekannte Schlauchform.

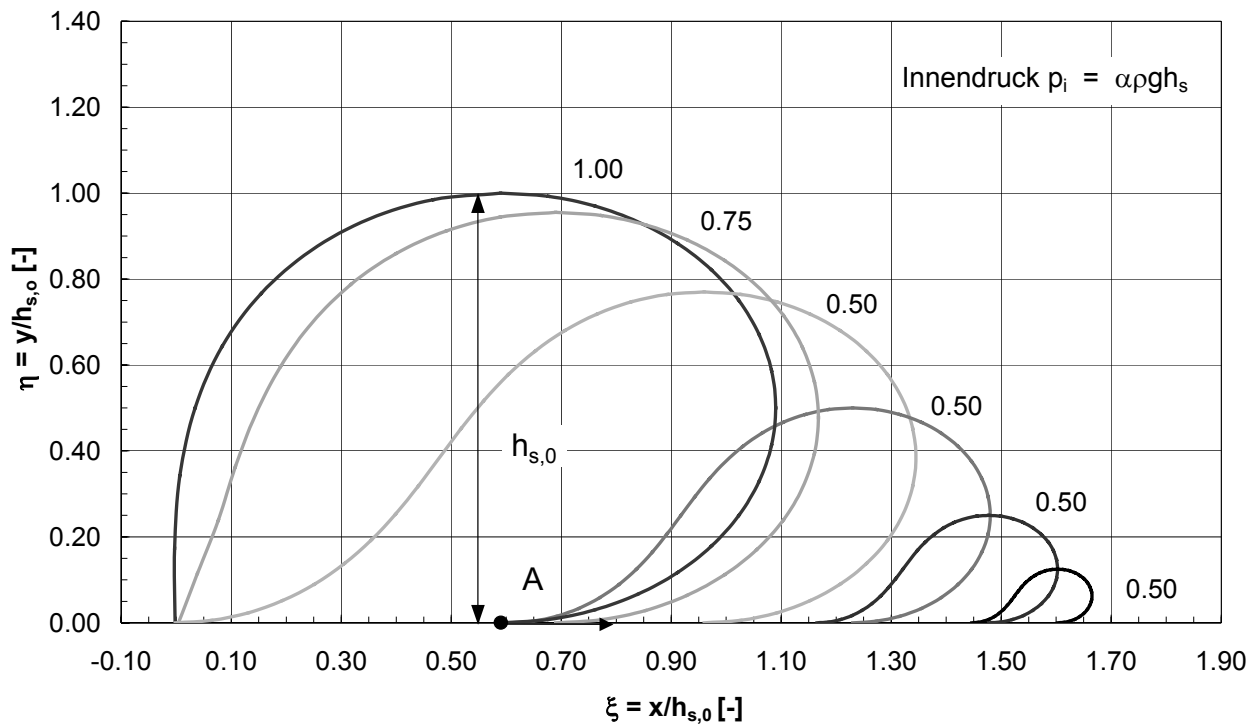
Die Tangentenneigung  $\varphi$  an einem beliebigen Punkt der Membran ergibt sich aus dem Quotienten der Vertikal- bzw. Horizontalkomponente der an diesem Punkt wirkenden Membrankraft:

$$\tan \varphi = y' = \frac{T_V}{T_H} = \frac{2 \int f(x) dx - 2 \alpha h_s x}{\alpha h_s^2 + y^2 - 2 \alpha h_s y} \quad (4.10)$$

Die Differentialgleichung für die Membrankurve in Gleichung 4.10 kann durch Differentiation, durch die Wahl entsprechender Randbedingungen und nach Einführung eines dimensionslosen Koordinatensystems mit  $\xi = x/h_s$  und  $\eta = y/h_s$  in eine Funktion  $\xi = f(\eta)$  überführt werden.

$$\xi = \sqrt{\frac{\alpha}{2}} \int_{\arccos\left(\frac{\eta-1}{\alpha}\right)}^{\pi} \frac{1 - \alpha \sin^2 \phi}{\sqrt{1 - \frac{\alpha}{2} \sin^2 \phi}} d\phi \quad (4.11)$$

Eine ausführliche Herleitung ist ANWAR 1967 sowie ALEFELD UND NEHER 2002 zu entnehmen. Das Integral in Gleichung 4.11 kann wie bei Anwar mit Hilfe von elliptischen Funktionen gelöst und numerisch, z.B. mit MAPLE, ausgewertet werden, so dass  $\xi$  als Funktion von  $\eta$  im Intervall  $[0,1]$  dargestellt werden kann. Das Ergebnis der Berechnung ist in Abbildung 4.5 für den Wertebereich  $0,50 < \alpha < 1,00$  dargestellt. Der Innendruckkoeffizient  $\alpha = 1,00$  und der sich daraus ergebende Schlauchumfang  $l_s$  wurden dabei als Ausgangszustand zugrunde gelegt und die berechneten Koordinaten in dimensionsloser Form aufgetragen, wobei  $h_{s,0}$  die Schlauchhöhe für  $\alpha = 1,00$  bezeichnet. Für  $\alpha = 1,00$  ergibt sich am oberwasserseitigen Befestigungspunkt eine Tangente, die mit dem Ablagetisch einen senkrechten Winkel bildet. Das bedeutet, dass die Horizontalkomponente  $T_H = 0$  ist. Für Innendrucke kleiner als  $\alpha < 0,50$  ergibt sich keine Lösung mehr, da die Tangente am oberwasserseitigen Befestigungspunkt horizontal ist. Mit kleiner werdender Schlauchhöhe legt sich ein immer größerer Teil der Membran auf die Sohle ab, ohne dass sich der Innendruckkoeffizient verändert. Geometrisch kann dies so interpretiert werden, dass mit abnehmendem  $h_s$  die Charakteristik der wasserseitigen Schlauchform erhalten bleibt und der Punkt A in Abbildung 4.5 Richtung Unterwasser wandert.

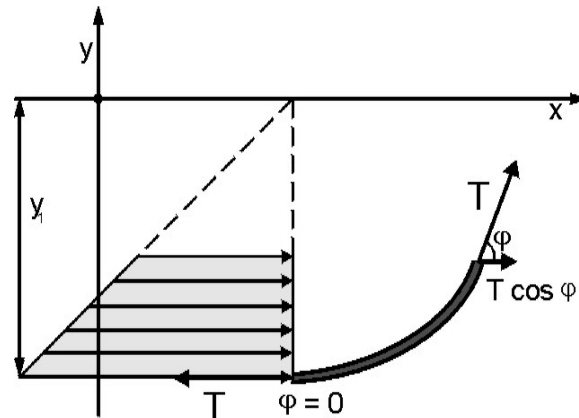


**Abbildung 4.5:** Berechnete Schlauchgeometrien nach dem analytischen Ansatz von ANWAR 1967 – Luftfüllung, hydrostatisch (nicht überströmt)

#### 4.3.2 A Note on the Shapes of flexible Dams [WATSON 1985]

WATSON 1985 erweitert und verallgemeinert die von ANWAR beschriebenen Ansätze zur Beschreibung der Form eines luft- bzw. wassergefüllten Schlauchkörpers und korrigiert die Fehler in der Veröffentlichung von ANWAR 1967 (s.a. Kapitel 4.3.1). Zwar beschränkt sich Watson auf den hydrostatischen Fall und vernachlässigt ebenfalls die Dehnung, dafür werden aber in der Arbeit sehr grundsätzliche Überlegungen zur Charakteristik der Schlauchform angestellt, die für das Verständnis und die Vorgehensweise bei der Berechnung sehr hilfreich sind.

WATSON 1985 betrachtet ein Membranelement der Länge  $\Delta l$  ohne Eigengewicht, welches ein Fluid großer Dichte, hier Wasser, von einem Fluid geringer Dichte, hier Luft, trennt. Das Koordinatensystem wird so gewählt, dass sich die y-Achse links von dem Membranelement befindet und die x-Achse auf dem Niveau liegt, bei dem die Druckdifferenz  $\Delta p = 0$  ist (s. Abbildung 4.6). Der vertikale Abstand zwischen der x-Achse und dem Kurvenpunkt mit einer horizontalen Tangente wird als  $y_1$  bezeichnet.



**Abbildung 4.6:** Gleichgewichtsbetrachtung an einem Membranelement nach WATSON 1985

Über eine Gleichgewichtsbetrachtung kann die allgemeine Kurvengleichung für die Membran abgeleitet werden:

$$\frac{1}{2}y_1^2 \rho_w g - \frac{1}{2}y^2 \rho_w g - T + T \cos \varphi = 0 \quad (4.12)$$

Durch Umformung erhält man:

$$\cos \varphi = \frac{y^2 - y_1^2}{\chi^2} + 1 \quad \text{mit: } \chi^2 = \frac{2T}{\rho_w g} \quad (4.13)$$

Da die Gleichung der Membrankurve nur für den Wertebereich  $-1 \leq \cos \varphi \leq 1$  existiert, ergeben sich folgende Grenzwerte:

$$\cos \varphi = 1: \quad y = y_1 \quad (\text{horizontale Tangente mit } \varphi = 0)$$

$$\cos \varphi = -1: \quad y^2 = y_o^2 = y_1^2 - 2\chi^2 \quad (\text{horizontale Tangente mit } \varphi = \pi)$$

Nach der Umformung und der Einführung dimensionsloser Koordinaten integriert Watson die Gleichung der Membrankurve mit Hilfe elliptischer Integrale. Er unterscheidet dabei zwischen „leicht aufgepumpten“ (engl. gently inflated) und „fest aufgepumpten“ Schlauchwehren (engl. firmly inflated). Mit dem Begriff „leicht aufgepumpt“ bezeichnet WATSON 1985 Schlauchwehre für  $k < 1,0$ , was einem Innendruckkoeffizienten von  $\alpha < 2,00$  entspricht. Innendruckkoeffizienten von

$\alpha < 1,00$  können dabei ausschließlich bei Luftfüllung auftreten (bei Wasserfüllung muss  $\alpha \geq 1,00$  sein, damit der Schlauch nicht überströmt wird). Die Membrankurve weist dabei in der Höhe einen Wendepunkt auf, bei der die Druckdifferenz das Vorzeichen wechselt ( $\Delta p = 0$ ). Dagegen weisen „fest aufgepumpte“ Schlauchwehre über die gesamte Länge einen Überdruck auf, bei Wasserfüllung auf der unterstromigen Seite und bei Luftfüllung entlang der oberstromigen Seite. Als Lösung für die Ermittlung der Koordinaten gibt WATSON 1985 für leicht und fest aufgepumpte Schlauchwehre folgende Gleichungen an:

#### Koordinatengleichungen nach WATSON 1985

„Leicht aufgepumpte“  
Schlauchwehre:

$$\zeta = \frac{x}{y_1} = -\frac{1}{2k} F(\varphi, k) + \frac{1}{k} E(\varphi, k) \quad (4.14)$$

$$\eta = \frac{y}{y_1} = -\cos \varphi \quad (4.15)$$

$$\text{und} \quad k^2 = \frac{y_1^2}{2\chi^2} \quad (4.16)$$

„Fest aufgepumpte“  
Schlauchwehre:

$$\zeta = \frac{x}{y_1} = -\left(1 - \frac{k^2}{2}\right) F(\varphi, k) + E(\varphi, k) \quad (4.17)$$

$$\eta = \frac{y}{y_1} = \pm \sqrt{1 - k^2 \sin^2 \varphi} \quad (4.18)$$

$$\text{und} \quad k^2 = \frac{2\chi^2}{y_1^2} \quad (4.19)$$

$$\text{sowie} \quad \chi^2 = \frac{2T}{\rho_w g} \quad (4.20)$$

mit:

$\varphi$	Argument des elliptischen Integrals (MAPLE verwendet das Argument in der Form $\varphi^* = \sin \varphi$ )
$k$	Modul zur Bestimmung der elliptischen Integrale
$F$	Elliptisches Integral erster Ordnung
$E$	Elliptisches Integral zweiter Ordnung
$y_1$	Höhe bei $\Delta p = 0$ (bei Wasserfüllung entspricht $y_1$ der Druckhöhe $h_1$ im Schlauchinneren)
$\zeta, \eta$	dimensionslose Koordinaten der Membrankurve
$\kappa$	bezeichnet das Verhältnis von Membrankraft $T$ zum spezifischen Gewicht von Wasser $\rho_w g$ mit der Einheit einer Länge.

Die in Gleichung 4.14 und 4.17 verwendeten elliptischen Integrale erster und zweiter Ordnung sind Integrale vom Typ  $\int R(x, \sqrt{P(x)}) dx$ . Darin bezeichnet  $R$  eine rationale Funktion mit zwei Variablen und  $P$  ein Polynom dritten oder vierten Grades ohne mehrfache Nullstelle. „Elliptische Integrale“ sind die Umkehrfunktionen der Elliptischen Funktionen und lassen sich im Allgemeinen nicht durch elementare Funktionen darstellen, doch können sie durch Umformungen in eine Summe elementarer Funktionen und Integrale überführt werden. Derartige Integrale werden auch als „Unvollständige Elliptische Integrale erster, zweiter und dritter Ordnung“ bezeichnet.

Welchen Vorteil es hat, die Koordinaten durch die Verwendung von  $y_1$  in eine dimensionslose Form zu überführen, ist nicht ersichtlich. Jedenfalls ergibt sich dadurch bei der Berechnung der Koordinaten für hohe Innendrucke (d.h. für sehr große Werte von  $y_1$ ) die Eigenschaft, dass die dimensionslosen Koordinaten gegen Null gehen und die Schlauchform „verschwindet“. Anschaulicher ist es daher, die Koordinaten mit Hilfe der Schlauchhöhe  $h_s$  in dimensionsloser Form darzustellen und die im Rahmen dieser Arbeit verwendete Beziehung für den Innendruckkoeffizienten  $\alpha$ , mit  $h_i = \alpha \cdot h_s$  sowie die Gleichungen 4.36 bzw. 4.37 für die Berechnung der Membrankraft bei Luft- und Wasserfüllung zu verwenden. Damit ergeben sich folgende, modifizierte Koordinatengleichungen:

#### Modifizierte Koordinatengleichungen:

„Leicht aufgepumpte“  
Schlauchwehre:

$$\zeta = \frac{x}{h_s} = -\frac{\alpha}{2k} F(\varphi, k) + \frac{\alpha}{k} E(\varphi, k) \quad (4.21)$$

$$\eta = \frac{y}{h_s} = -\alpha \cos \varphi \quad (4.22)$$

$$\text{und} \quad k^2 = \frac{\alpha}{2} \quad \text{für Luftfüllung} \quad (4.23)$$

„Fest aufgepumpte“  
Schlauchwehre:

$$\zeta = \frac{x}{h_s} = -\alpha \left(1 - \frac{k^2}{2}\right) F(\varphi, k) + \alpha E(\varphi, k) \quad (4.24)$$

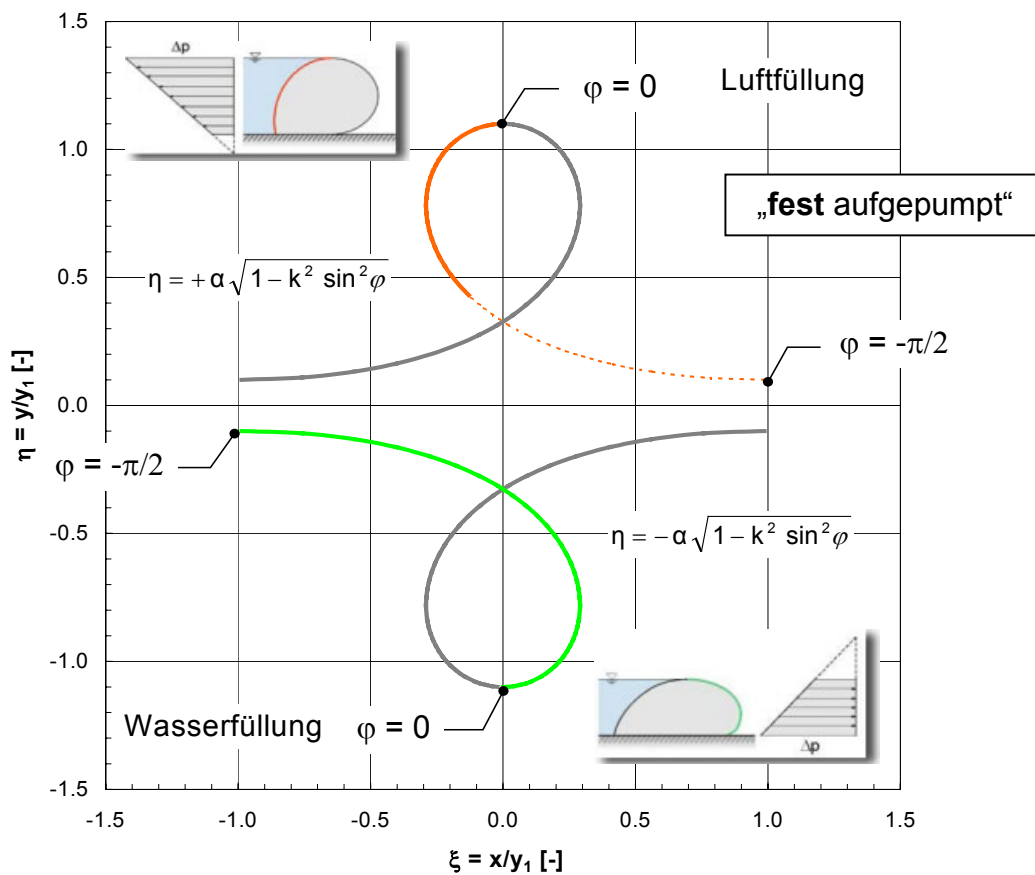
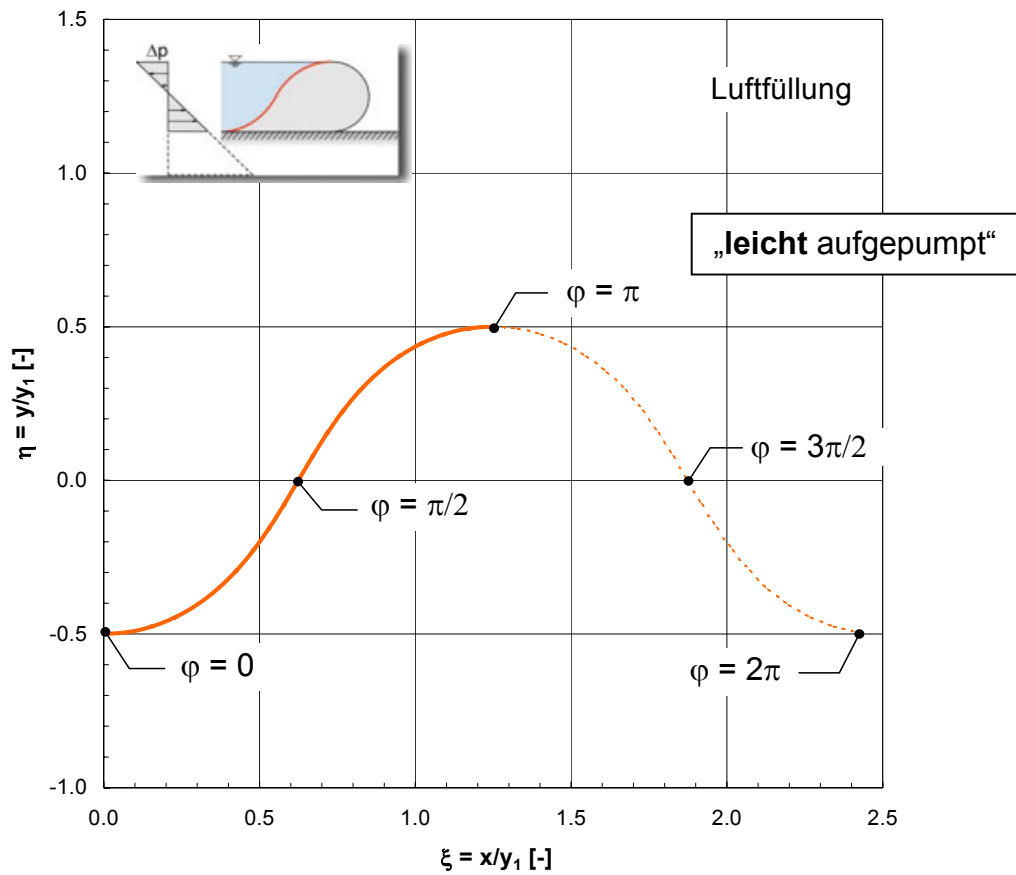
$$\eta = \frac{y}{h_s} = \pm \alpha \sqrt{1 - k^2 \sin^2 \varphi} \quad (4.25)$$

$$\text{und } k^2 = \frac{2}{\alpha} \quad \text{für Luftfüllung} \quad (4.26)$$

$$\text{und } k^2 = \frac{2\alpha - 1}{\alpha^2} \quad \text{für Wasserfüllung} \quad (4.27)$$

mit:	$\varphi$	Argument des elliptischen Integrals (MAPLE verwendet das Argument in der Form $\varphi^* = \sin \varphi$ )
	$k$	Modul zur Bestimmung der elliptischen Integrale
	$F$	Elliptisches Integral erster Ordnung
	$E$	Elliptisches Integral zweiter Ordnung
	$h_s$	Schlauchhöhe
	$\alpha$	Innendruckkoeffizient $h_i = \alpha h_s$ (mit $h_i$ = Druckhöhe im Schlauchinneren über dem Ablagetisch)
	$\zeta, \eta$	dimensionslose Koordinaten der Membrankurve

Die Koordinatengleichungen können relativ einfach mit mathematischen Programmen, wie beispielsweise MAPLE, berechnet werden, wobei die richtigen Wertebereiche für  $\varphi$  zu beachten sind. So ergibt sich die oberstromige Membrankurve für „leicht aufgepumpte“ Schlauchwehre, d.h. Luftfüllung mit Innendruckkoeffizienten  $\alpha < 2,00$ , aus dem Wertebereich  $0 \leq \varphi \leq \pi$ . Die S-förmige Kurve endet für  $\alpha = 0,50$  tangential auf der  $\tilde{\zeta}$ -Achse und bildet mit dieser für  $\alpha = 1,00$  einen rechten Winkel. Für  $\alpha = 2,00$  geht die Kurve in die eines „fest aufgepumpten“ Schlauchs über. Da der Koordinatenursprung im Scheitelpunkt liegt, werden die berechneten dimensionslosen Koordinaten für  $\eta < 0$  unten „abgeschnitten“. Bei Wasserfüllung ergibt sich die unterstromige Membrankurve aus dem negativen Ast der Koordinatengleichung (d.h. für  $\eta \leq 0$ ) im Wertebereich  $0 \leq \varphi \leq \pi/2$ . Dies entspricht dem umgekehrten Kurvenverlauf für „fest aufgepumpte“ luftgefüllte Schlauchwehre auf der oberstromigen Seite. Hier nimmt die Druckdifferenz von oben nach unten ab, während sie bei Wasserfüllung genau entgegengesetzt verläuft. Die Membrankurve wird daher durch den positiven Ast der Koordinatengleichung (d.h. für  $\eta \geq 0$ ) im Wertebereich  $-\pi/2 \leq \varphi \leq 0$  beschrieben (s. Abbildung 4.7). Die jeweils andere Seite, auf der die Membran zwei Fluide gleicher Dichte trennt, weist aufgrund der konstanten Druckdifferenz eine Kreisform auf. Für diesen Teil der Membrankurve können die Krümmungsradien nach WATSON 1985 und unter Verwendung der in dieser Arbeit verwendeten Definitionen wie folgt angegeben werden:



**Abbildung 4.7:** Membrankurven für „leicht“ und „fest“ aufgepumpte Schlauchwehre, hydrostatisch nach WATSON 1985 mit  $y_1 = 1,1$  mit relativem Druckbild

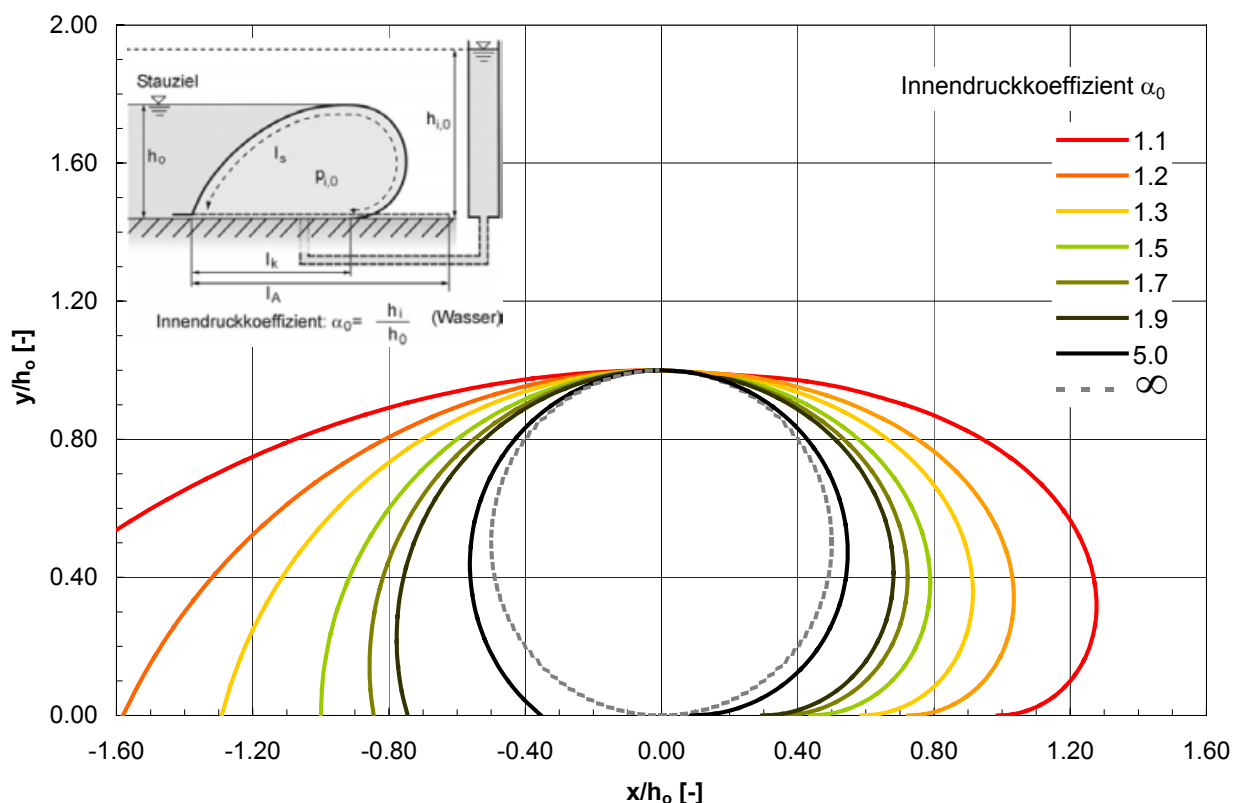


Krümmungsradius auf der Seite mit konstanter Druckdifferenz

$$\text{Luft:} \quad R = \frac{y_1}{4k^2} = \frac{\alpha d}{4\alpha/2} \quad \Rightarrow \quad R = \frac{d}{2} \quad (4.28)$$

$$\text{Wasser:} \quad R = \frac{k^2 y_1}{4k'} = \frac{(2\alpha - 1) y_1^2}{4 y_0 \alpha^2} = \frac{(2\alpha - 1)(\alpha d)^2}{4 d (\alpha - 1) \alpha^2} \quad \Rightarrow \quad R = \frac{(2\alpha - 1)}{4(\alpha - 1)} d \quad (4.29)$$

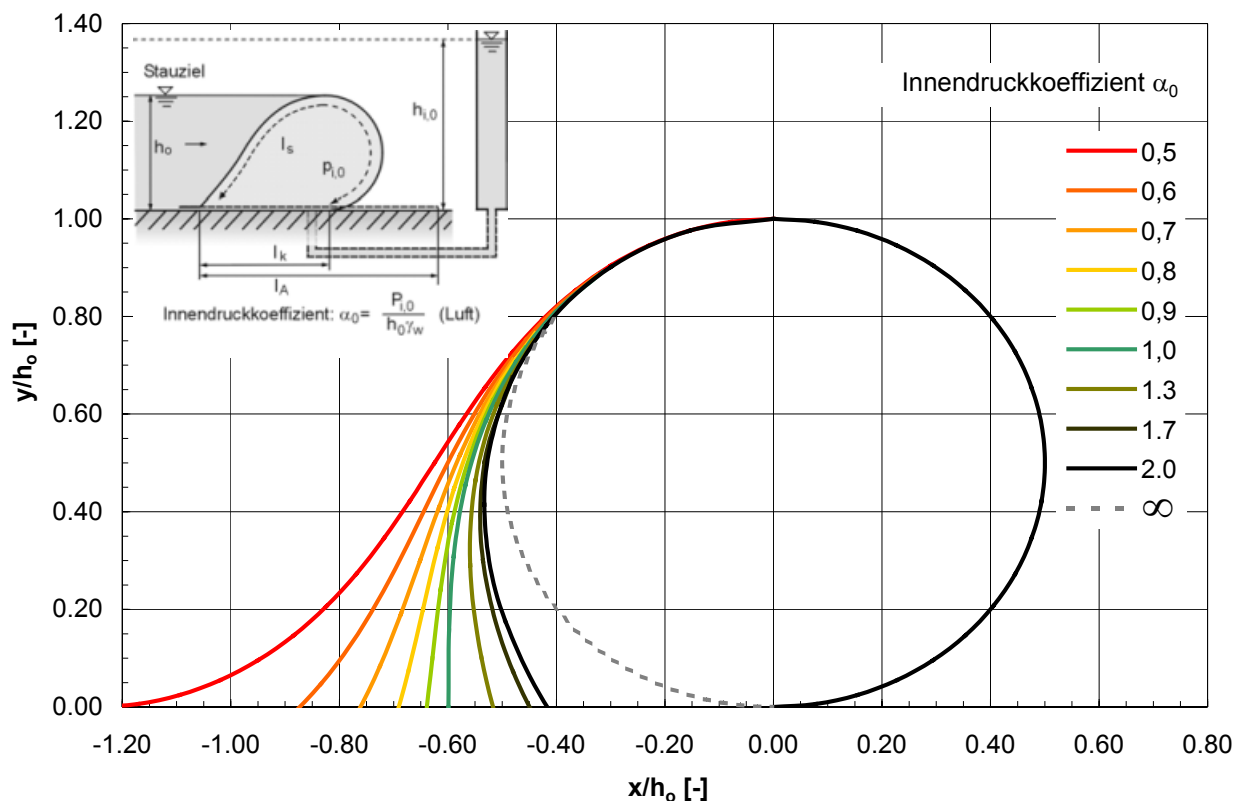
Mit den angegebenen Kurvengleichungen können sämtliche Schlauchformen für luft- und wassergefüllte Schlauchwehre berechnet werden, die mit einer Befestigungsschiene auf dem Wehrkörper befestigt sind oder bei denen der Abstand der zwei Befestigungsschienen kleiner als die Kontaktlänge ist (Abbildungen 4.8 und 4.9).



**Abbildung 4.8:** Form eines wassergefüllten Schlauchs, hydrostatisch (nicht überströmt) nach WATSON 1985

Für diese „vollständigen“ Schlauchformen, deren Kurve auf der unterstromigen Seite tangential auf dem Ablagetisch endet, können Membrankraft und alle geometrischen Parameter als Funktion des Innendrucks in dimensionslosen Bemessungsparametern dargestellt werden.

sungsdiagrammen dargestellt werden (Abbildungen 4.12 und 4.13). WATSON 1985 beschreibt in seiner Arbeit weiterhin die Berechnung „unvollständiger“ Schlauchformen und die Vorgehensweise bei der Berechnung des Füllvorgangs. Da der Einfluss einer zweiten Befestigungsschiene aber weniger bei wassergefüllten, sondern eher bei luftgefüllten Schlauchwehren mit hohen Unterwasserständen zum Tragen kommt, wird die Berechnung der „unvollständigen“ Schlauchformen an einem dritten Berechnungsansatz gezeigt, der neben dem Unterwasser auch die Überströmung berücksichtigt (s. Kapitel 4.3.3).



**Abbildung 4.9:** Form eines luftgefüllten Schlauchs, hydrostatisch (nicht überströmt) nach WATSON 1985

### 4.3.3 Technologische Standards für auffüllbare Schlauchwehre (MINISTRY OF LAND, INFRASTRUCTURE AND TRANSPORT, RIVER BUREAU 2000)

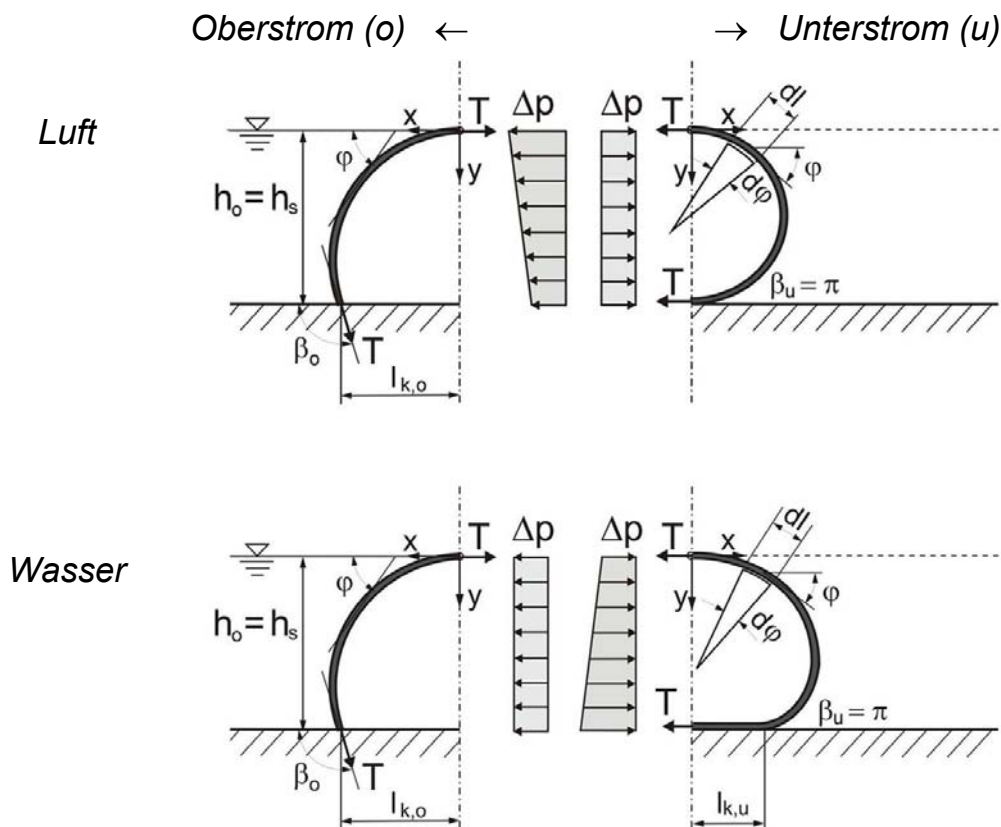
In MINISTRY OF LAND, INFRASTRUCTURE AND TRANSPORT, RIVER BUREAU [MLIT 2000] wird ein weiteres analytisches Verfahren vorgestellt, bei dem zusätzlich die Überströmung und der Einfluss hoher Unterwasserstände bei der Berechnung von Membrankraft und Geometrie berücksichtigt werden kann. Dieses Näherungsverfahren mit einem einfachen hydrostatischen Ansatz deckt gegenüber den von ANWAR 1967 und WATSON 1985 beschriebenen Berechnungsverfahren das Spektrum möglicher hydraulischer Zustände vollständig ab. Da diese Richtli-

nie nur in Japanisch und in einer unveröffentlichten Übersetzung [BAW 2001] vorliegt, wird das Berechnungsverfahren an dieser Stelle ausführlicher vorgestellt. Die Dehnungen werden auch bei diesem Verfahren vernachlässigt (geometrisch lineare Berechnung).

Für die Membrankraft  $T$  gilt allgemein:

$$T = \Delta p \cdot R \quad (4.30)$$

- mit:  $T$  Membrankraft in der Schlauchmembran  
 $\Delta p$  Druckdifferenz zwischen Innen- und Außendruck  
 $R$  Krümmungsradius der Schlauchmembran



**Abbildung 4.10:** Definitionsskizze aus MLIT 2000 für den luft- und den wassergefüllten Schlauch ohne Überströmung

Der Koordinatenursprung für die Berechnung befindet sich im Scheitelpunkt, die oberstromige Seite wird mit dem Index „o“ und die unterstromige Seite mit dem Index „u“ gekennzeichnet. Aus der Definitionsskizze in Abbildung 4.10 können für

ein Membranelement der Länge  $dl$  folgende geometrische Zusammenhänge abgeleitet werden:

$$dl = R \cdot d\varphi \quad (4.31)$$

$$dx = dl \cdot \cos \varphi \quad (4.32)$$

$$dy = dl \cdot \sin \varphi \quad (4.33)$$

Damit ergibt sich aus den Gleichungen 4.31, 4.32 und 4.33 folgende Beziehung zwischen der Membrankraft  $T$  und dem Überdruck  $\Delta p$ :

$$T \cdot \sin \varphi \cdot d\varphi = \Delta p(y) \cdot dy \quad (4.34)$$

Zunächst wird der Unterwassereinfluss vernachlässigt, so dass sich durch Umformung und Integration über den unterwasserseitigen Teil der Schlauchmembran, zwischen Koordinatenursprung und Kontaktpunkt an der Wehrsohle, die Membrankraft  $T$  ergibt:

$$T = \frac{\int_0^{h_s} \Delta p_u(y) dy}{\int_0^{\beta_u} \sin \varphi_u d\varphi_u} \quad (4.35)$$

#### Membrankraft für Luft- und Wasserfüllung ohne Überströmung

Mit Hilfe von Gleichung 4.35 kann die Membrankraft für den nicht überströmten, luftgefüllten Schlauch bei einem konstantem Überdruck von  $\Delta p_u = \alpha \rho_w g h_s$  entlang des unterstromigen Membranabschnitts und einer horizontalen Tangente im Kontaktpunkt ( $\beta_u = \pi$ ), einfach berechnet werden:

$$T = \frac{\int_0^{h_s} \Delta p_u dy}{\int_0^{\beta_u} \sin \varphi_u d\varphi_u} = \frac{\int_0^{h_s} \alpha \rho_w g h_s dy}{\int_0^{\beta_u} \sin \varphi_u d\varphi_u} = \frac{[\alpha \rho_w g h_s y]_0^{h_s}}{[-\cos \varphi_u]_0^{180^\circ}} = \frac{\alpha \rho_w g h_s^2}{[1 + 1]} \Rightarrow T = \frac{1}{2} \alpha \rho_w g h_s^2 \quad (4.36)$$

Oder für den nicht überströmten, wassergefüllten Schlauch mit einem Überdruck von  $\Delta p_u(y) = (\alpha - 1) \rho_w g h_s + \rho_w g y$  entlang des unterstromigen Membranabschnitts und einer horizontalen Tangente im Kontaktpunkt ( $\beta_u = \pi$ ):

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{\int_0^{h_s} \Delta p_u(y) dy}{\int_0^{\beta_u} \sin \varphi_u d\varphi_u} = \frac{\int_0^{h_s} ((\alpha - 1) \rho g h_s + \rho g y) dy}{\int_0^{\beta_u} \sin \varphi_u d\varphi_u} = \frac{\left[ (\alpha - 1) \rho g h_s y + \frac{1}{2} \rho g y^2 \right]_0^{h_s}}{\left[ -\cos \varphi_u \right]_0^{180^\circ}} \\
 &= \frac{(\alpha - 1) \rho g h_s^2 + \frac{1}{2} \rho g h_s^2}{[1 + 1]} \Rightarrow T = \frac{1}{4} (2\alpha - 1) \rho g h_s^2 \quad (4.37)
 \end{aligned}$$

Dies entspricht im Prinzip der Gleichgewichtsbetrachtung am freigeschnittenen System, wie sie von Anwar 1967 beschrieben wird (s. Kapitel 4.3.1)

#### Unterstromiger Teil des Schlauchkörpers

Für die Koordinaten des unterstromigen Kontaktpunktes der Membran auf dem Ablagetisch kann mit Hilfe der Gleichungen 4.32 und 4.33 folgende Beziehung abgeleitet werden:

$$dx_u = \frac{\cos \varphi_u}{\sin \varphi_u} dy = f_u(y) dy \quad (4.38)$$

In Gleichung 4.38 beschreibt  $f_u(y)$  die noch unbekannte Schlauchform. Durch Integration über die Schlauchhöhe  $h_s$  kann der unterstromige Abschnitt  $l_{k,u}$  der Schlauchmembran berechnet werden, der in Kontakt mit der Sohle ist:

$$l_{k,u} = \int_0^{h_s} f_u(y) dy \quad (4.39)$$

Für den nicht abgelegten Membranabschnitt ergibt sich bei der Betrachtung eines infinitesimalen kleinen Membranelementes der Länge  $dl_u$  (und bei Vernachlässigung der Krümmung) über den Satz des Pythagoras folgende Beziehung:

$$dl_u = \sqrt{1 + \left( \frac{dx_u}{dy} \right)^2} = \sqrt{1 + f_u(y)^2} \quad (4.40)$$

Durch Integration über die Schlauchhöhe  $h_s$  erhält man schließlich die Länge des unterwasserseitigen Teils  $l_{s,u}$  der Schlauchmembran:

$$l_{s,u} = \int_0^{h_s} \sqrt{1 + f_u(y)^2} dy \quad (4.41)$$

Die Querschnittsfläche eines infinitesimalen kleinen Membranelementes der Höhe  $dA_{s,u}$  beträgt näherungsweise (bei Vernachlässigung der Krümmung):

$$dA_{s,u} = x_u \cdot dy \quad (4.42)$$

Damit kann die Querschnittsfläche  $A_{s,u}$  des unterstromigen Abschnitts durch die Integration über die Schlauchhöhe  $h_s$  berechnet werden:

$$A_{s,u} = \int_0^{h_u} x_u dy \quad (4.43)$$

Damit sind die geometrischen Größen des unterstromigen Teils, bis auf die Koordinatengleichung der Schlauchform, vollständig. Durch Integration der Gleichung 4.38 kann folgende Gleichung für die Koordinaten  $x_u$  und  $y$  aufgestellt werden:

$$x_u = \int_0^{x_u} dx_u = \int_0^y f_u(y) dy \quad (4.44)$$

### Oberstromiger Teil des Schlauchkörpers

Die Berechnung der geometrischen Parameter auf der oberstromigen Seite erfolgt in gleicher Weise wie für den unterstromigen Teil. Zunächst wird der Teil der oberstromigen Kontaktlänge  $l_{k,o}$  der abgelegten Schlauchmembran berechnet:

$$l_{k,o} = \int_0^{h_s} f_o(y) dy \quad (4.45)$$

Die Länge des nicht abgelegten Membranabschnitts beträgt, wie bereits in Gleichung 4.41 für die Luftseite formuliert:

$$l_{s,o} = \int_0^{h_s} \sqrt{1 + f_o(y)^2} dy \quad (4.46)$$

Die Querschnittsfläche  $A_{s,o}$  berechnet sich wie folgt:

$$A_{s,o} = \int_0^{h_s} x_o \, dy \quad (4.47)$$

Und schließlich kann für die Koordinaten der Schlauchmembran  $x_o$  und  $y$  folgende Beziehung aufgestellt werden:

$$x_o = \int_0^{x_o} dx_o = \int_0^y f_o(y) \, dy \quad (4.48)$$

Die Kontaktlänge  $l_k$ , der Schlauchumfang  $l_s$  und der Schlauchquerschnitt  $A_s$  können schließlich über die Addition der ermittelten Teillängen bzw. -flächen bestimmt werden:

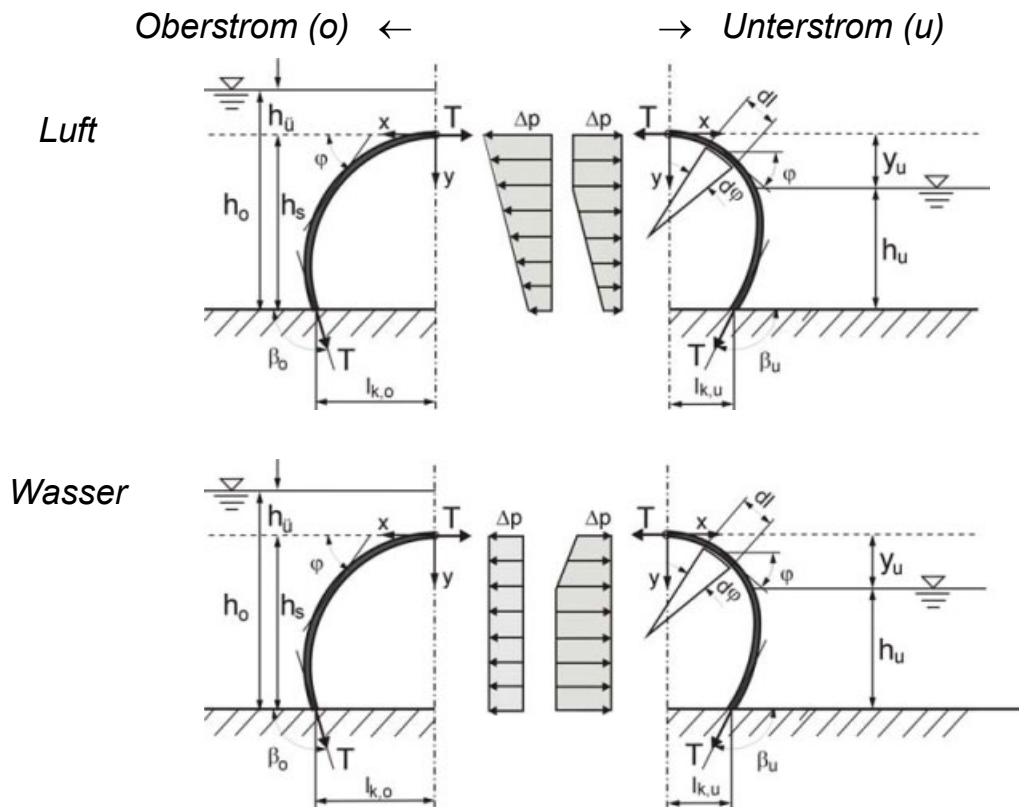
#### Gesamtlängen und -flächen des Schlauchkörpers

Kontaktlänge  $l_k$ : 
$$l_k = l_{k,o} + l_{k,u} = \int_0^{h_s} f_o(y) \, dy + \int_0^{h_s} f_u(y) \, dy \quad (4.49)$$

Schlauchumfang  $l_s$ : 
$$l_s = l_{s,o} + l_{s,u} = \int_0^{h_s} \sqrt{1 + f_o(y)^2} \, dy + \int_0^{h_s} \sqrt{1 + f_u(y)^2} \, dy \quad (4.50)$$

Schlauchquerschnitt  $A_s$ : 
$$A_s = A_{s,o} + A_{s,u} = \int_0^{h_s} x_o \, dy + \int_0^{h_s} x_u \, dy \quad (4.51)$$

Damit sind die für die Berechnung des nicht überströmten Schlauchkörpers ohne Unterwassereinfluss erforderlichen Gleichungen vollständig und können mit Hilfe numerischer Lösungsverfahren integriert werden. Mit dem analytischen Berechnungsansatz von MLIT 2000 ergeben sich - wie zu erwarten - dieselben Schlauchformen, wie nach dem Ansatz von WATSON 1985 in den Abbildungen 4.8 und 4.9. Interessanter ist daher ein Näherungsverfahren, das die Autoren im Weiteren für die Lösung des Gleichungssystems vorstellen, bei dem zusätzlich die hydrostatischen Druckanteile der Überströmungshöhe und des Unterwasserstandes berücksichtigt werden.



**Abbildung 4.11:** Definitionsskizze aus MLIT 2000 für den luft- und wassergefüllten Schlauch mit Überströmung und Unterwassereinfluss

Abbildung 4.11 zeigt, dass der hydrostatische Druckanteil aus der Überströmung nur bis zum Scheitel berücksichtigt wird, wodurch sich die weitere Lösung erheblich vereinfacht. In der Natur löst sich allerdings der Überfallstrahl auf der Luftseite des Schlauchkörpers so ab, dass eigentlich ein Teil des hydrostatischen Drucks bei der Berechnung des unterstromigen Abschnitts berücksichtigt werden müsste. Inwieweit diese Vereinfachung auch die Genauigkeit des Berechnungsergebnisses beeinträchtigt, wird in Kapitel 4.4 diskutiert.

Bei dem Näherungsverfahren wird die Berechnung jeweils getrennt für beide Seiten durchgeführt, wobei vorausgesetzt wird, dass die Membrankraft  $T$  und der Innendruckkoeffizient  $\alpha$  im Koordinatenursprung gleich sind. In den Tabellen 4.2 und 4.3 sind die Gleichungen zusammengestellt, die für die Berechnung erforderlich sind. Da es sich hierbei um dimensionslose Größen handelt, sind die Längen  $l_k$  und  $l_s$  sowie die Koordinaten  $x$  und  $y$  durch Multiplikation mit  $h_s$  in dimensionsbehaftete Größen umzurechnen. Entsprechend ist die Querschnittsfläche  $A_s$  mit  $h_s^2$  und die Membrankraft  $t$  mit  $\rho_w g h_s^2$  zu multiplizieren.

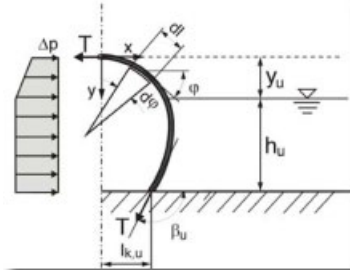
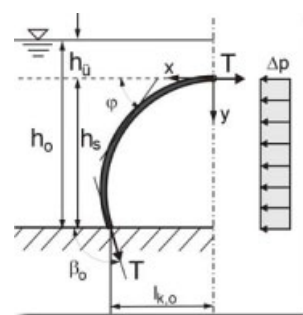


Für die Berechnung der Geometrie eines wasser- oder luftgefüllten Schlauchwehrs stehen somit 8 Gleichungen für 14 Unbekannte zur Verfügung. Mit den zwei zusätzlichen Randbedingungen, dass die Membranspannung und der Innendruck im Scheitelpunkt gleich sein muss ( $t_o = t_u$  und  $\alpha_o = \alpha_u$ ) und den Bedingungen ...

... für den Schlauchumfang	$I_S = I_{S,o} + I_{S,u}$
... für die Kontaktlänge	$I_k = I_{k,o} + I_{k,u}$
... und für den Schlauchquerschnitt	$A_S = A_{S,o} + A_{S,u}$

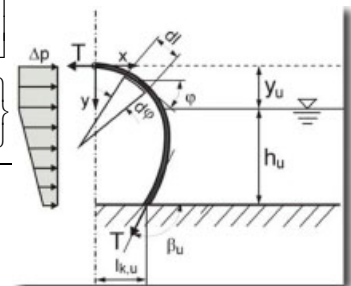
... ergeben sich 13 Gleichungen für die Berechnung der 17 Unbekannten. Durch die Wahl 4 voneinander unabhängiger Parameter, in der Regel der Innendruckkoeffizient  $\alpha$ , der Oberwasserstand  $h_o$ , der Unterwasserstand  $h_u$  und der Schlauchumfang  $I_s$ , können die verbleibenden geometrischen Größen relativ einfach berechnet werden.

Bei der Lösung der Gleichungen ist zu beachten, dass je nach mathematischer Software unterschiedliche Definitionen für die elliptischen Integrale erster und zweiter Ordnung,  $F(\varphi, k)$  und  $E(\varphi, k)$ , verwendet werden. Beispielsweise legt MAPLE 7.0 die von C.G.J. JACOBI verwendete Definition zugrunde, bei der die Amplitude in der Form  $\varphi^* = \sin \varphi$  angegeben wird. Außerdem ist zu berücksichtigen, dass bei Luftfüllung und Innendruckkoeffizienten von  $\alpha < 1,00$  die Integration bereichsweise erfolgen muss, da der Winkel  $\theta$  für  $\alpha < 1,00$  größer wird als  $\pi/2$  (der zweiten Nullstelle der Sinus-Funktion). Ohne Berücksichtigung des Vorzeichenwechsels bei der Integration würden sich sonst zu kleine Werte für  $I_{s,o}$ ,  $I_{k,o}$  und  $A_{s,o}$  ergeben.

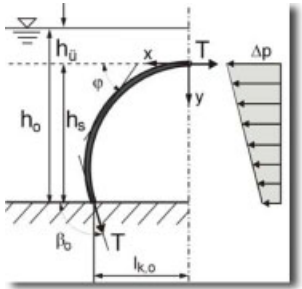
<b>Membrankraft</b>	$t = \frac{\alpha' y_u + \frac{1}{2} y_u^2}{1 - \cos \varphi_u}$	<b>WASSER, <u>unter</u>strom</b>
<b>Tangentenwinkel</b>	$\cos \varphi_u = \cos \beta_u + \frac{(\alpha' + y_u) h_u}{t}$	mit: $\alpha' = \alpha - 1$
<b>Kontaktlänge</b> mit:	$l_{k,u} = x_u + \frac{t}{\alpha' + y_u} (\sin \beta_u - \sin \varphi_u)$ $x_u = \frac{2t}{\sqrt{\alpha'^2 + 4t}} \left\{ F\left(\frac{\pi - \varphi_u}{2}, k\right) - F\left(\frac{\pi}{2}, k\right) - \frac{2}{k^2} \left[ F\left(\frac{\pi - \varphi_u}{2}, k\right) - E\left(\frac{\pi - \varphi_u}{2}, k\right) - F\left(\frac{\pi}{2}, k\right) + E\left(\frac{\pi}{2}, k\right) \right] \right\}$	mit: $k^2 = \frac{4t}{\alpha'^2 + 4t}$
<b>Umfang</b>	$l_{s,u} = \frac{2t}{\sqrt{\alpha'^2 + 4t}} \left[ F\left(\frac{\pi}{2}, k\right) - F\left(\frac{\pi - \varphi_u}{2}, k\right) \right] + \frac{t}{\alpha' + y_u} (\beta_u - \varphi_u)$	
<b>Querschnitt</b>	$A_{s,u} = x_u (\alpha' + y_u) - \sin \varphi_u \cdot t + \frac{t^2}{(\alpha' + y_u)^2} \left[ \left( \frac{1}{2} \beta_u - \frac{\sin 2 \beta_u}{4} \right) - \left( \frac{1}{2} \varphi_u - \frac{\sin 2 \varphi_u}{4} \right) \right] + \left[ \frac{t^2}{(\alpha' + y_u)^2} \sin \varphi_u - \frac{t x_u}{\alpha' + y_u} \right] (\cos \beta_u - \cos \varphi_u)$	
<b>Koordinaten</b> für $0 \leq y \leq y_u$ :  für $y_u \leq y \leq 1$ :	$x = \frac{2t}{\sqrt{\alpha'^2 + 4t}} \left\{ F\left(\frac{\pi - \varphi}{2}, k\right) - F\left(\frac{\pi}{2}, k\right) - \frac{2}{k^2} \left[ F\left(\frac{\pi - \varphi}{2}, k\right) - E\left(\frac{\pi - \varphi}{2}, k\right) - F\left(\frac{\pi}{2}, k\right) + E\left(\frac{\pi}{2}, k\right) \right] \right\}$ $y = \sqrt{\alpha'^2 + 2t(1 - \cos \varphi)} - \alpha'$ $x = x_u + \frac{t}{\alpha' + y_u} (\sin \varphi - \sin \varphi_u)$ $y = y_u + \frac{t}{\alpha' + y_u} (\cos \varphi_u - \cos \varphi)$	
<b>Membrankraft</b>	$t = \frac{\alpha' - h_u}{1 - \cos \beta_o}$	<b>WASSER, <u>ober</u>strom</b>
<b>Kontaktlänge</b>	$l_{k,o} = \sin \beta_o \frac{t}{\alpha' - h_u}$	
<b>Umfang</b>	$l_{s,o} = \beta_o \frac{t}{\alpha' - h_u}$	
<b>Querschnitt</b>	$A_{s,o} = \frac{1}{2} (\beta_o - \sin \beta_o \cdot \cos \beta_o) \left( \frac{t}{\alpha' - h_u} \right)^2$	
<b>Koordinaten</b>	$x^2 + \left( y - \frac{t}{\alpha' - h_u} \right)^2 = \left( \frac{t}{\alpha' - h_u} \right)^2$	

**Tabelle 4.2:** Gleichungen zur Berechnung von Membrankraft und Geometrie nach dem Näherungsverfahren für Wasserfüllung [MLIT 2000]

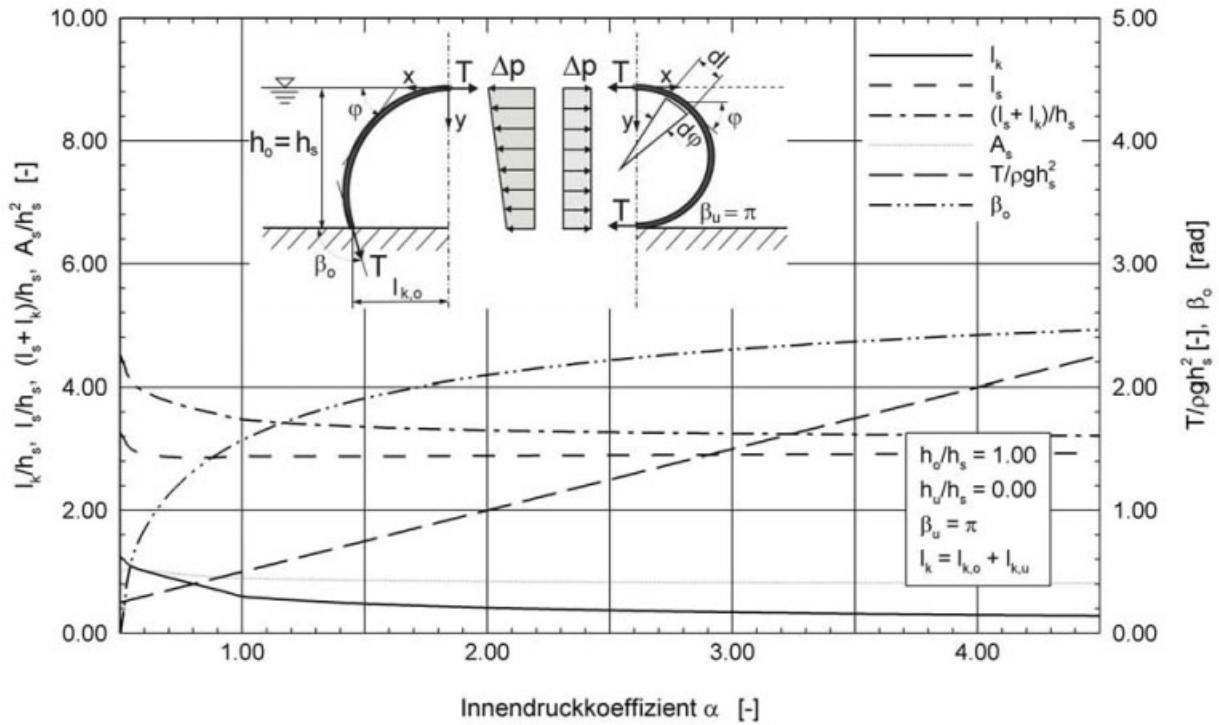
<b>Membrankraft</b>	$t = \frac{\alpha y_u}{1 - \cos \varphi_u}$	<b>LUFT, <u>unter</u>strom</b>
<b>Tangentenwinkel</b>	$\cos \varphi_u = \cos \beta_u + \frac{\frac{1}{2} - h_u(1-\alpha) - \frac{1}{2}y_u^2}{t}$	
<b>Kontaktlänge</b> für $k^2 > 1$	$l_{k,u} = \frac{t}{\alpha} \sin \varphi_u + \frac{2t}{\sqrt{\alpha^2 + 2\alpha y_u}} \left\{ F\left(\frac{\beta_u}{2}, k\right) - F\left(\frac{\varphi_u}{2}, k\right) - \frac{1}{k^2} \left[ F\left(\frac{\beta_u}{2}, k\right) - E\left(\frac{\beta_u}{2}, k\right) - F\left(\frac{\varphi_u}{2}, k\right) - E\left(\frac{\varphi_u}{2}, k\right) \right] \right\}$ <p style="text-align: right;">mit: <math>k^2 = \frac{4t}{\alpha^2 + 2\alpha y_u}</math></p>	
für $k^2 < 1$	$l_{k,u} = \frac{t}{\alpha} \sin \varphi_u + \sqrt{t} \left\{ -F\left(b, \frac{1}{k}\right) + F\left(a, \frac{1}{k}\right) + 2 \left[ E\left(b, \frac{1}{k}\right) - E\left(a, \frac{1}{k}\right) \right] \right\}$ <p>mit: <math>\sin b = k \sin \frac{\beta_u}{2}</math>      <math>\sin a = k \sin \frac{\varphi_u}{2}</math></p>	
<b>Umfang</b> für $k^2 > 1$	$l_{s,u} = \frac{t}{\alpha} \varphi_u + \frac{2t}{\sqrt{\alpha^2 + 2\alpha y_u}} \left[ F\left(\frac{\beta_u}{2}, k\right) - F\left(\frac{\varphi_u}{2}, k\right) \right]$	
für $k^2 < 1$	$l_{s,u} = \frac{t}{\alpha} \varphi_u + \sqrt{t} \left[ F\left(b, \frac{1}{k}\right) - F\left(a, \frac{1}{k}\right) \right]$	
<b>Querschnitt</b>	$A_{s,u} = \frac{1}{2} \left( \frac{t}{\alpha} \right)^2 (\varphi_u - \sin \varphi_u \cos \varphi_u) + l_{A,u} (h_o - \alpha) + t \sin \beta_u$	
<b>Koordinaten</b> für $0 \leq y \leq y_u$ :	$x^2 + \left( y - \frac{t}{\alpha} \right)^2 = \left( \frac{t}{\alpha} \right)^2$ wobei $x, y \geq 0$	
für $y_u \leq y \leq 1$ und $k^2 \leq 1$ :	$x = \frac{t}{\alpha} \sin \varphi_u + \frac{2t}{\sqrt{\alpha^2 + 2\alpha y_u}} \left\{ F\left(\frac{\varphi}{2}, k\right) - F\left(\frac{\varphi_u}{2}, k\right) - \frac{2}{k^2} \left[ F\left(\frac{\varphi}{2}, k\right) - E\left(\frac{\varphi}{2}, k\right) - F\left(\frac{\varphi_u}{2}, k\right) + E\left(\frac{\varphi_u}{2}, k\right) \right] \right\}$ $t(\cos \varphi_u - \cos \varphi) = (\alpha + y_u)y - \frac{1}{2}y^2 - \left( \alpha + \frac{1}{2}y_u \right) y_u$	
$k^2 > 1$ :	$x = \frac{t}{\alpha} \sin \varphi_u + \frac{2t}{\sqrt{\alpha^2 + 2\alpha y_u}} \left\{ \frac{1}{k} \left[ F\left(\frac{b}{2}, k\right) - F\left(\frac{a}{2}, k\right) \right] - \frac{2}{k} \left[ F\left(b, \frac{1}{k}\right) - E\left(b, \frac{1}{k}\right) - F\left(a, \frac{1}{k}\right) + E\left(a, \frac{1}{k}\right) \right] \right\}$	
	<p>mit: <math>\sin b = k \sin \frac{\varphi}{2}</math>      <math>\sin a = k \sin \frac{\varphi_u}{2}</math></p> <p>sowie: <math>\varphi = f(y)</math> wie für <math>k^2 \leq 1</math>:</p>	



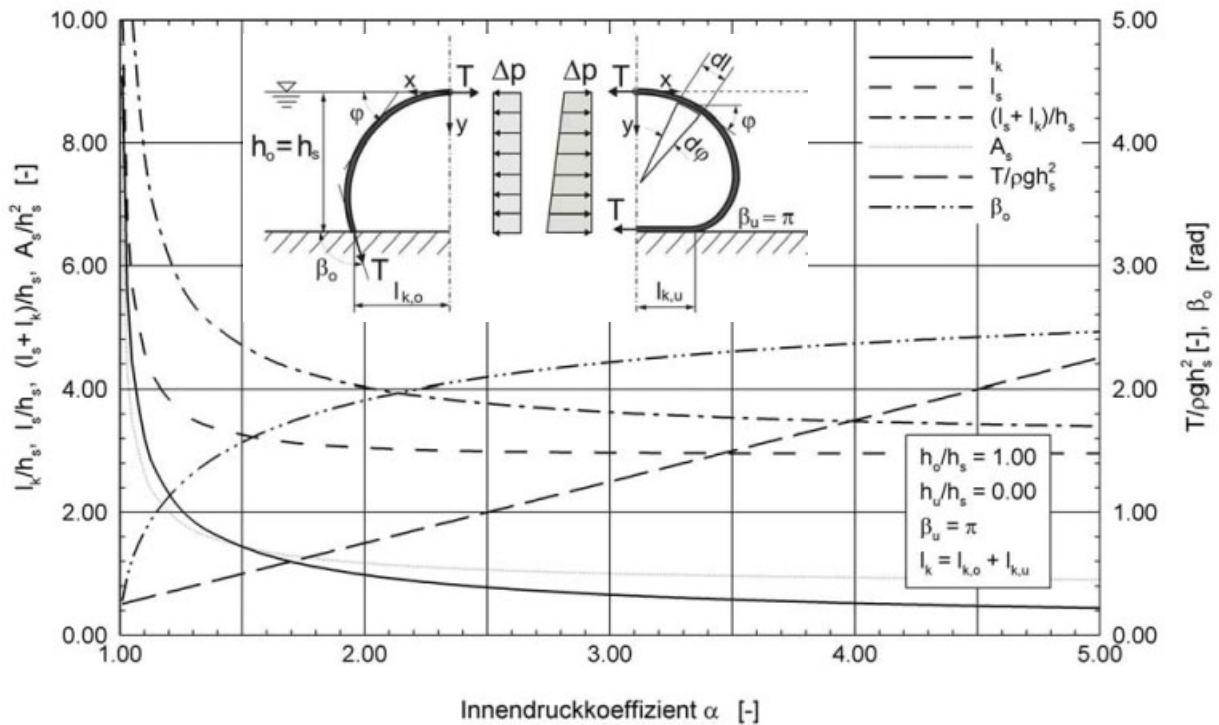
**Tabelle 4.3:** Gleichungen zur Berechnung von Membrankraft und Geometrie nach dem Näherungsverfahren für Luftfüllung [MLIT 2000]

<b>Membrankraft</b>	$t = \frac{\alpha - h_{ii} - \frac{1}{2}}{1 - \cos \beta_o}$	<b>LUFT, oberstrom</b>
<b>Kontaktlänge</b> für $k^2 > 1$	$l_{k,o} = \sqrt{t} \left[ 2E\left(\theta, \frac{1}{k}\right) - F\left(\theta, \frac{1}{k}\right) \right]$	mit: $k^2 = \frac{4t}{(\alpha - h_{ii})^2}$
für $k^2 \leq 1$	$l_{k,o} = \frac{2t}{\alpha - h_{ii}} \left\{ F\left(\frac{\beta_o}{2}, k\right) - (\alpha - h_{ii}) \left[ F\left(\frac{\beta_o}{2}, k\right) - E\left(\frac{\beta_o}{2}, k\right) \right] \right\}$	
<b>Umfang</b> für $k^2 > 1$	$l_{s,o} = \sqrt{t} F\left(\theta, \frac{1}{k}\right)$	
für $k^2 \leq 1$	$l_{s,o} = \frac{2t}{\alpha - h_{ii}} F\left(\frac{\beta_o}{2}, k\right)$	
<b>Querschnitt</b>	$A_{s,o} = (1 - \alpha + h_{ii}) l_{A,o} + t \sin \beta_o$	
<b>Koordinaten</b> für $k^2 > 1$ :	$x = \sqrt{t} \left[ 2E\left(\theta, \frac{1}{k}\right) - F\left(\theta, \frac{1}{k}\right) \right]$	
für $k^2 \leq 1$ :	$x = \frac{2t}{\alpha - h_{ii}} \left\{ F\left(\frac{\varphi}{2}, k\right) - (\alpha - h_{ii}) \left[ F\left(\frac{\varphi}{2}, k\right) - E\left(\frac{\varphi}{2}, k\right) \right] \right\}$	
	mit: $\sin \frac{\varphi}{2} = \sqrt{\frac{2(\alpha - h_{ii})y - y^2}{4t}}$	

**Tabelle 4.3:** Gleichungen zur Berechnung von Membrankraft und Geometrie nach dem Näherungsverfahren für Luftfüllung [MLIT 2000] (Forts.)



**Abbildung 4.12:** Membrankraft und geometrische Parameter für den luftgefüllten Schlauch, hydrostatisch (nicht überströmt), ohne Unterwasser



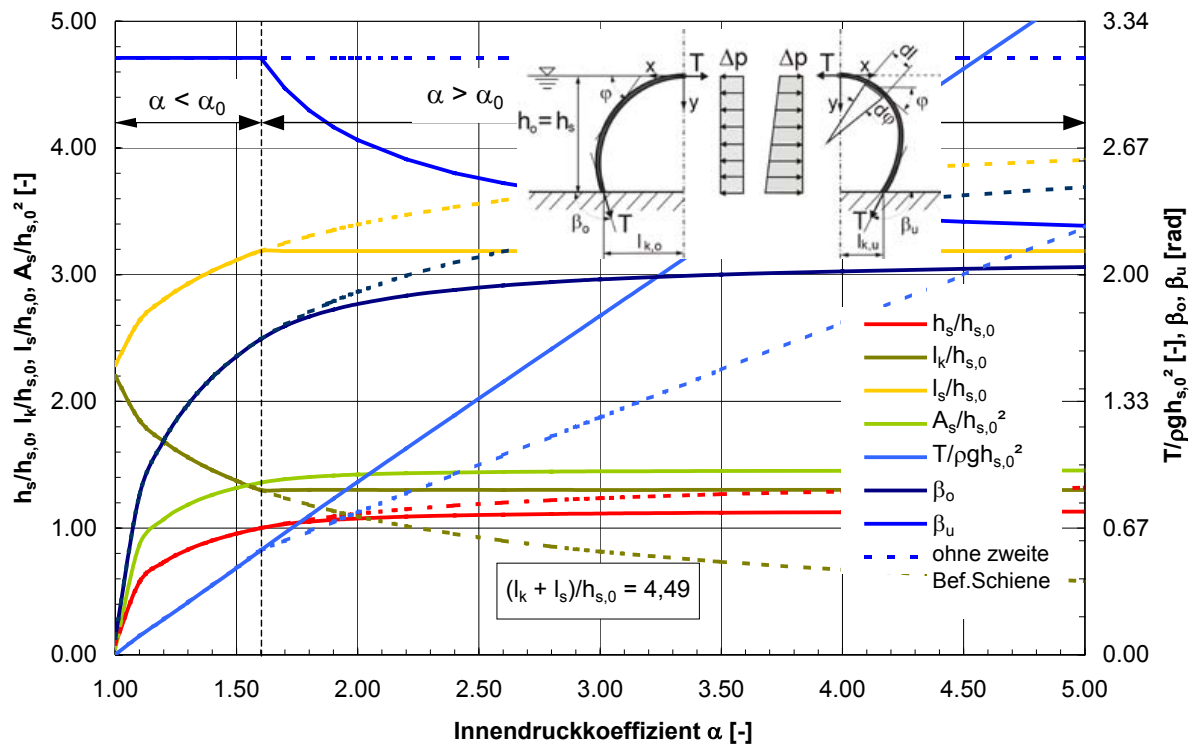
**Abbildung 4.13:** Membrankraft und geometrische Parameter für den wassergefüllten Schlauch, hydrostatisch (nicht überströmt), ohne Unterwasser

In den Abbildungen 4.12 und 4.13 sind die Ergebnisse des Näherungsverfahrens für die vollständigen Schlauchformen (Tangentenwinkel  $\beta_u = \pi$ ) ohne Überströmung und ohne Unterwassereinfluss als dimensionslose Bemessungsdiagramme dargestellt. Im Vergleich beider Diagramme ist zu erkennen, dass der Einfluss des Innendrucks auf die Schlauchform bei Wasserfüllung erheblich größer ist als bei Luftfüllung, insbesondere im Bereich  $0 < \alpha < 2,0$ . Da sich die Diagramme auf den praxisrelevanten Bereich mit vergleichsweise niedrigen Innendrücken beschränken, ist zu ergänzen, dass die Querschnittskennzahlen  $l_s/h_s$  und  $(l_s+l_k)/h_s$  für  $\alpha \rightarrow \infty$  gegen den Grenzwert  $\pi$  konvergieren und damit einen kreisförmigen Schlauch mit dem Durchmesser  $d = h_s$  beschreiben. Entsprechend konvergiert  $A_s/h_s^2$  gegen  $\pi/4$ , einer Kreisfläche mit dem Durchmesser  $h_s = 1,0$ .

Neben der Berechnung der „vollständigen“ Schlauchformen für Luft- und Wasserfüllung, in der Regel Schlauchwehre mit nur einer Befestigungsschiene, können mit Hilfe des Näherungsverfahrens weitere Randbedingungen beim Entwurf des Schlauchwehrs berücksichtigt werden: Beispielsweise der Einfluss erhöhter Unterwasserstände, durch die der Schlauchkörper unter Auftrieb gerät und aufschwimmt. Beim Entwurf kann diese Verformung durch eine zweite Befestigungsschiene in Verbindung mit einem höheren Innendruck kompensiert werden. Mit Hilfe des Näherungsverfahrens lässt sich dann der erforderliche Befestigungsabstand, der Innendruck und die daraus resultierende Membrankraft für die Dimensionierung ermitteln (Anzahl und Zugfestigkeit der Gewebeeinlagen, Membrandicke).

Um den Einfluss einer zweiten Befestigungsschiene zu veranschaulichen, sind in Abbildung 4.14 die maßgebenden geometrischen Parameter eines wassergefüllten Schlauchs mit einer und mit zwei Befestigungsschienen gegenübergestellt. Für den Vergleich wurde der Abstand der zweiten Befestigungsschiene so gewählt, dass bei Erreichen eines Innendruckkoeffizienten von  $\alpha_0 = 1,60$  die Kontaktlänge gerade dem Befestigungsabstand entspricht. In dieser Zwischenstellung endet die Membrankurve mit einer horizontalen Tangente an der zweiten Befestigungsschiene ( $\beta_u = \pi$ ). Die Querschnittsform mit der Schlauchhöhe  $h_{s,0}$  und dem Bemessungsinndruckkoeffizienten  $\alpha_0$  kann durch die Querschnittskennzahl  $(l_k + l_s)/h_{s,0} = 4,49$  charakterisiert werden. Im Vergleich der beiden Befestigungssysteme fällt auf, dass die Schlauchhöhe bei der zweireihigen Verankerung mit steigendem Innendruck nur geringfügig kleiner ist, dafür aber die

Membrankraft überproportional ansteigt. So lässt sich beispielsweise für  $\alpha = 2,00$  die Schlauchhöhe lediglich um ca. 3 % reduzieren, während die Zugkraft um ca. 21 % größer ist als bei der einreihigen Verankerung. In Anlage A2 finden sich weitere Bemessungsdiagramme, die für den Entwurf von Schlauchwehren mit Luft- und Wasserfüllung verwendet werden können.



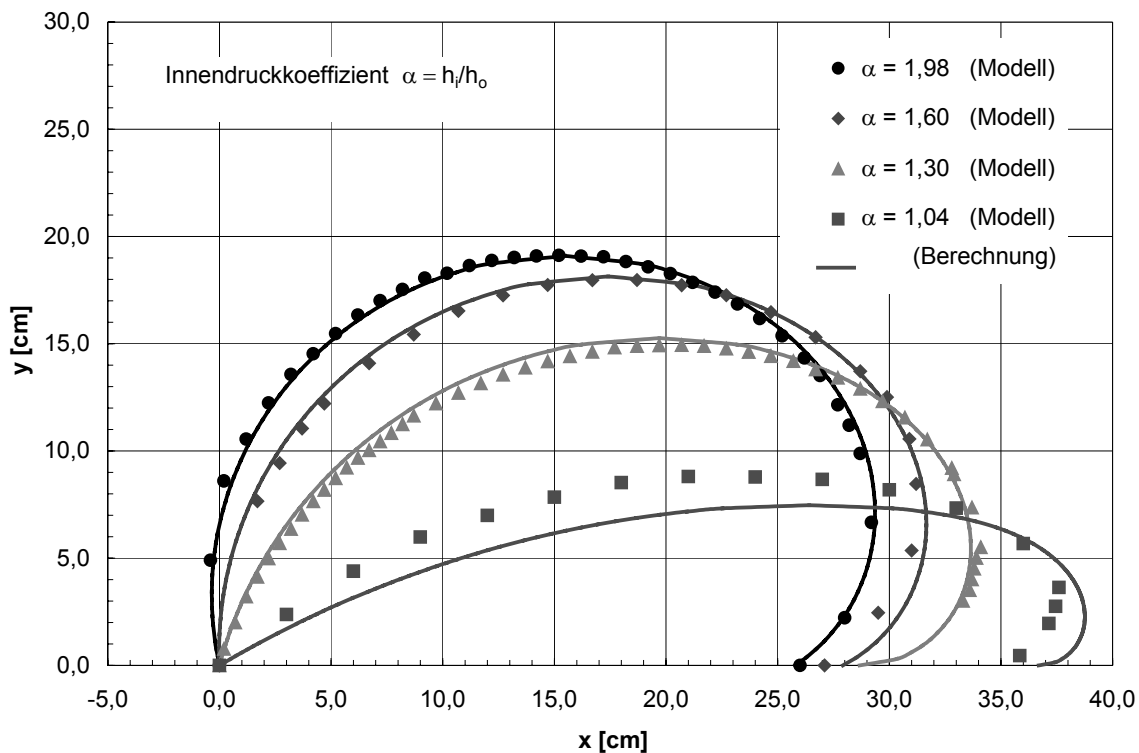
**Abbildung 4.14:** Membrankraft und geometrische Parameter für den wassergefüllten Schlauch mit einer bzw. zwei Befestigungsschienen, hydrostatisch (nicht überströmt), ohne Unterwasser

#### 4.4 Gegenüberstellung von berechneten und gemessenen Schlauchgeometrien

##### 4.4.1 Wasser- und Luftfüllung ohne Überströmung und ohne Unterwasser-einfluss

Nach der Beschreibung der verschiedenen Berechnungsansätze stellt sich natürlich die Frage, wie genau die Ergebnisse vor dem Hintergrund der getroffenen Vereinfachungen sind. Hierzu wurden die Geometrien an Schlauchmodellen im Maßstab 1:12 bis 1:15 unter verschiedenen hydraulischen Randbedingungen gemessen (s. Kapitel 7.2) und den Berechnungsergebnissen, des in Kapitel 4.3.3 beschriebenen Näherungsverfahrens gegenübergestellt.

Grundsätzlich kann dabei die Übertragung der dimensionslosen Parameter in den Modellmaßstab auf zwei Wegen erfolgen: Zunächst ist es naheliegend die Schlauchhöhe  $h_s$  zu verwenden, was aber bedeutet, dass die Schlauchhöhen im Vergleich von analytischem und physikalischem Modell immer identisch sind. Die Qualität der Berechnung muss dann anhand von Form und Umfang der Schlauchmembran beurteilt werden. Damit ergeben sich aber Schlauchkörper, die sich in ihren Querschnittskennzahlen unterscheiden. Besser erscheint es daher, den zweiten Weg zu beschreiten und die rechnerische Schlauchhöhe iterativ zu ermitteln, so dass der Schlauchumfang und ggf. der Befestigungsabstand in Berechnung und Modell übereinstimmen. Die Bewertung kann somit durch einen Vergleich der Schlauchhöhen erfolgen, dem eigentlich wichtigsten geometrischen Parameter.

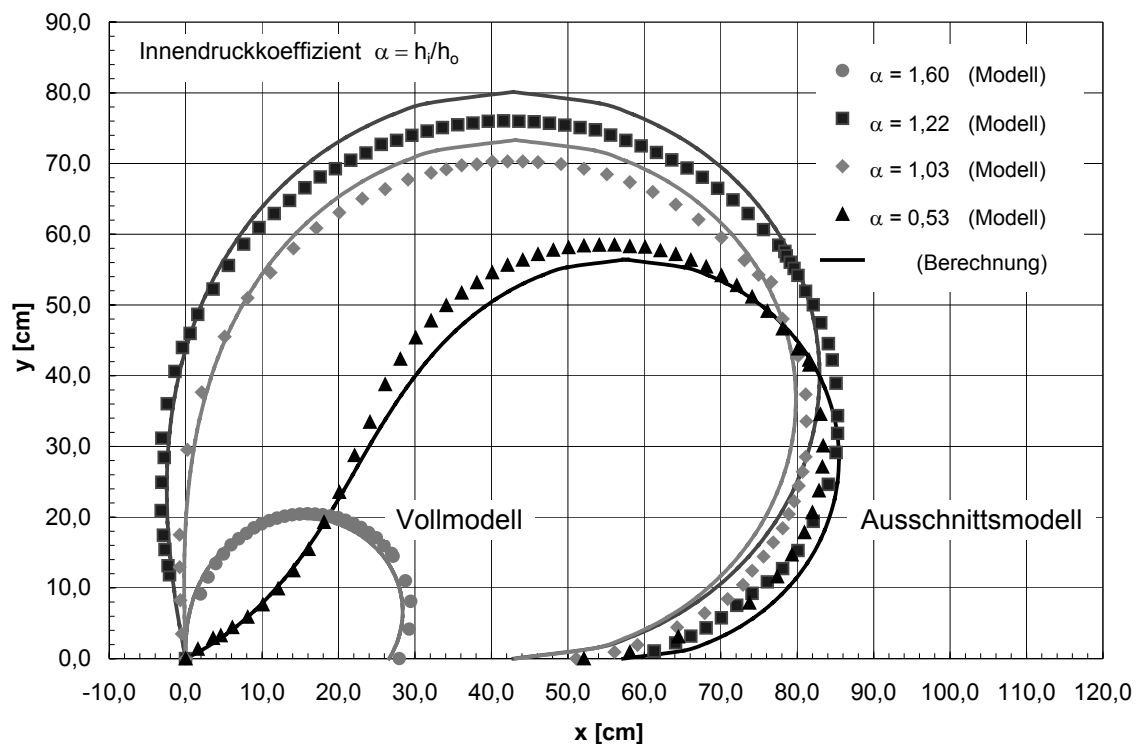


**Abbildung 4.15:** Schlauchform für Wasserfüllung, hydrostatisch (nicht überströmt), Berechnung nach dem Näherungsverfahren und Messung am physikalischen Modell

Die nach dem Näherungsverfahren berechneten Schlauchformen zeigen bei Wasserfüllung für den Fall ohne Überströmung und ohne Unterwassereinfluss eine sehr gute Übereinstimmung mit den Modellversuchen: Die mittlere Abwei-



chung der berechneten Schlauchhöhen beträgt in 9 von 10 Versuchen 1,6 % (Innendruckkoeffizienten  $\alpha = 1,26$  bis  $1,98$ ). Lediglich für den Versuch mit einem Innendruckkoeffizienten von  $\alpha = 1,04$  ergeben sich Abweichungen von 15 %. Diese große Differenz ist darauf zurückzuführen, dass sich für  $\alpha = 1,00$  sowohl Modellversuch als auch Berechnungsverfahren in einem Grenzbereich befinden. Hier gibt es keine physikalische und keine numerische Lösung, da ein minimaler Überdruck vorhanden sein muss, ohne dass der Schlauchkörper überströmt wird (s. Tabelle 4.2 und Abbildung 4.8; für  $\alpha \rightarrow 1,00$  gilt  $t \rightarrow 0$ ). In Abbildung 4.15 ist eine Auswahl von berechneten und gemessenen Schlauchformen an den beiden wassergefüllten Modellen dargestellt, wobei anzumerken ist, dass es sich bei  $\alpha = 1,98$  um eine „unvollständige“ Schlauchform handelt ( $\beta_u < \pi$ ).



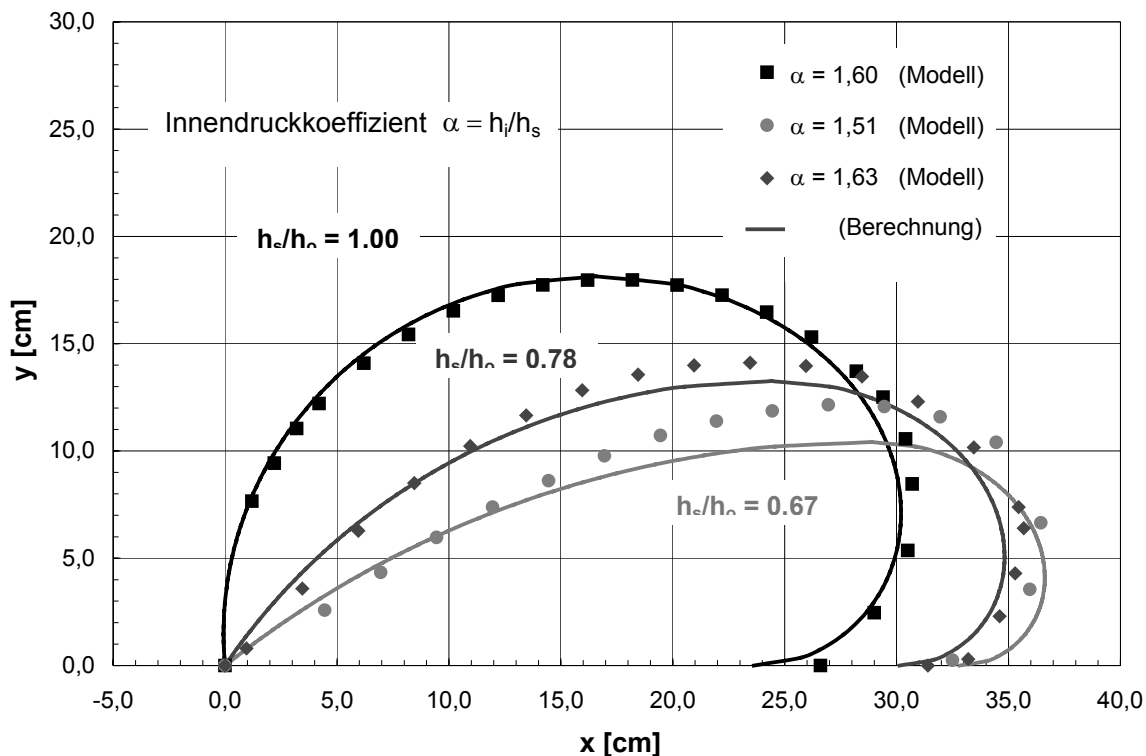
**Abbildung 4.16:** Schlauchform für Luftfüllung, hydrostatisch (nicht überströmt), Berechnung nach dem Näherungsverfahren und Messung am physikalischen Modell

Bei Luftfüllung zeigt sich ebenfalls eine sehr gute Übereinstimmung für die durchgeführten Versuchsreihen am Vollmodell und am Ausschnittsmodell (s. Abbildung 4.16). Die mittlere Abweichung der berechneten und experimentell bestimmten Schlauchhöhen beträgt in vier Versuchen ca. 4,0 % (Bei  $\alpha = 1,60$  handelt es sich wieder um eine „unvollständige“ Schlauchform). Der scheinbar

unstetige Verlauf der berechneten Membrankurve in Abbildung 4.16 ist auf die polygonale Darstellung zurückzuführen: Im Scheitelpunkt des Schlauchkörpers muss natürlich eine horizontale Tangente auftreten.

#### 4.4.2 Wasserfüllung, überströmt ohne Unterwassereinfluss

In Abbildung 4.17 sind für den Fall mit Überströmung und ohne Unterwassereinfluss, die nach dem Näherungsverfahren berechneten und die gemessenen Schlauchformen am wassergefüllten Vollmodell gegenübergestellt.



**Abbildung 4.17:** Schlauchform für Wasserfüllung, überströmt/ohne Unterwassereinfluss - Berechnung nach dem Näherungsverfahren und Messung am physikalischen Modell

Die Schlauchgeometrie für  $\alpha = 1,60$  entspricht dem Bemessungszustand, die beiden anderen Geometrien entsprechen einer Schlauchhöhe von  $h_s/h_0 = 0,78$  bzw.  $h_s/h_0 = 0,67$ . Darüber hinaus ist ein Vergleich geringerer Schlauchhöhen nicht mehr möglich: Da die gemessenen Druckhöhen  $h_i$  im Schlauchinneren kleiner sind als der Oberwasserstand  $h_0$ , ergeben sich bei dem Näherungsverfahren für  $\alpha - h_0/h_s < 0$  (mit  $\alpha = h_i/h_s$ ) keine reellen Lösungen. Beim Vergleich der berechneten und gemessenen Geometrien in Abbildung 4.17 sind zunehmende

Abweichungen zu erkennen. Hier zeigt sich, dass die Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung entlang der Schlauchoberfläche nicht mehr der Realität entspricht. Gegenüber dem ruhenden Medium, bei dem ausschließlich die Schwerkraft die Druckverteilung bestimmt, erfährt die Flüssigkeit bei der Überströmung eine zusätzliche Beschleunigung in Fließrichtung mit der Folge, dass sich die Druckverteilung in der Vertikalen ändert. Die tatsächliche Druckverteilung weicht dann deutlicher von der hydrostatischen ab, als beim Näherungsverfahren angenommen wird (s.a. Kapitel 4.5).

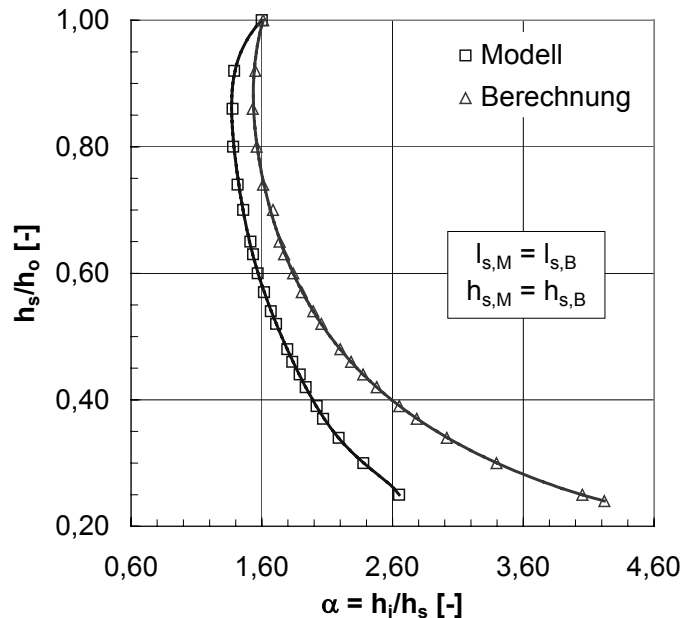
#### **4.4.3 Luft- und Wasserfüllung mit Unterwassereinfluss**

Der Vollständigkeit halber sei angemerkt, dass für den Fall mit Unterwassereinfluss keine Vergleiche zwischen Berechnung und Modellversuch durchgeführt wurden. Für überströmte wassergefüllte Schlauchwehre mit Unterwassereinfluss gilt das bereits in Kapitel 4.4.2 gesagte: Mit zunehmender Überströmungshöhe weicht die tatsächliche Druckverteilung mehr und mehr von der hydrostatischen ab. Hier lagen zwar Messungen vor, ein Vergleich mit der Berechnung war aber nicht möglich, da sich für die gemessenen Druckhöhen mit dem Näherungsverfahren keine reellen Lösungen ergaben ( $\alpha - h_o/h_s < 0$ ). Bei Luftfüllung kommt noch hinzu, dass der Einfluss des Unterwassers ansteigt und der Schlauchkörper schon bei geringen Unterwasserständen aufschwimmt. Aufgrund der geringeren Stabilität knickt der Schlauch schon bei geringen Überströmungshöhen ein, so dass kein repräsentativer Querschnitt mehr für eine Messung zur Verfügung steht.

#### **4.5 Schlussfolgerung und Empfehlung für die Anwendung des Näherungsverfahrens**

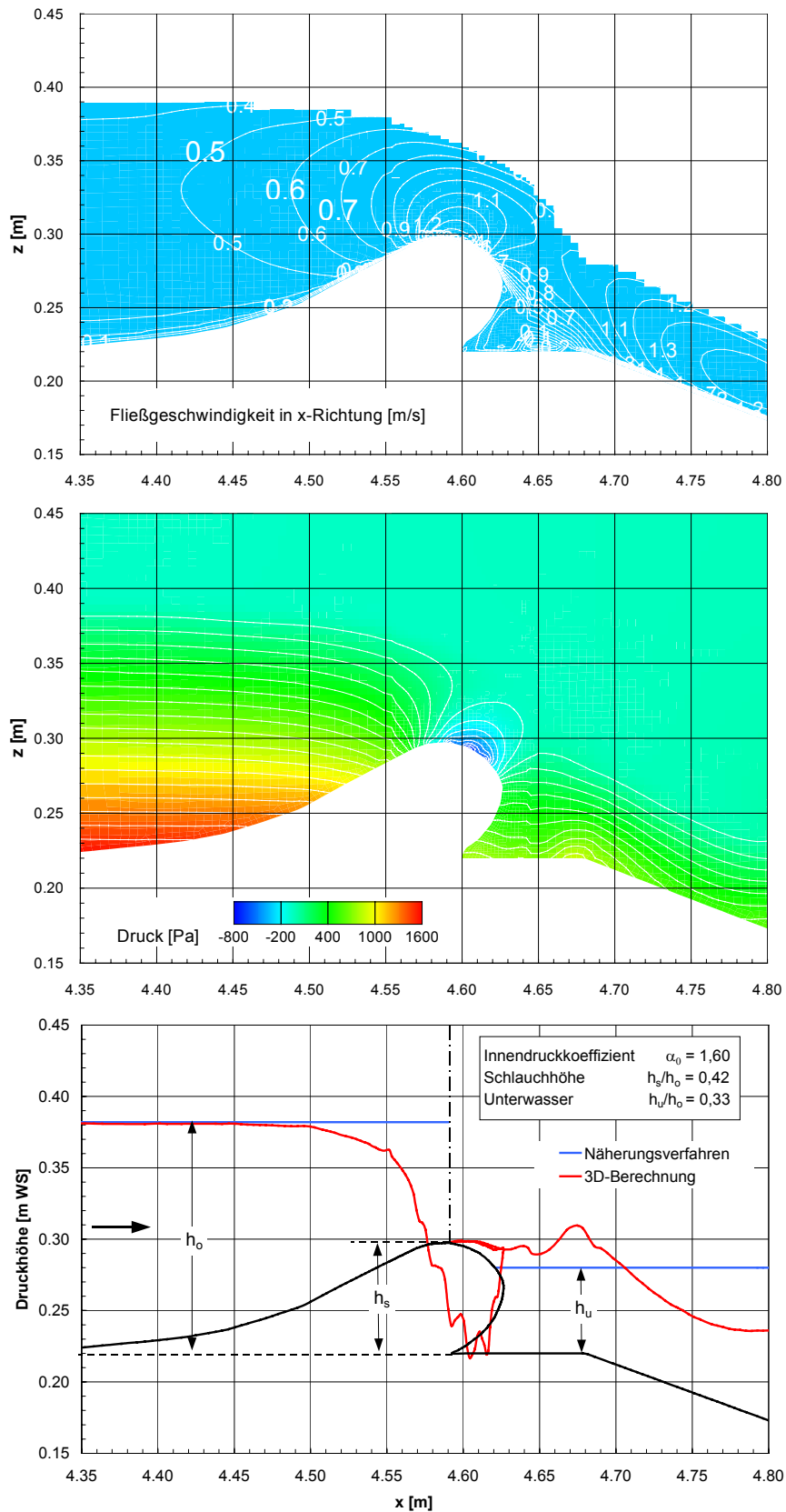
Das in MINISTRY OF LAND, INFRASTRUCTURE AND TRANSPORT, RIVER BUREAU (MLIT) 2000 vorgestellte Näherungsverfahren berücksichtigt zwar die Überströmung und den Einfluss hoher Unterwasserstände bei der Berechnung der Membrankraft und der Schlauchform, im Vergleich zu den gemessenen Schlauchgeometrien zeigen sich allerdings die Anwendungsgrenzen des hydrostatischen Ansatzes. Das Näherungsverfahren erscheint aber sehr gut geeignet für die Bemessung, d.h. für die Wahl des Innendruckkoeffizienten  $\alpha_0$  und des Schlauchumfangs  $l_s$ . Dies zeigt ein Vergleich berechneter und gemessener Schlauchgeometrien für Luft- und Wasserfüllung (s. Kapitel 4.4.1). Bei der Be-

rechnung überströmter Schlauchwehre treten dagegen große Abweichungen zu den Modellergebnissen auf: Diese nehmen mit zunehmender Überfallhöhe zu, wie aus einem Vergleich der Innendruckkoeffizienten in Modell und Berechnung bei gleicher Schlauchhöhe und gleichem Schlauchumfang zu sehen ist (s. Abbildung 4.18).



**Abbildung 4.18:** Innendruckkoeffizient im Modell und nach dem Näherungsverfahren bei gleicher Schlauchhöhe und gleichem Schlauchumfang (Wasserfüllung,  $\alpha_0 = 1,60$ ,  $h_o = \text{const.}$ ,  $h_u = 0,00$ )

Bei größeren Überströmungshöhen ergeben sich für einen Teil der in Tabelle 4.2 angegebenen Gleichungen keine reellen Lösungen mehr. Dies ist auf die Abweichung von der hydrostatischen Druckverteilung zurückzuführen, die infolge der beschleunigten Strömung mit steigender Überströmungshöhe zunimmt und beim Näherungsverfahren nicht berücksichtigt wird. Deutlich wird dies an den gemessenen Druckhöhen im Schlauchinneren, die niedriger als der Oberwasserstand sind. Der Einfluss wird aus einem Vergleich der hydrostatischen und der tatsächlichen Druckverteilung in Abbildung 4.19 deutlich: Dargestellt ist die Geometrie für eine Schlauchhöhe von  $h_s/h_o = 0,42$  und einen Unterwasserstand von  $h_u/h_o = 0,33$  (Versuchsreihe A), wie sie im Vollmodell gemessen wurde. Im unteren Bild ist die Druckverteilung über dem Schlauchkörper dargestellt, wie sie sich mit einer dreidimensionalen numerischen Berechnung COMET ergibt [BAW 2004]. Die gemessene Schlauchform wurde dabei als starre Strömungsberandung angenommen.



**Abbildung 4.19:** Druckverteilung entlang der Schlauchoberfläche ( $h_s/h_0 = 0,42$ ;  $h_u/h_0 = 0,42$ ) – Vergleich des hydrostatischen Ansatzes mit dem Ergebnis einer dreidimensionalen numerischen Berechnung [BAW 2004]

COMET basiert auf einem Finite-Volumen-Verfahren und erlaubt stationäre und instationäre, dreidimensionale Strömungs- und Transportprozesse in Gewässern mit freier Wasseroberfläche und brechenden Wellen zu berechnen. Bei diesem Verfahren wird nicht die freie Oberfläche als Modellrand betrachtet, sondern eine Mehrphasenströmung aus Wasser und Luft simuliert. Die freie Wasseroberfläche wird dann über die Wasserkonzentration festgelegt. Daher erstreckt sich im Ergebnis die Druckverteilung über das gesamte Modellgebiet und nicht nur über den Wasserkörper.

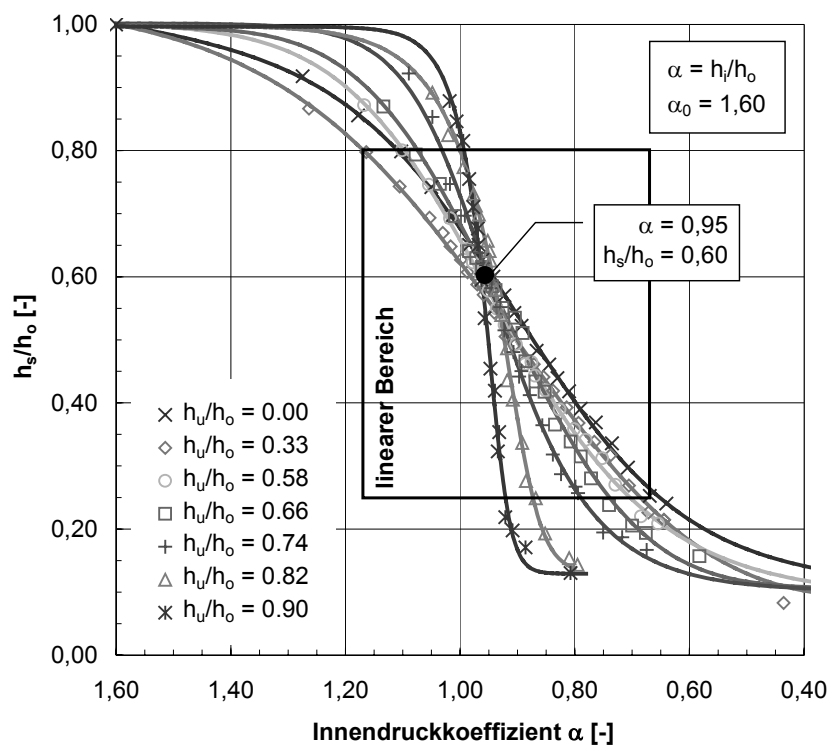
An der Darstellung der Berechnungsergebnisse ist ein Unterdruckbereich auf der Oberseite der Membran zu erkennen. Bei der Auftragung der Druckhöhe  $p/\gamma$  über der geodätischen Höhe des Schlauchkörpers (s. Abbildung 4.19, oberes Bild) werden die Unterschiede zwischen dem hydrostatischen Ansatz aus dem Näherungsverfahren und der tatsächlichen Druckverteilung auf der Schlauchoberseite deutlich. Dies zeigt sich auch an der Form der oberwasserseitigen Membran: Während sich nach dem Näherungsverfahren immer eine Kreisform mit dem Radius  $R$  ergibt, der für  $\alpha \rightarrow 1.00$  unendlich groß werden würde (s.a. Abbildung 4.8) stellt sich in der Natur als Folge der Nicht-hydrostatischen Druckverteilung eine konvexe Krümmung der Schlauchmembran ein. Ohne Berücksichtigung des dynamischen Druckanteils führt das Näherungsverfahren bei Überströmung immer zu niedrigeren Schlauchhöhen.

#### **4.6 Ermittlung empirischer Wasserstands-Abflussbeziehungen (Wehrbezugskurven) für wassergefüllte Schlauchwehre**

Analytische Verfahren zur Berechnung der Schlauchform in Abhängigkeit der Messgröße Innendruck ergeben ohne Berücksichtigung des realen Druckanteils des Wassers zu große Schlauchhöhen und sind damit nicht geeignet um Wasserstands-Abfluss-Beziehungen, sog. Wehrbezugskurven, mit hinreichender Genauigkeit zu bestimmen. Eine Alternative dazu bilden die physikalischen Modelluntersuchungen. In Abbildung 4.20 sind die gemessenen Schlauchhöhen für ein wassergefülltes Schlauchwehr ( $\alpha_0 = 1,60$ ) aufgetragen, bei dem der Unterwasserstand im Bereich  $0,00 < h_u/h_0 < 0,92$  variiert wird.

Aus der dimensionslosen Darstellung der Schlauchhöhe  $h_s/h_0$  in Abhängigkeit des Innendrucks  $\alpha = h_i/h_0$  kann Folgendes abgeleitet werden:

- Die Funktionenschar  $h_s/h_o = f(\alpha, h_u/h_o)$  weist zwischen  $0,25 < h_s/h_o < 0,80$  einen Bereich auf, in dem die Schlauchhöhe und der Innendruck in erster Näherung linear voneinander abhängig sind.
- Je höher der Unterwasserstand, desto größer ist dabei die Neigung der Geraden. Die Geraden schneiden sich in etwa im Punkt  $\alpha = 0,95, h_s/h_o = 0,60$ .
- Der Wertebereich der Messgröße  $h_i$  wird mit zunehmendem Unterwasserstand kleiner: Bei  $h_u/h_o = 0,33$  liegt die Druckhöhe im Schlauchinneren zwischen  $0,67 < \alpha < 1,07$  während sie sich bei  $h_u/h_o = 0,92$  nur noch im Bereich  $0,92 < \alpha < 1,00$  verändert. Das bedeutet: Bei hohen Unterwasserständen führt eine geringe Veränderung des Innendrucks zu einer großen Veränderung der Schlauchhöhe.



**Abbildung 4.20:** Schlauchhöhe bei Wasserfüllung in Abhängigkeit des Innendrucks bei verschiedenen Unterwasserständen ( $\alpha_0 = 1,60$ ;  $h_o = \text{const.}$ )

Im Bereich  $h_s/h_o > 0,60$  verhält sich die Kurve  $h_u/h_o = 0,00$  entgegen der Tendenz: Hier stellt überraschenderweise die Kurve  $h_u/h_o = 0,33$  die untere Begren-

zung der Kurvenschar dar, was wie folgt erklärbar ist: Im Vergleich der Messreihen zeigt sich, dass die Schlauchhöhe nicht nur vom statischen Druckanteil des höheren Unterwasserstands, sondern auch vom Überfallbeiwert abhängig ist. Das wird aus Abbildung 6.2 deutlich: Der Überfallbeiwert ist für  $h_u/h_o < 0,40$  (das entspricht  $h_s/h_o > 0,60$ ) bei der Kurve  $h_u/h_o = 0,33$  erheblich kleiner als für alle anderen Messreihen, so dass sich bei gleichem Abfluss eine größere Überfallhöhe und daraus eine kleinere Schlauchhöhe ergibt.

Im linearen Bereich kann die Funktion der Schlauchhöhe für  $h_u/h_o = 0,00$  durch eine Trendlinie mit folgender Geradengleichung beschrieben werden:

$$0,25 < h_s/h_o < 0,80 \quad \frac{h_s}{h_o} = -0,6305 + 1,3003 \alpha \quad (4.52)$$

(Messwerte/Trendlinie: Bestimmtheitsmaß  $r^2 = 0,9973$ , Standardabweichung  $\sigma = 0,0078$ )

Für den gesamten Untersuchungsbereich kann in guter Näherung folgende Funktion angegeben werden:

$$0,10 < h_s/h_o < 1,00 \quad \left( \frac{h_s}{h_o} \right)^{-1} = 1,4713 - 2,4342 \cdot \frac{\ln \alpha}{\alpha^2} \quad (4.53)$$

(Messwerte/Trendlinie: Bestimmtheitsmaß  $r^2 = 0,9868$ , Standardabweichung  $\sigma = 0,0267$ )



## 5 Finite-Elemente (FE)-Berechnungen

### 5.1 Zielsetzung der FE-Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit

Die Berechnung von Spannungen und Verformungen mit Hilfe von Finite-Elemente (FE)-Modellen ist heute Stand der Technik und bildet die Grundlage für die Bemessung von den verschiedensten Bauteilen. FE-Berechnungen setzen aber auch voraus, dass die Abmessungen, die Randbedingungen und das Werkstoffverhalten zumindest näherungsweise bekannt sind, da Abweichungen das Ergebnis beeinflussen können. Wenn beispielsweise eine zusätzliche Gewebeeinlage zur Aufnahme der Zugkräfte erforderlich ist, vergrößert dies auch die Steifigkeit des Verbundmaterials und die Lastabtragung in der Membran kann zusätzlich über Biegung erfolgen. Daher ist der Weg zur Bemessung eines Bauteils mit Hilfe der FE-Modellierung in den meisten Fällen ein iterativer Prozess.

Im Hinblick auf die getroffenen Annahmen in Kapitel 4 zur Berechnung von Geometrie und Membrankraft nach der Membrantheorie soll im Folgenden die Steifigkeit der Schlauchmembran durch die Anwendung der Schalentheorie berücksichtigt werden. Hierzu werden zunächst statische Analysen an verschiedenen FE-Modellen von Schlauchwehren durchgeführt, um den Einfluss der Modellierung zu untersuchen und das Modell zu validieren. Dann soll die Sensitivität gegenüber Materialkennwerten und Randbedingungen aufgezeigt werden. Für die Berechnung wird dabei das Programmpaket ABAQUS verwendet. Als Referenzmodell wurde zunächst ein 0,20 m breiter Ausschnitt des Vollmodells mit einer Fin gewählt, da hierfür Materialkennwerte (E-Modul aus Zugversuch) und Schlauchgeometrien für verschiedene Füllmedien und Innendrucke vorlagen. Das FE-Modell des Schlauchwehres besteht, wie bei dem System Bridgestone, aus zwei übereinander liegenden Membranen, die an der Unterwasserseite miteinander verbunden sind, und damit die Fin bilden. Das Konstruktionsprinzip hat für die FE-Berechnung den Vorteil, dass im unbelasteten Zustand ein völlig spannungsfreier Zustand vorliegt. Die Betrachtung der Wangenbereiche ist mit ABAQUS nicht möglich, da der Eigenkontakt von Schalen- oder Membranelementen, wie er durch die Faltenbildung entsteht, im derzeitigen Funktionsumfang nicht vorgesehen ist (Der Kontakt zwischen Schlauchkörper und Wehrschwelle kann dagegen berücksichtigt werden). Nach dem gleichen Konstruktionsprinzip wurde ein zweites FE-Modell in einer naturähnlichen Größenskala (Schlauchhöhe ca. 3,50 m) erstellt, an dem der Einfluss der Befestigungsschiene auf den Schnittgrößenverlauf in der Membran aufgezeigt wird.

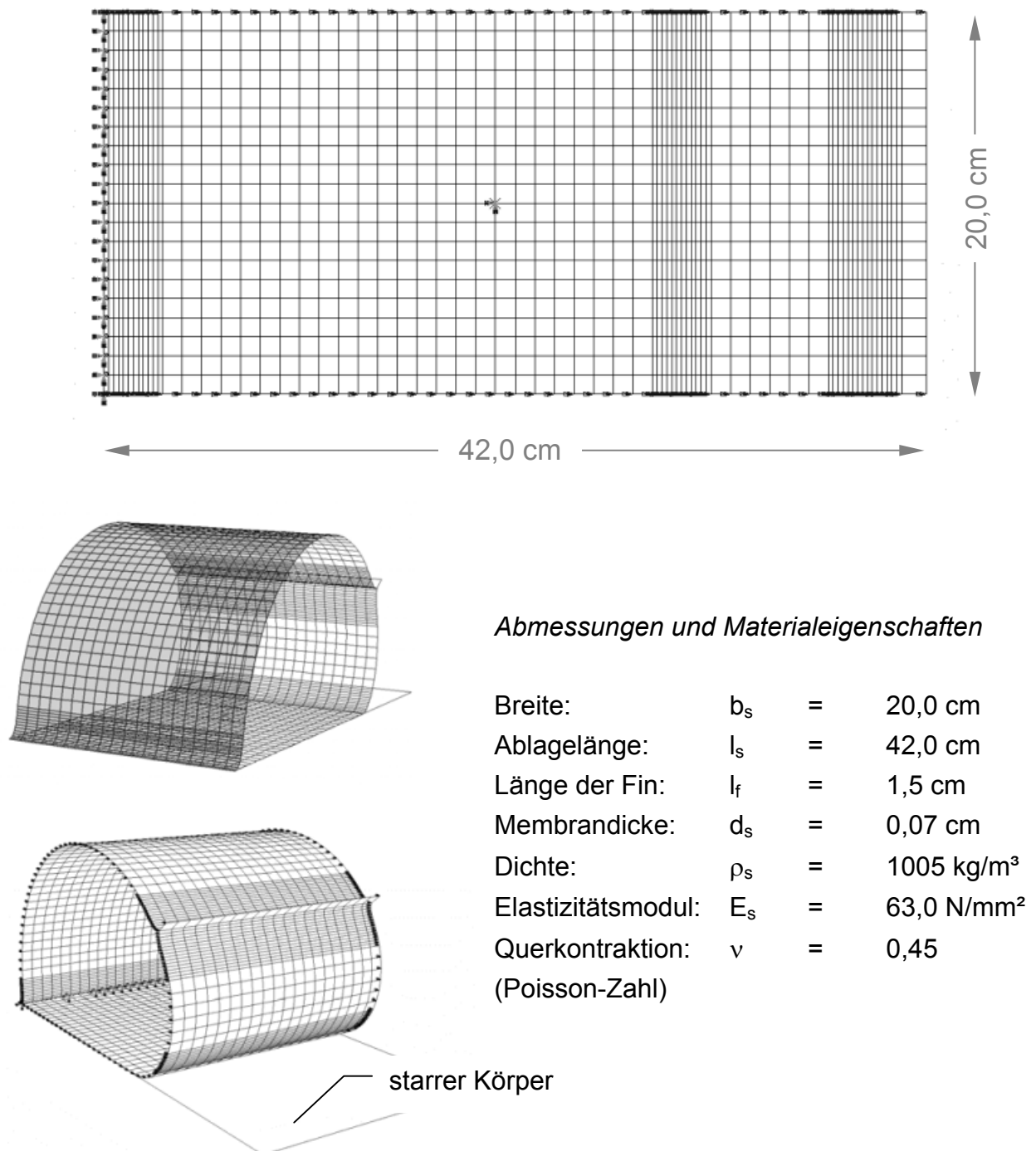
## 5.2 Beschreibung des verwendeten Programmpakets ABAQUS

ABAQUS ist ein kommerzielles Finite-Elemente (FE)-Programmpaket zur Lösung strukturmechanischer Probleme. Neben der statischen und dynamischen Analyse liegen die Anwendungsschwerpunkte im Bereich großer Verschiebungen, Rotationen und Dehnungen. Mit ABAQUS können Kontaktprobleme, Beulen und Bruchmechanik sowie gekoppelte Wärme- und Spannungsanalysen, Akustik und Umformtechnik analysiert werden. Für die FE-Modellierung von Schlauchwehren wurde ABAQUS in der Version 6.5 verwendet, das in verschiedenen Modulen organisiert ist und neben dem eigentlichen Rechenkern ABAQUS/Standard aus dem interaktiven Präprozessor ABAQUS/CAE und dem Postprozessor ABAQUS/Viewer besteht. Mit Hilfe von ABAQUS/CAE können schrittweise Geometrie, Diskretisierung, Elementtypen, Materialkennwerte, Randbedingungen und Belastungsschritte definiert und das \*.inp -File als Grundlage für die Berechnung erzeugt werden. Bei einfachen Geometrien, wie beispielsweise bei dem Schlauchmodell, ist es effizienter das \*.inp -File von Hand zu editieren.

## 5.3 Statische Analyse des Vollmodells

### 5.3.1 Beschreibung des FE-Modells

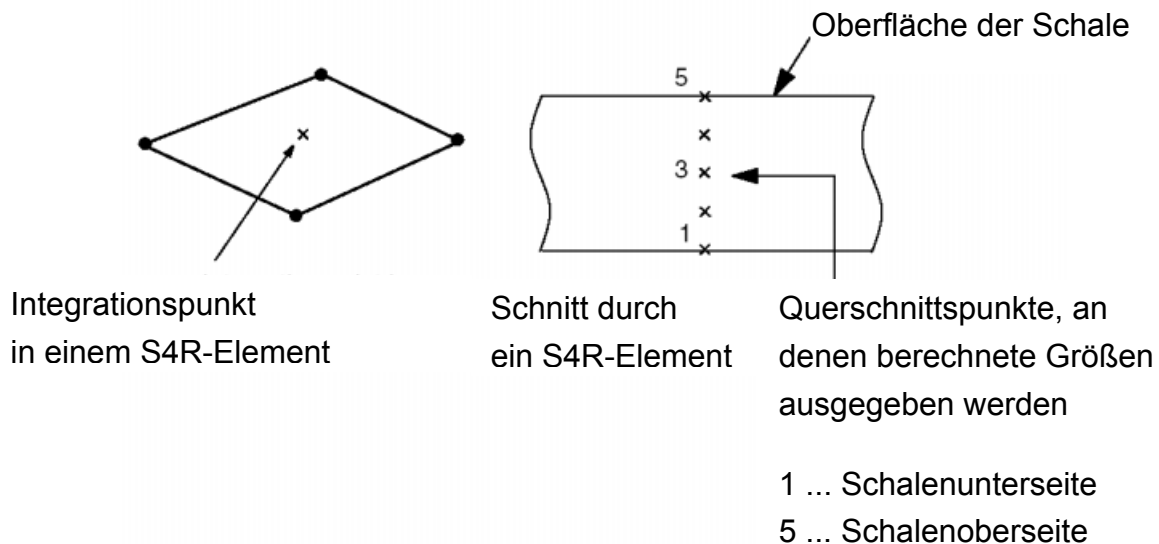
Für den Vergleich mit den physikalischen Modelluntersuchungen wurden die Abmessungen und die Materialeigenschaften des verwendeten Vollmodells verwendet, wobei der Elastizitätsmodul  $E_s$  über einen Zugversuch an einem genormten Schulterstab ermittelt wurde. Jede Membran wird als dünne, isotrope, elastische Schale modelliert (s. Abbildung 5.1). Da die Ausdehnung der Struktur in eine Richtung wesentlich kleiner als in die zwei anderen, dazu orthogonalen Richtungen ist (Verhältnis von Schalendicke zu charakteristischen Längen kleiner als 1/15), kann nach der Kirchhoff-Theorie die Biegung durch die Auslenkung der Mittelebene beschrieben werden. Das hierfür verwendete S4R-Element aus der Elementbibliothek von ABAQUS ist ein 4-Knoten-Schalenelement, reduziert integriert, mit Berücksichtigung großer Dehnungen. Reduziert integriert bedeutet dabei, dass in der Membranebene ein Gaußpunkt weniger pro Richtung verwendet wird, als zur exakten Integration erforderlich wäre (s. Abbildung 5.2). Dadurch verhalten sich diese Elemente weicher als „vollständig“ integrierte Elemente [ABAQUS THEORY MANUAL], die bei Elastomeren oft Versteifungserscheinungen zeigen.



**Abbildung 5.1:** Finite-Elemente-Modell eines Schlauchwehrs (20 cm breiter Ausschnitt des Vollmodells mit Fin) – Diskretisierung, Randbedingungen und Belastungen

Jeder Knoten des S4R-Elements hat 5 (+1) Freiheitsgrade  $u$ ,  $v$ ,  $w$ ,  $\theta_1$ ,  $\theta_2$ , ( $\theta_3$ ), so dass sich 24 Freiheitsgrade für ein Element ergeben. Der sechste Freiheitsgrad

$\theta_3$ , die Rotation um die Normale, ist verbunden mit einer kleinen Steifigkeit, die kaum Einfluss auf das Ergebnis hat. Damit ist eine einfachere Handhabung möglich. Zum Vergleich wurde außerdem ein S4-Element verwendet, das voll integriert wird, d.h. es erfolgt eine Integration über vier Gaußpunkte. Beide Elementtypen sind Mehrzweck-Schalenelemente für die Berechnung dünner und dicker Schalen. Sie haben eine lineare Ansatzfunktion, erlauben große Verdrehungen und große Dehnungen (engl. finite-strain-element), bei denen die Änderung der Schalendicke berücksichtigt wird. Das S4-Element benötigt aufgrund der vollen Integration aber eine 3 bis 4-fach größere Rechenzeit, während das S4R-Element das robustere Konvergenzverhalten aufweist. Im Vergleich zeigten sich keine nennenswerten Unterschiede bei den Berechnungsergebnissen, so dass im Weiteren aufgrund der geringeren Rechenzeiten das S4R-Element verwendet wurde.



**Abbildung 5.2** Konfiguration eines S4R-Elements in ABAQUS

Da es sich bei der Berechnung um ein ebenes Problem handelt, wäre im Prinzip die Modellierung mit einer Elementreihe als elastischer Ring ausreichend. Aus Gründen der Anschaulichkeit wurde aber ein 0,20 m breiter Streifen des Vollmodells mit S4R-Elementen diskretisiert. Obere und untere Membran bestehen dabei jeweils aus 1240 Schalenelementen, 62 in Längs- und 20 in Querrichtung. Die Elementgröße beträgt konstant  $1,0 \times 1,0 \text{ cm}^2$ , bis auf die Bereiche starker Krümmungen, bei denen ein ausgeprägtes Schalenverhalten erwartet wird: Hier wurde die Elementgröße auf  $0,10 \times 1,0 \text{ cm}^2$  verkleinert. Für die Wehrschwelle wird ein sogenanntes R3D4-Element mit derselben Grundfläche wie die Memb-

ran verwendet. Das 4-Knoten-Rigid (R3D4) Element ist ein ebener starrer Körper in der Elementbibliothek von ABAQUS, der 6 Freiheitsgrade besitzt. Die starren Elemente eignen sich besonders für die Analyse von Kontaktproblemen, bei denen der eine Kontaktpartner deformierbar (Schlauchkörper) und die Spannungsverteilung im anderen Kontaktpartner (Wehrschwelle) nicht von Interesse ist. Als Kontaktpartner wurde die Wehrschwelle als Master-Oberfläche und die Unterseite des Schlauchkörpers als Slave-Oberfläche definiert, die zu Beginn der Simulation in vollem Kontakt stehen (*\*CONTACT SURFACE -Option*). Die Normalenvektoren der beiden Kontaktflächen zeigen dabei in entgegengesetzte Richtungen. Die Randbedingungen (*\*BOUNDARY -Option*) wurden so gewählt, dass das oberwasserseitige Ende der beiden Membrane an der Sohle fixiert, d.h. voll eingespannt ist. Dies wird dadurch erreicht, dass alle Verschiebungs- und Rotationsfreiheitsgrade der ersten Knotenreihe auf Null gesetzt werden (Parameter *ENCASTRE*). Indem die Freiheitsgrade der beiden letzten Knotenreihen in der oberen und unteren Membran voneinander abhängig gesetzt werden (*\*EQUATION -Option*), entsteht die Fin und das statische System des Schlauchkörpers ist vollständig beschrieben (s. Abbildung 5.1). Für die Berechnung eines Schlauchwehrs mit zwei Befestigungsschienen werden die Freiheitsgrade für eine weitere Knotenreihe der unteren Membran auf Null gesetzt.

Das Elastomer wird als hyperelastischer Werkstoff (*\*HYPERELASTIC -Option*) betrachtet, dessen Eigenschaften durch den Schubmodul  $G_s$  und den Kompressionsmodul  $K_s$  beschrieben werden. In Voruntersuchungen hatte sich gezeigt, dass die Annahme eines ausschließlich elastischen Werkstoffs zu Problemen führt, insbesondere bei kleinen E-Moduli und den daraus resultierenden großen Verformungen. Da hierbei die Elastizität eines Materials konstant bleibt, sich das Material also linear verhält, gilt dieses Modell nur für kleine, nicht aber für die vorliegenden großen Verformungen. Dieses nichtlineare Materialverhalten, wie es häufig bei Elastomeren anzutreffen ist, wird als Hyperelastizität bezeichnet. In ABAQUS stehen verschiedene Werkstoffmodelle zur Verfügung, um das hyperelastische Verhalten zu beschreiben. Gemeinsam ist den Modellen, dass die Materialgesetze über die Dehnungsenergie formuliert und die Dehnungsenergie-dichte  $W$  als Funktion des Dehnungszustands beschrieben werden kann. Der Dehnungszustand wird dabei durch die drei Hauptstreckungen ( $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ ) dargestellt und die Spannungen  $\sigma_i$  ergeben sich durch partielle Ableitung der Dehnungsenergie-dichte [u.a. in WRIGGERS 2001]. Für das FE-Modell wurde das Mooney-Rivlin Modell (Parameter *polynomial, n=1*) verwendet, für das die Mate-

rialkonstanten  $C_{10}$ ,  $C_{01}$  und  $D_1$  im \*.inp -File anzugeben sind (*Polynomial* ist das Standard-Modell,  $n$  bezeichnet die Ordnung des Polynoms und für  $n=1$  entspricht *Polynomial* dem Mooney-Rivlin Modell). Für die Materialkonstanten gelten dabei folgende Zusammenhänge:

$$\text{Materialparameter für Mooney-Rivlin} \quad G_s = 2(C_{10} + C_{01}) \quad \text{und} \quad K_s = \frac{2}{D_1} \quad (5.1)$$

In Gleichung 5.1 bezeichnet  $G_s$  den Schubmodul (ABAQUS-Notation  $\mu_0$ ) und  $K_s$  den Kompressionsmodul (ABAQUS-Notation  $K_0$ ). Der Schubmodul, auch Gleit- oder Schermodul  $G_s$  ist eine Materialkonstante, die Auskunft über die lineare elastische Verformung infolge einer Querkraft oder Schubspannung gibt. Bei isotropen Materialien steht der Schubmodul mit dem Elastizitätsmodul  $E_s$  und der Querkontraktions- oder Poisson-Zahl  $\nu$  in folgender Beziehung:

$$\text{Schubmodul} \quad G_s = \frac{E_s}{2(1 + \nu)} \quad (5.2)$$

Der Kompressionsmodul  $K_s$  ist ebenfalls eine Materialkonstante, die von der Temperatur und vom Druck anhängig ist, und beschreibt die Volumenänderung infolge einer Druckänderung. Für Festkörper kann der Kompressionsmodul aus  $E_s$  und  $\nu$  wie folgt berechnet kann:

$$\text{Kompressionsmodul} \quad K_s = \frac{E_s}{3(1 - 2\nu)} \quad (5.3)$$

Inkompressible Werkstoffe sind gekennzeichnet durch Querkontraktionszahlen  $\nu \rightarrow 0,5$ . Damit wird der Kompressionsmodul  $K_s$  unendlich und es gilt:

$$\text{Inkompressibilität} (\nu \rightarrow 0,5) \quad K_s \rightarrow \infty \quad G_s = \frac{E_s}{3} \quad (5.4)$$

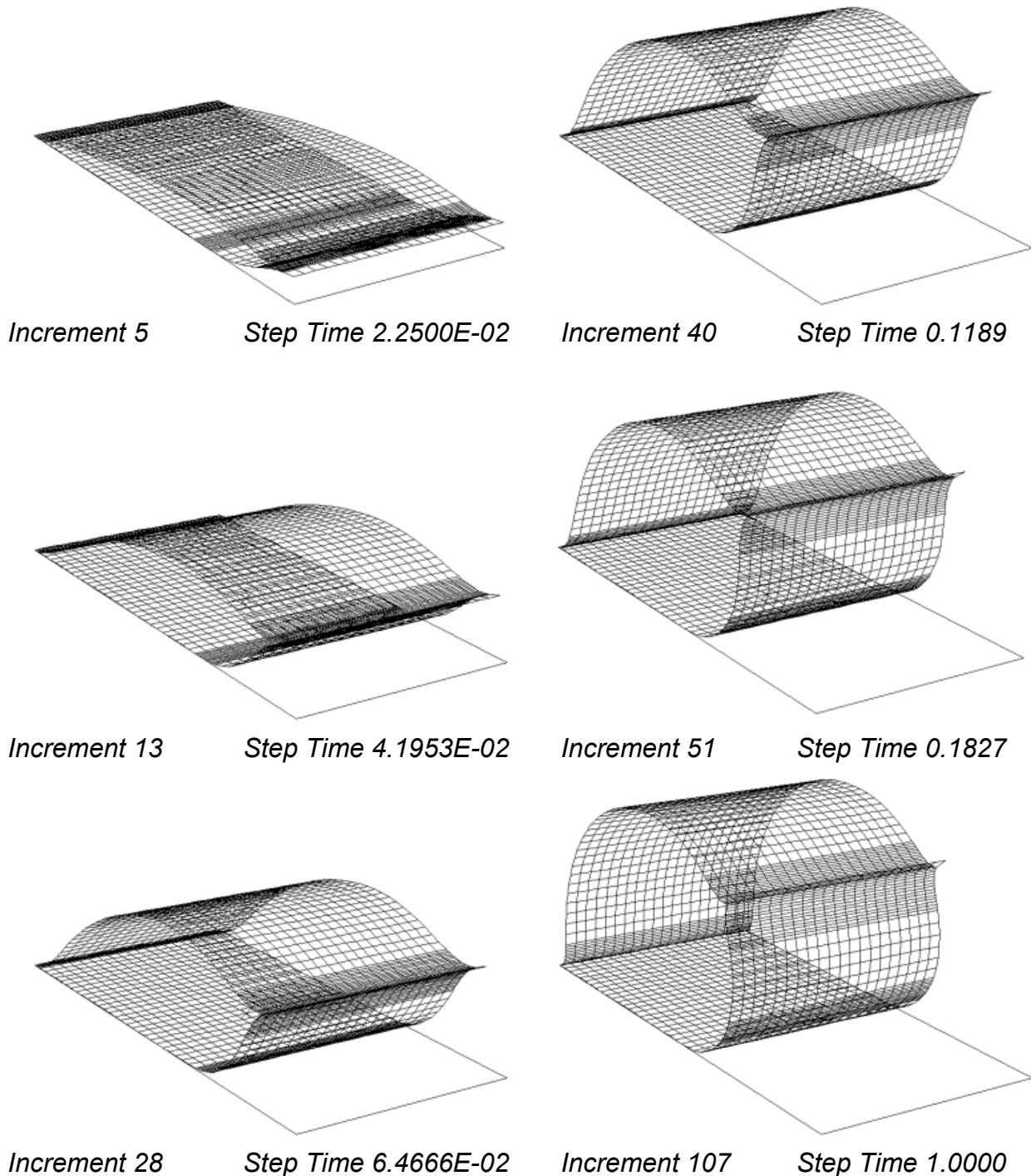
Für die Materialien wurden die im Zugversuch bestimmten E-Moduli verwendet und aufgrund der Eigenschaft, dass Elastomere nahezu inkompressibel sind, eine Querkontraktionszahl von  $\nu = 0,45$  angenommen. Schub- und Kompressionsmodul können damit mit Hilfe der Gleichungen 5.2 und 5.3 berechnet werden.

Nach Voruntersuchungen ergab sich eine Aufteilung des Schubmoduls auf die beiden Materialparameter mit  $C_{10} = 0,80 \cdot (G_s/2)$  und  $C_{01} = 0,20 \cdot (G_s/2)$ , die sich für die Berechnungen als geeignet erwies.

Die Belastungsgeschichte der statischen FE-Analyse (*\*STATIC -Option*) erfolgt in mehreren Berechnungsschritten (*\*STEP -Option*): Im ersten Berechnungsschritt wird das Eigengewicht aufgebracht (Parameter *GRAV*) und der Schlauch ohne das Vorhandensein von Wasser gefüllt (bei Luftfüllung Parameter *P*, bei Wasserfüllung Parameter *HP*). Beide wirken als verteilte Last (*\*DLOAD -Option*). Aufgrund der Nichtlinearität des Problems (Parameter *NLGEOM*) und zur Verbesserung der Konvergenz wird die Last nicht in einem Schritt aufgebracht: Der Innendruck wird dagegen schrittweise gesteigert und das Gleichungssystem für jede Druckänderung gelöst bis der vorgegebene Innendruck erreicht wird. Dabei werden in der Regel 4 bis 8 Iterationen je Lastschritt benötigt. Im zweiten Berechnungsschritt wird die hydrostatische Belastung vom Oberwasser aufgebracht. Hierzu wird, ebenfalls in der *\*DLOAD -Option*, eine hydrostatische Last für die oberstromige Seite des Schlauchkörpers definiert. Da die Elemente, auf die der Wasserdruck wirkt, vorab nicht vollständig bekannt sind, muss iterativ ermittelt werden, welche Elemente letztendlich vom Wasser benetzt werden (s. Abbildung 5.1) .

Bei ABAQUS kann ein verbessertes Konvergenz-Verhalten bei nichtlinearen Problemen erreicht werden, wenn der Parameter *stabilize* bei der *\*static -Option* verwendet wird. Dabei wird eine künstliche Dämpfung auf das Modell aufgebracht. Die maßgebende Größe für die künstlich stabilisierenden Kräfte und Momente (engl. *viscous forces and moments*) ist dabei der Dämpfungsfaktor (engl. *damping factor*), der von ABAQUS entweder intern bestimmt wird oder aber auch vom Anwender explizit angegeben werden kann. Insbesondere bei den ersten Berechnungsschritten, in denen der Schlauchkörper „von der Sohle abhebt“ treten häufig Konvergenzprobleme im Zusammenhang mit der Kontakt-Berechnung auf, die damit beherrschbar sind. Der positive Effekt der Stabilisierung kann allerdings auch zu unerwünschten Nebeneffekten führen: Da ABAQUS den Dämpfungsfaktor aus dem ersten Berechnungsschritt bestimmt und diesen für die weitere Berechnung als konstant annimmt, konvergiert die Berechnung zwar in wenigen Berechnungsschritten mit der Folge, dass die Berechnungsergebnisse deutlich beeinflusst werden und sogar falsch sein können. Daher empfiehlt es

sich, den Dämpfungsfaktor explizit anzugeben und so klein zu wählen, dass die stabilisierenden Kräfte und Momente verglichen mit den wirklich auftretenden Größen klein bleiben.



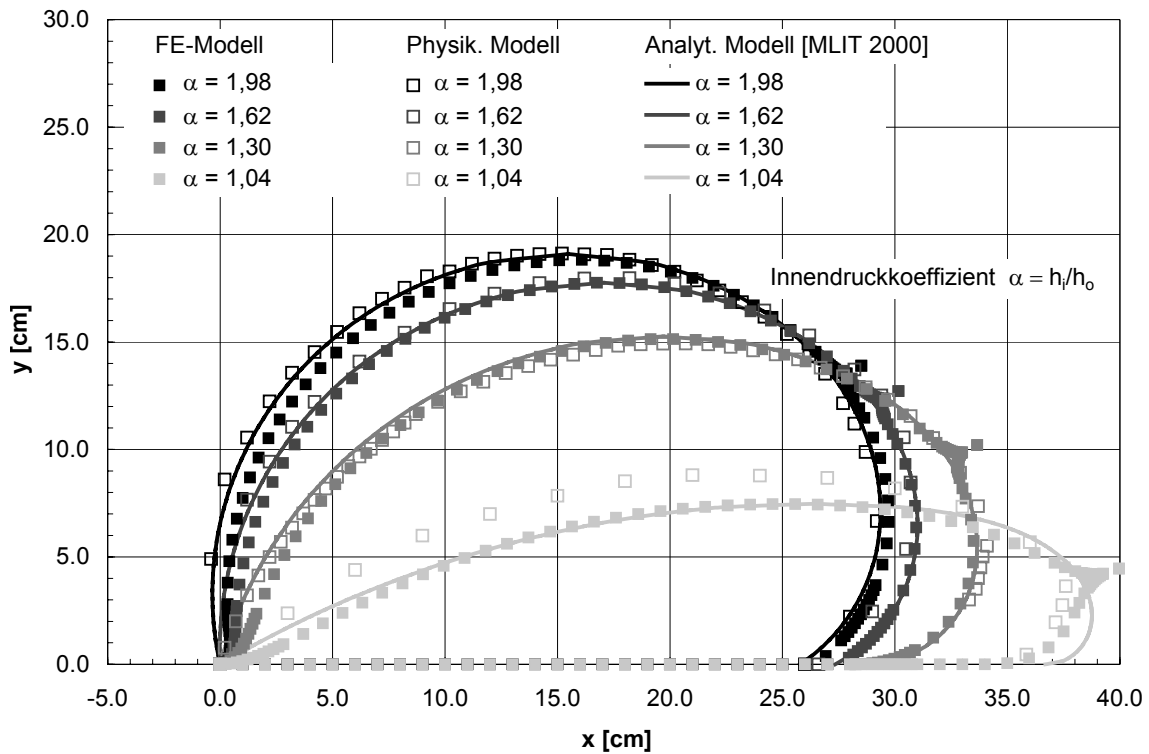
**Abbildung 5.3:** Einzelne Berechnungsschritte für ein wassergefülltes Schlauchwehr mit einer Befestigungsschiene ( $\alpha_0 = 1,60$ ;  $h_o/h_s = 1,0$ )



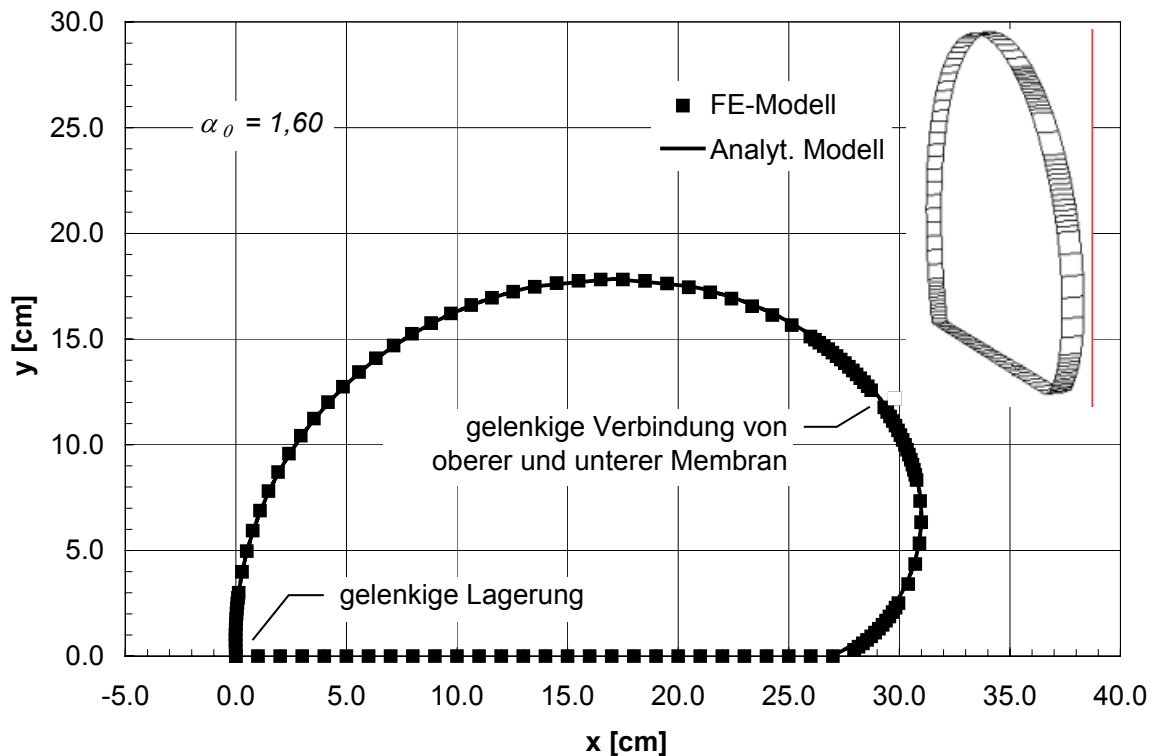
In Abbildung 5.3 sind Verformungen in den jeweiligen Berechnungsschritten von ABAQUS unter Verwendung der S4R-Elemente dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass gerade zu Beginn der Berechnung die Belastung in sehr kleinen Schritten aufgebracht werden muss, um den nächsten Gleichgewichtszustand zu erreichen: Eine geringe Änderung der Last bewirkt hier eine vergleichsweise große Verformung. Die Geometrie des Schlauchkörpers ändert sich mit zunehmender Schlauchhöhe im Verhältnis zur Belastungsänderung immer weniger, so dass die Lastschritte aufgrund des besseren Konvergenzverhaltens dann automatisch vergrößert werden. Bei einem Oberwasserstand von 16,0 cm und einer Druckhöhe von 27,0 cm im Schlauchinneren stellt sich schließlich eine Schlauchhöhe von 16,8 cm ein, so dass sich für das FE-Modell des wassergefüllten Schlauchs mit einer Befestigungsschiene ein Innendruckkoeffizient von  $\alpha_0 \approx 1,60$  ergibt (Step Time 1.0).

### 5.3.2 Ergebnis der FE-Berechnung im Vergleich zu den gemessenen und berechneten Geometrien bei Wasserfüllung

Auf Basis der gemessenen Schlauchgeometrien im Modellversuch kann das FE-Modell, insbesondere die dabei verwendete Diskretisierung, die Randbedingungen und das Werkstoffverhalten, validiert werden. Abbildung 5.4 zeigt die mit dem FE-Modell berechneten Geometrien für vier verschiedene Innendruckkoeffizienten zwischen  $\alpha_0 = 1,04$  und  $\alpha_0 = 1,98$ . Im Vergleich dazu sind die im Modellversuch gemessenen und die mit dem analytischen Modell [MLIT 2000] berechneten Geometrien dargestellt. Die Übereinstimmung der FE-Berechnungen mit dem Modellversuch ist bis auf  $\alpha_0 = 1,04$  sehr gut: Die Schlauchhöhen weichen maximal 1,5 % von den gemessenen ab und die Krümmungsradien auf der Wasser- und Luftseite werden in guter Näherung wieder gegeben. Zwischen FE-Berechnung und analytischer Berechnung zeigt sich dagegen für alle Innendruckkoeffizienten eine sehr gute Übereinstimmung. Unterschiede ergeben sich lediglich - wie erwartet - im Bereich der Fin und im Anschluss an die obere Befestigungsschiene, die auf die unterschiedlichen Randbedingungen der Schalen- bzw. Membranmodelle zurückzuführen sind: Die Einspannung der Randelemente im FE-Modell zum einen und die tangentiale Kräfteinleitung bei der analytischen Berechnung zum anderen. Bei gleicher Wahl der Randbedingungen im FE-Modell (Schale), d.h. gelenkige Lagerung an der oberstromigen Befestigungsschiene und gelenkige Verbindung der Fin, müsste sich also dieselbe Geometrie ergeben wie nach dem Näherungsverfahren.

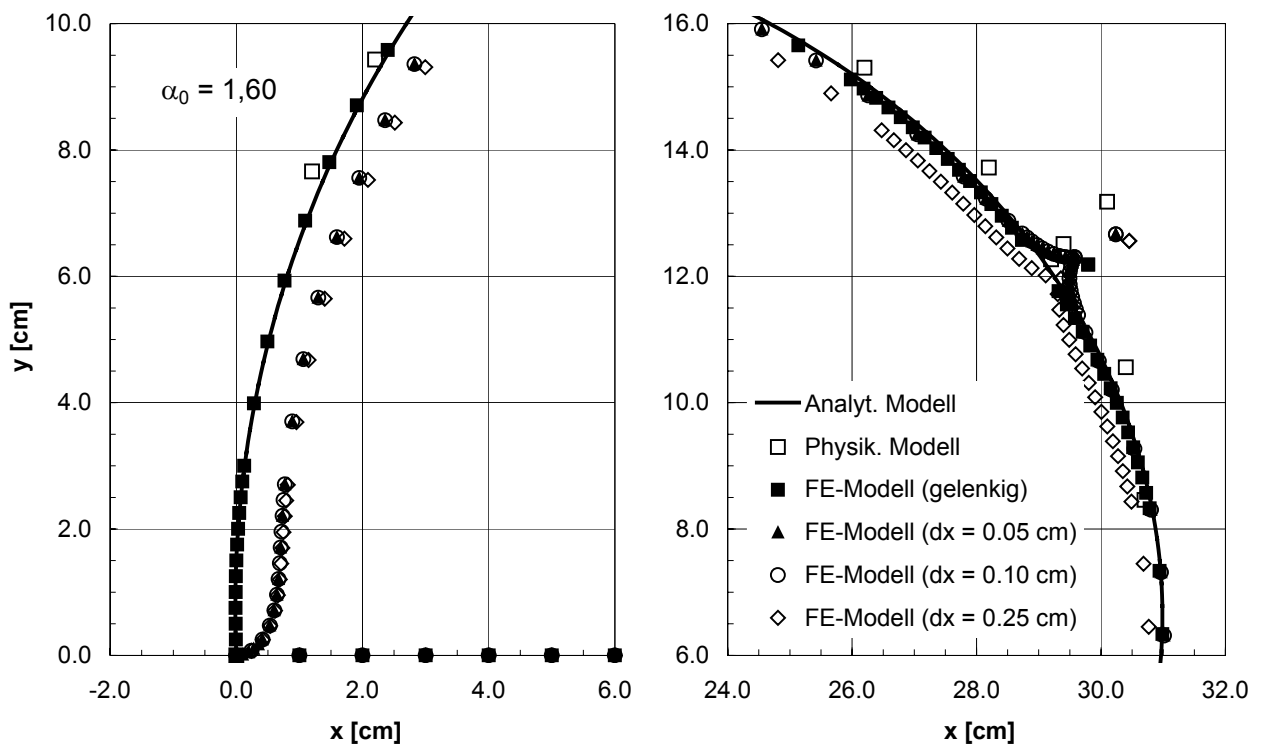


**Abbildung 5.4:** Berechnete Schlauchgeometrien mit dem FE-Modell und dem analytischen Modell [MLIT 2000] sowie Messungen aus dem physikalischen Modellversuch (Wasserfüllung, 2 Befestigungsschienen)



**Abbildung 5.5:** Berechnete Schlauchgeometrien mit dem FE-Modell für den reinen Membranspannungszustand und mit dem Analyt. Modell [MLIT 2000]

Dass dies der Fall ist, zeigt eine vergleichende Berechnung für einen Innendruckkoeffizienten von  $\alpha_0 = 1,60$  in Abbildung 5.5. Es fällt weiterhin auf, dass sich bei beiden Verfahren für  $\alpha = 1,04$  um ca. 15 % niedrigere Schlauchhöhen ergeben als im Modellversuch gemessen wurden. Dies ist wohl darauf zurückzuführen, dass sich Berechnung und Modellversuch für  $\alpha_0 \rightarrow 1,00$  in einem Grenzbereich befinden: Kleine Druckänderungen bewirken hier große Verformungen, die im Modellversuch nicht in der erforderlichen Genauigkeit zu erfassen sind. Insgesamt zeigt sich aber auch, dass das analytische Berechnungsverfahren, wie es in Kapitel 4 beschrieben ist, sehr gut geeignet ist, die Schlauchform in hinreichender Genauigkeit zu bestimmen.



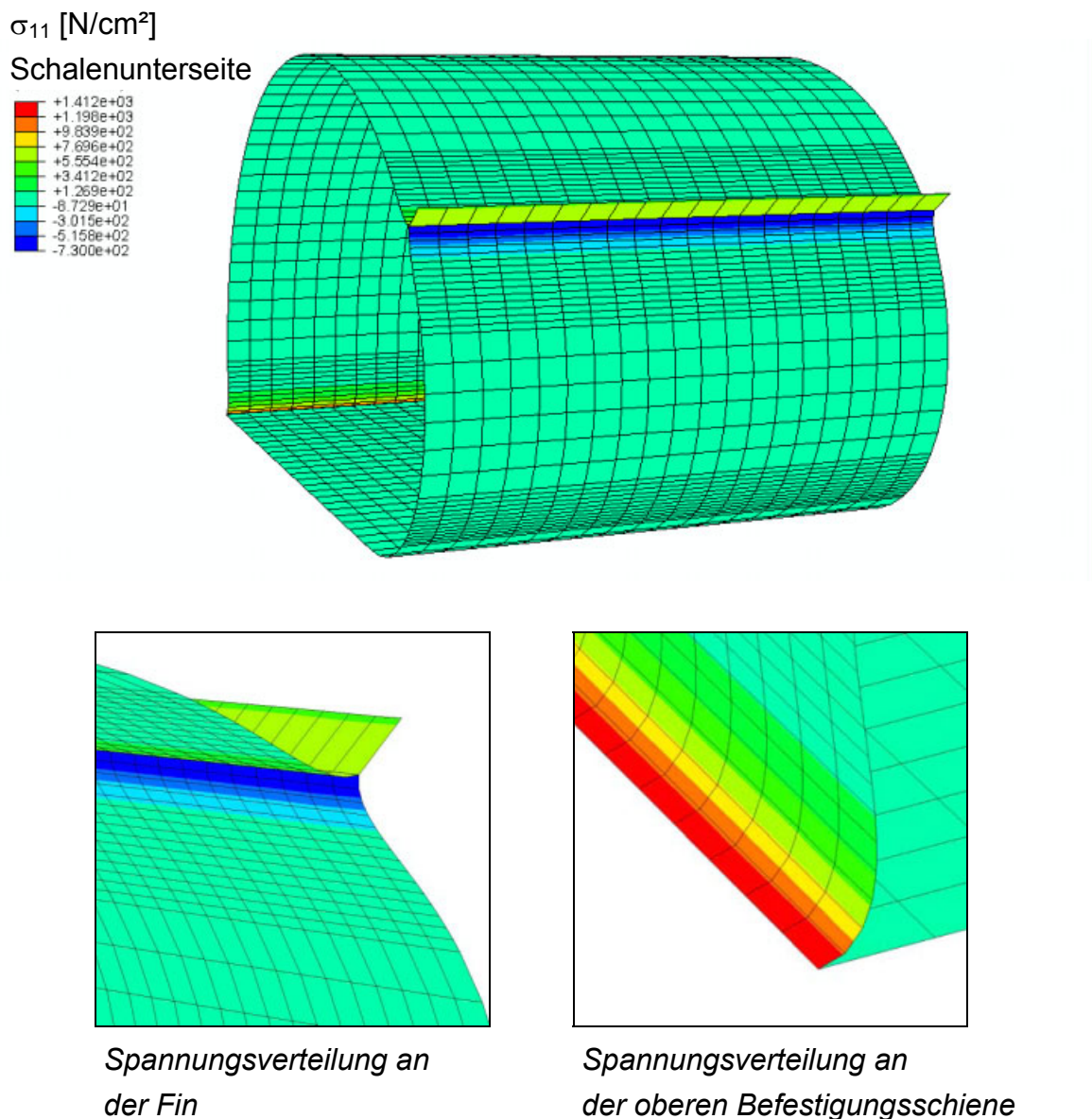
**Abbildung 5.6:** Einfluss der Diskretisierung der Randbereiche im FE-Modell (oberstromige Befestigungsschiene und Fin) auf die Verformungen

Die Randbereiche, in denen der ideale Membranspannungszustand in der Schale gestört ist und Biegespannungen auftreten, müssen aufgrund der großen Spannungsgradienten feiner diskretisiert werden. Dabei gilt: Je kleiner die Elementgrößen  $\Delta x$  gewählt werden, desto genauer wird der tatsächliche Spannungsverlauf approximiert. In Abbildung 5.6 sind die Berechnungsergebnisse für drei unterschiedlich diskretisierte Randbereiche ( $\Delta x = 0,05$  bis  $0,25$  cm) dargestellt. Es zeigt sich, dass eine Verfeinerung von  $0,25$  auf  $0,10$  cm einen merkli-

chen Einfluss auf die Geometrie hat, während eine noch feinere Auflösung keine weitere Verbesserung für das Berechnungsergebnis mit sich bringt.

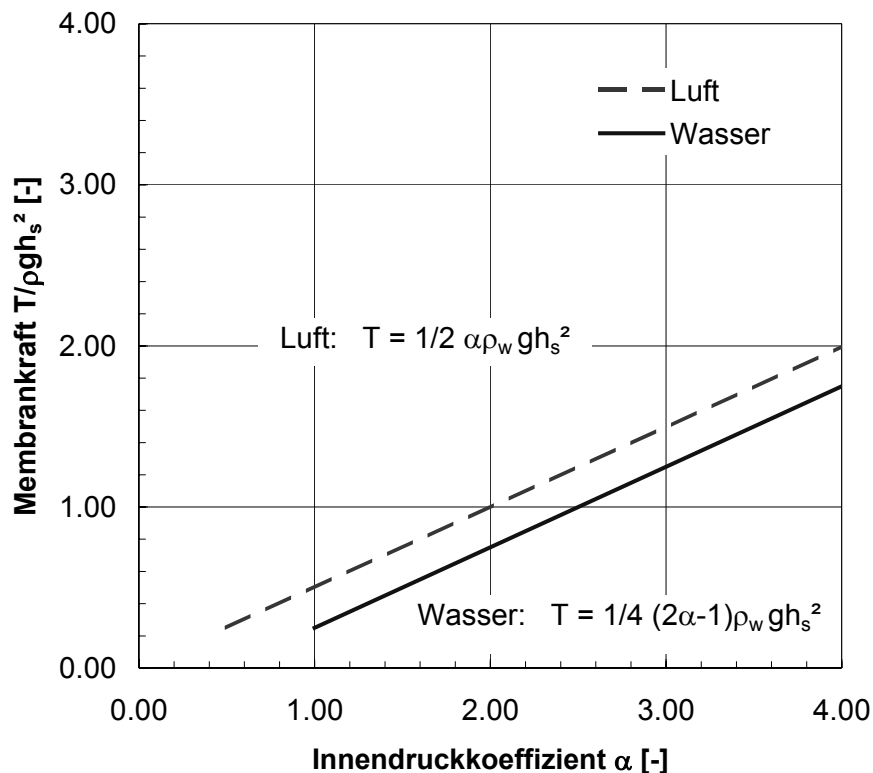
### 5.3.3 Spannungsverteilung im Vergleich zu zweidimensionalen Berechnungsansätzen bei Wasserfüllung

Bei der Verwendung von zweidimensionalen Berechnungsansätzen, wie sie in Kapitel 4 beschrieben werden, ergeben sich ausschließlich Zugspannungen, da die Kräfte in der Schlauchmembran nach der Membrantheorie auf ihre Mittelachse bezogen werden.



**Abbildung 5.7:** Spannungsverteilung in einem wassergefüllten Schlauchwehr mit einer Befestigungsschiene ( $\alpha_0 = 1,60$ ;  $h_o/h_s = 1,0$ )

In Abbildung 5.7 ist am Beispiel des Referenzmodells (S4R-Elemente) die Verteilung der Normalspannungen in Umfangsrichtung für den letzten Berechnungsschritt (Increment 181, Step Time 1.0) dargestellt. Angegeben sind die berechneten Normalspannungen im Integrationspunkt an der Schalenunterseite in Bezug auf die Flächennormale, d.h. für die obere Membran an der Innenseite und für die untere Membran an der Außenseite, also an der Kontaktfläche zum Ablagetisch. Während sich die Spannungsverteilung in Umfangsrichtung praktisch nicht ändert, ergeben sich - wie zu erwarten - im Bereich der Befestigungsschiene höhere Zugspannungen mit bis  $950 \text{ N/cm}^2$  und im Bereich unterhalb der Fin Druckspannungen mit bis zu  $840 \text{ N/cm}^2$ . Für das verwendete Schalenelement S4R ist der Spannungsverlauf im Querschnitt linear, mit Zugspannungen auf der Außenseite und Druckspannungen auf der Innenseite (im Hinblick auf den Krümmungsradius): Die Zug- bzw. Druckspannungen betragen außerhalb der stark gekrümmten Abschnitte im Mittel  $+62,1/-11,4 \text{ N/cm}^2$ .



**Abbildung 5.8:** Membrankraft für den vollständigen Schlauchkörper bei Luft- bzw. Wasserfüllung ohne Überströmung nach Gleichung 4.36 bzw. 4.37

Wenn die Spannungsverteilung aus der FE-Berechnung in eine Resultierende umgerechnet und konstant über die Wandstärke verteilt wird, ergibt sich eine mittlere Zugspannung von  $\sigma_{ABQ} = 25,3 \text{ N/cm}^2$ . Dies entspricht in etwa der Spannung, wie sie sich unter Verwendung des in Kapitel 4.3.3 beschriebenen analytischen Berechnungsansatzes nach der Membrantheorie ergibt: Zur Vereinfachung sind in Abbildung 5.8 die Gleichungen 4.36 und 4.37 für Luft- und Wasserfüllung in dimensionsloser Form und in Abhängigkeit des Innendruckkoeffizienten  $\alpha_0$  dargestellt. Daraus ergibt sich ...

$$\begin{aligned} \dots \text{für } \alpha_0 = 1,64 \text{ aus Abbildung 5.8: } T/\rho_w g h_s^2 &= 0,56 \\ T &= 0,56 \cdot 1000 \cdot 9,81 \cdot 0,18^2 \\ &= 178,0 \text{ N/m} \\ \sigma &= T/d_s = 25,4 \text{ N/cm}^2 \\ \sigma &\cong \sigma_{ABQ} \end{aligned}$$

### 5.3.4 Berechnung der Schnittgrößen aus der Spannungsverteilung

Wie in Abbildung 5.7 dargestellt, können die Spannungen an den Befestigungsschienen und an der Fin in den äußersten Materialfasern aufgrund der starken Krümmungen die querschnittsgemittelte Spannung um das mehr als 10-fache übersteigen. Im Gegensatz zur Membrantheorie kommt bei der Berechnung nach der Schalentheorie die Biegesteifigkeit des Materials zum Tragen, so dass bei der Krümmung auch ein Biegemoment erzeugt wird. Im Folgenden werden die Schnittgrößen aus der berechneten Spannungsverteilung ermittelt, um damit den Biegeanteil zu quantifizieren.

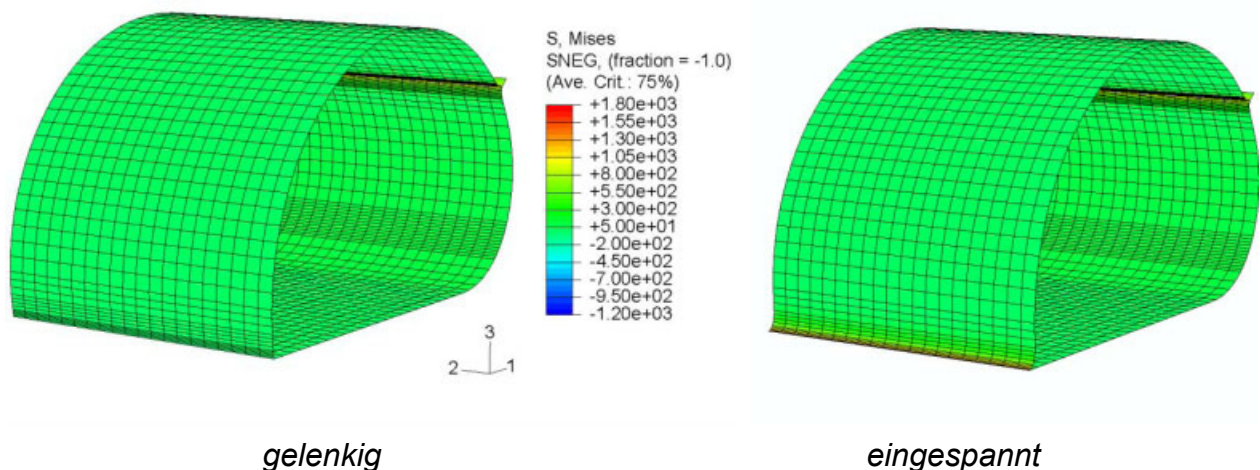
Die Normalspannung  $\sigma_i$  an einem beliebigen Punkt  $i$  im Querschnitt setzt sich aus den vier bekannten (Primär-) Schnittgrößen Normalkraft  $N$ , den Biegemomenten  $M_y$  und  $M_z$  sowie dem Wölbmoment  $M_w$  zusammen und berechnet sich wie folgt:

$$\text{Normalspannung} \quad \sigma_i = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} \cdot z_i + \frac{M_z}{I_z} \cdot y_i + \frac{M_w}{I_w} \cdot \omega_i \quad (5.5)$$

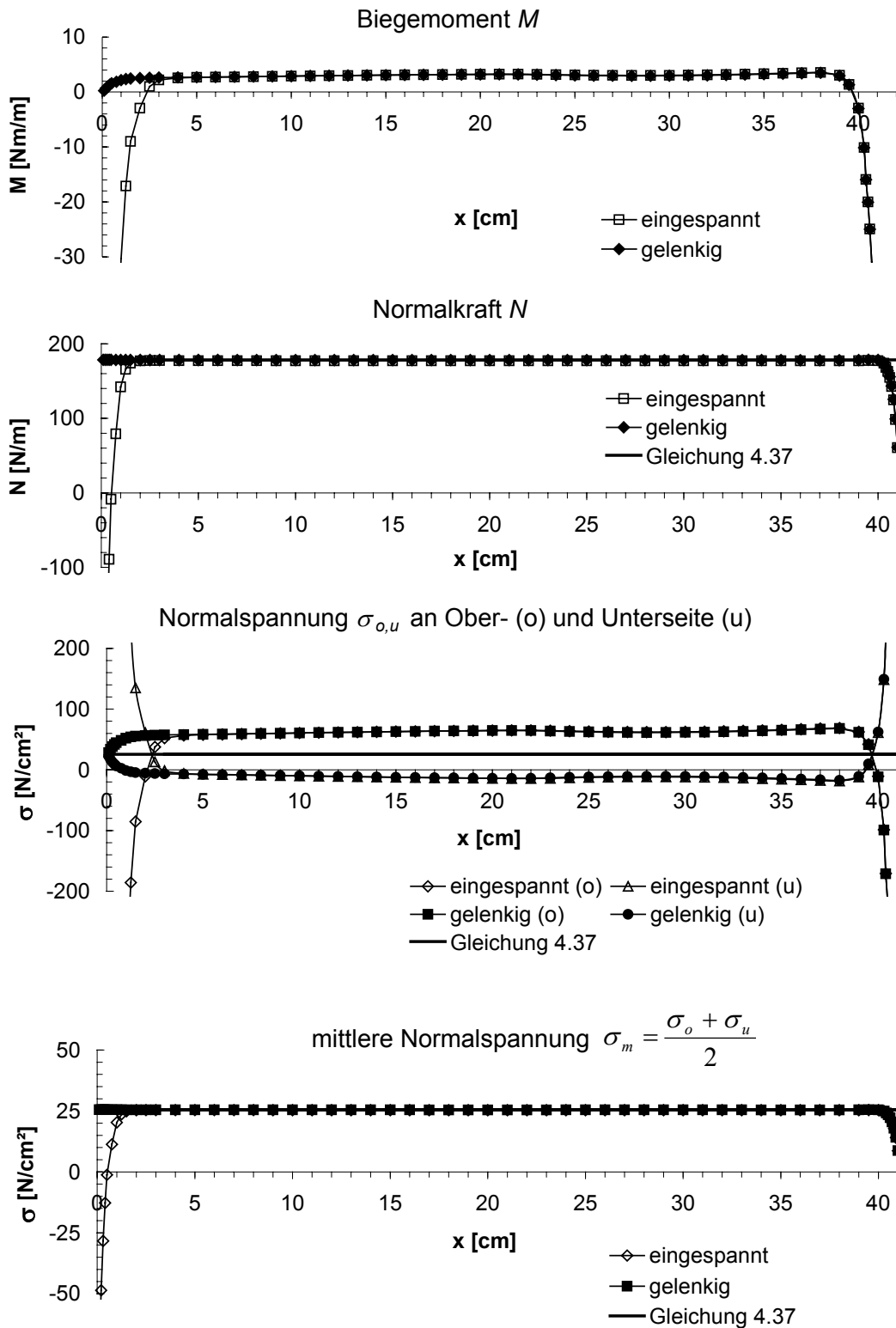
Das Wölbmoment  $M_\omega$  ( $I_\omega$  bezeichnet den Wölbwiderstand) kann für die Berechnung der Normalspannung vernachlässigt werden, da keine lokale Torsionsbeanspruchung der Schale vorhanden ist. Verwölbungen treten auf, wenn beispielsweise ein beidseitig eingespannter I-Träger mittig mit einem Torsionsmoment belastet wird. Die Verwölbungen der gedanklichen Schnittflächen in Trägermitte sind entgegengesetzt gerichtet und können nicht zwangsfrei wieder aneinandergesetzt werden [RAMM 2004]. Das Biegemoment  $M_z$  kann ebenfalls vernachlässigt werden aus den in Kapitel 3.1 beschriebenen Gründen. Damit resultieren die Normalspannungen nur aus 2 Primärschnittgrößen und können aus der bekannten Spannungsverteilung in den Integrationspunkten eines Schalenelements zurückgerechnet werden:

*Normalspannung* 
$$\sigma_i = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} \cdot z_i \quad (5.6)$$

Der so berechnete Schnittgrößenverlauf in der oberen Membran ist in Abbildung 5.10 für die Randbedingungen „Einspannung“ und „gelenkige Lagerung“ an der oberstromigen Befestigungsschiene dargestellt. Die entsprechende Spannungsverteilung ist in Abbildung 5.9 zu sehen.



**Abbildung 5.9:** Vergleich der Längsspannungen in einem wassergefüllten Schlauchwehr mit einer Befestigungsschiene ( $\alpha_0 = 1,60$ ,  $h_o/h_s = 1,0$ ) bei verschiedenen Randbedingungen an der oberwasserseitigen Befestigungsschiene



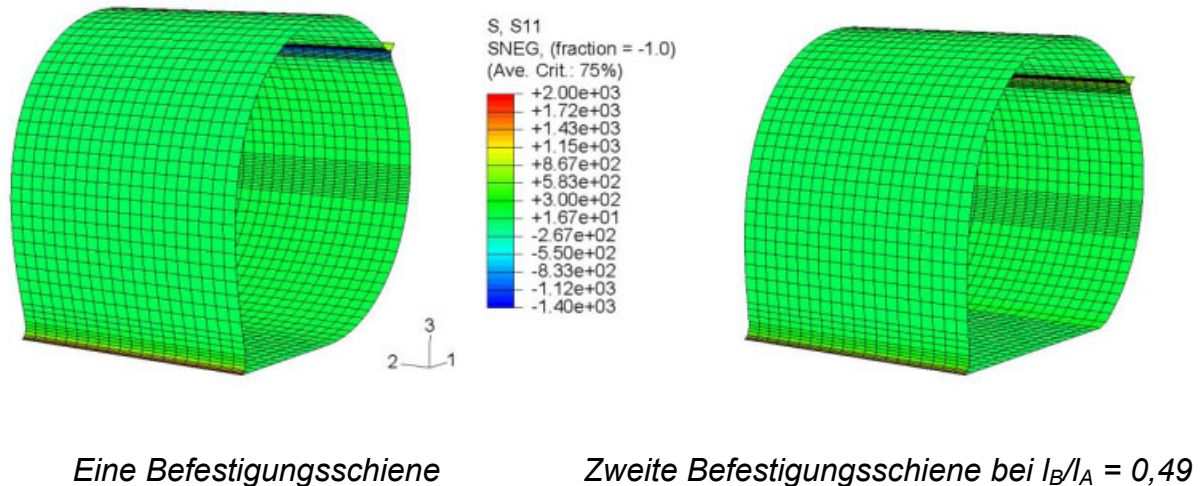
**Abbildung 5.10:** Verlauf der Normalspannungen und der daraus berechneten Schnittgrößen in der oberen Membran (Wasserfüllung, eine Befestigungsschiene,  $\alpha_0 = 1,60$ ,  $h_s/h_0 = 1,0$ ) bei verschiedenen Randbedingungen an der oberwasserseitigen Befestigungsschiene



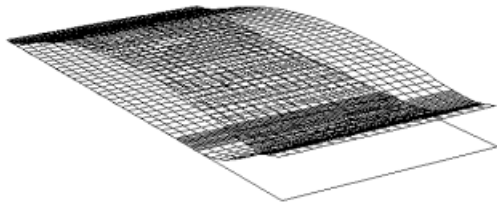
Der Vergleich zeigt, dass infolge der Einspannung die mittlere Normalspannung im Nahbereich ( $x \leq 2$  cm) der Befestigungsschiene und der Fin ( $x \geq 40$  cm) nicht mehr positiv (Zug) sondern negativ (Druck) wird. Außerhalb dieser stark gekrümmten Bereiche entspricht die mittlere Normalspannung der für den reinen Membranspannungszustand, wie sie z.B. mit Gleichung 4.37 berechnet werden kann. Betrachtet man in dem Bereich mit konstantem Momenten- und Normalkraftverlauf den Spannungsverlauf über den Querschnitt, so betragen die Normalspannungen an der Schalenober- bzw. unterseite  $\sigma_{o,u} = 25,3 \pm 36,7$  N/cm<sup>2</sup>. Der Spannungsanteil infolge Biegung ist hier in der äußersten Faser größer als der aus der Normalkraft. Das heißt eine Bemessung nach der Membrantheorie führt zu geringerer Sicherheit.

### 5.3.5 Einfluss der zweiten Befestigungsschiene bei Luftfüllung

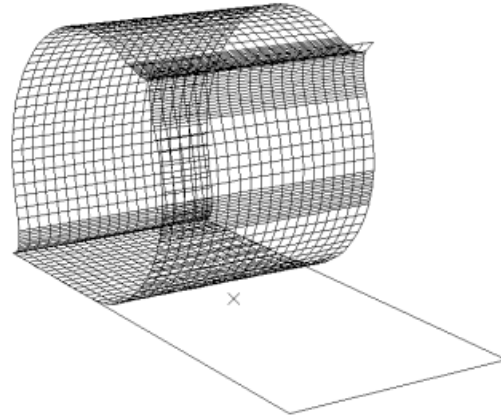
Die Berechnung für Luftfüllung erfolgt analog wie für Wasserfüllung, nur dass an der Innenseite der beiden Membrane ein konstanter Druck vorgegeben wird. In Abbildung 5.12 sind die Verformungen in den einzelnen Berechnungsschritten von ABAQUS dargestellt, die zugehörigen Längsspannungen an der Membranunterseite sind in Abbildung 5.11 zu sehen.



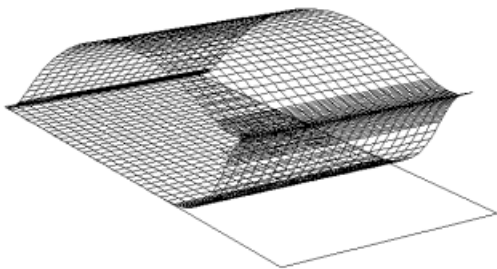
**Abbildung 5.11:** Vergleich der Längsspannungen in einem luftgefüllten Schlauchwehr mit einer und mit zwei Befestigungsschienen ( $h_o = h_i = 19,0$  cm WS)



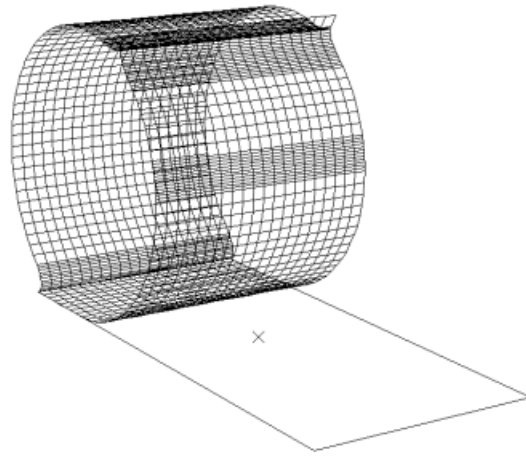
Step 1 Increment 70 Time 7.8658E-02



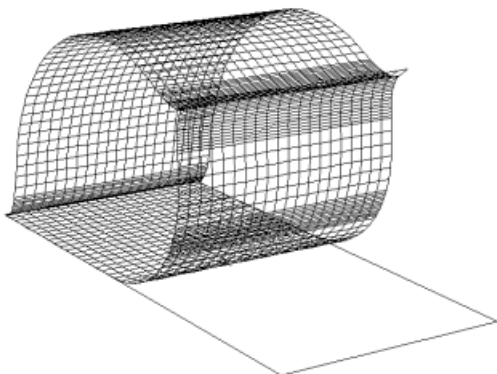
Step 1 Increment 120 Time 0.4263



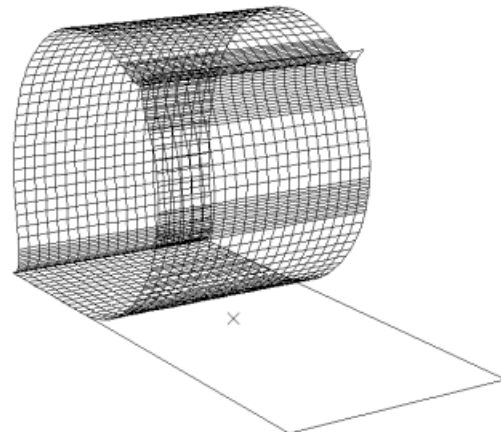
Step 1 Increment 90 Time 0.1492



Step 1 Increment 135 Time 1.0000



Step 1 Increment 110 Time 0.2905

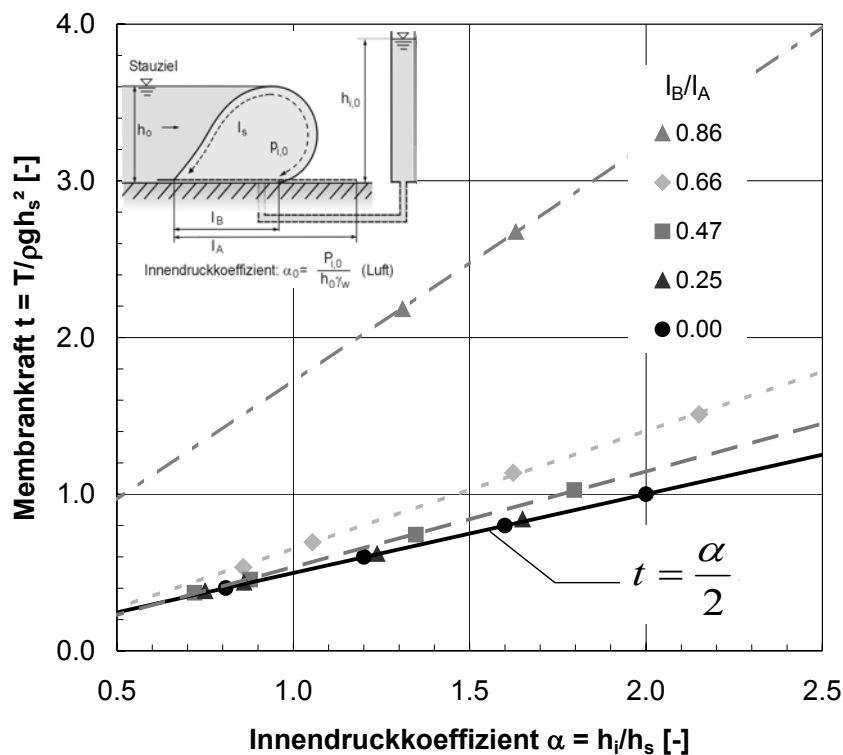


Step 2 Increment 20 Time 1.0000

**Abbildung 5.12:** Einzelne Berechnungsschritte von ABAQUS für ein luftgefülltes Schlauchwehr mit einer Befestigungsschiene ( $\alpha_0 = 1,00$ ,  $h_0/h_s = 1,0$ )

In Step 1 werden 135 Lastschritte benötigt, um eine Druckhöhe von 19,0 cm WS aufzubringen, wobei der Schlauchkörper einen nahezu kreisförmigen Querschnitt annimmt. Mit dem Aufbringen der hydrostatischen Belastung in Step 2 wird er schließlich in Richtung Unterwasser verformt. Dabei stellt sich mit einer Befestigungsschiene eine Schlauchhöhe von 24,6 cm ein (vollständige Schlauchform), während sich mit einer zweiten Befestigungsschiene im Abstand von 19,0 cm von der ersten, eine etwas niedrigere Schlauchhöhe von 23,1 cm ergibt (unvollständige Schlauchform). Der Oberwasserstand ist in beiden Fällen gleich und beträgt 19,0 cm.

Gerade bei Luftfüllung wird eine zweite Befestigungsschiene häufig eingesetzt, um den Schlauch bei erhöhten Unterwasserständen zu stabilisieren. Je größer der Befestigungsabstand dabei gewählt wird, je größer ist der erforderliche Innendruck und die daraus resultierende Membrankraft bei vorgegebener Schlauchhöhe. Als Grundlage für eine Bemessung sind in Abbildung 5.13 die Ergebnisse für eine Reihe von FE-Berechnungen dargestellt, wobei die dimensionslosen Kennzahlen für den Befestigungsabstand  $l_B/l_A$  und den Innendruckkoeffizienten  $\alpha$  verwendet werden, wie sie in Kapitel 4 eingeführt wurden.



**Abbildung 5.13:** Membrankraft in Abhängigkeit des Innendrucks und des Befestigungsabstandes bei Luftfüllung

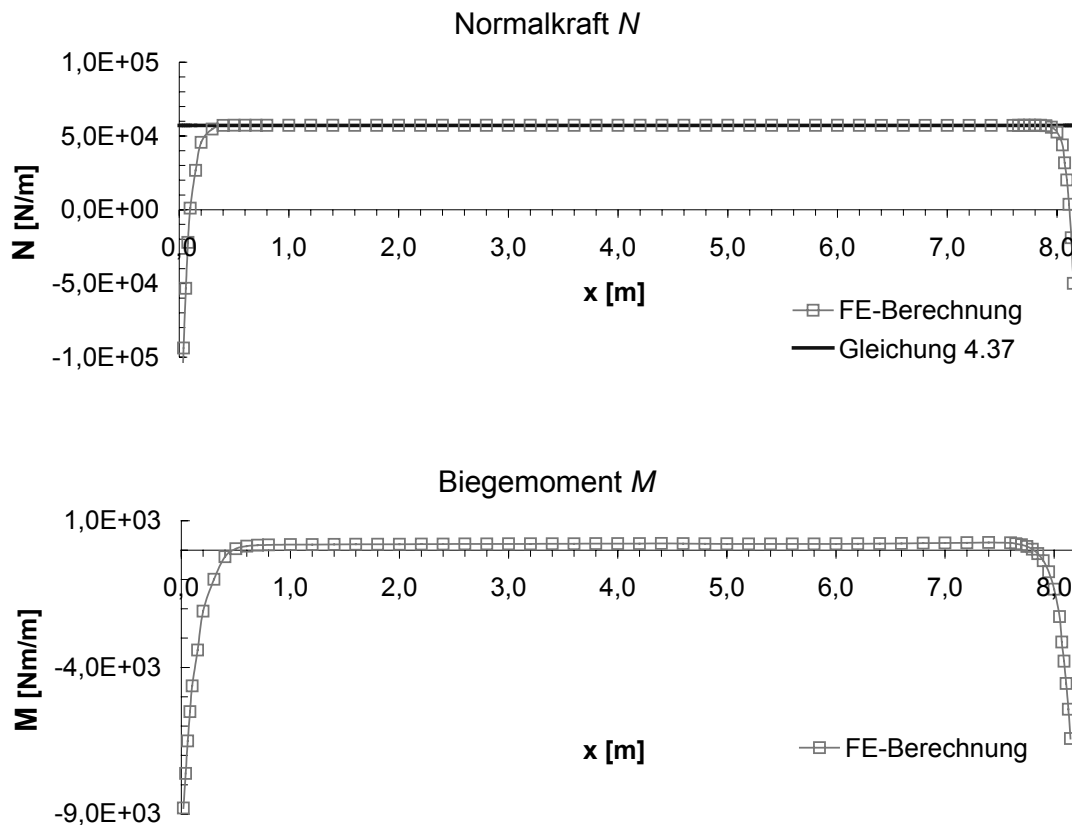
Für die FE-Berechnungen wurde der Befestigungsabstand im Bereich  $0,25 < l_B/l_A < 0,86$  und der Innendruck im Bereich 1500 und 4000 Pa variiert, entsprechend einer hydrostatischen Druckhöhe von 0,15 bis 0,40 m WS. Die Gerade  $t = \alpha/2$  für  $l_B/l_A = 0,0$  entspricht der Membrankraft für eine vollständige Schlauchform, wie sie auch mit Hilfe von Gleichung 4.36 berechnet werden kann. Der Fall  $l_B/l_A = 0,0$  bildet einen Grenzzustand, bei dem die Membran an beiden Enden an der Sohle fixiert ist. Das bedeutet  $h_s \rightarrow 0$  und  $t \rightarrow \infty$ .

#### 5.4 Berücksichtigung der Ergebnisse aus der FE-Berechnung für die statische Bemessung

Die FE-Berechnungen des Schlauchkörpers als dünne Schale haben gezeigt, dass die Spannungen in den Randbereichen deutlich größer sind, als sie sich nach der Membrantheorie ergeben. Daher soll im Folgenden untersucht werden, wie groß der Biegeanteil ist und ob dies Einfluss auf die Bemessung der Gewebereinlagen hat. Die Betrachtung erfolgt dabei exemplarisch am Beispiel eines wassergefüllten Schlauchwehrs mit einem Innendruckkoeffizienten von  $\alpha_0 = 1,50$  (Druckhöhe im Schlauchinneren  $h_i = 5,10$  m WS): Zugrunde liegt dabei das FE-Modell in Abbildung 5.1 aus S4R-Elementen, das im Maßstab 1:20 skaliert wurde, so dass sich ein 8,4 m langer und 4,0 m breiter Ausschnitt des Schlauchkörpers ergibt. Als Werkstoff wurde eine 3-lagige, 14 mm dicke Schlauchmembran angenommen, wie sie für diese Schlauchhöhen auch in der Praxis verwendet wird. Der E-Modul des Verbundwerkstoffs beträgt  $2550 \text{ N/mm}^2$  und für die Querkontraktionszahl wurde  $\nu = 0,45$  angenommen. Aus der Verteilung der berechneten Normalspannungen wurden mit dem in Kapitel 5.3.4 beschriebenen Weg die Schnittgrößen M und N ermittelt.

In Abbildung 5.14 ist der Schnittgrößenverlauf für die obere Membran des 3,45 m hohen Schlauchkörpers dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass die Normalkraft, bis auf die Randbereiche, mit  $5,74 \cdot 10^4 \text{ N/m}$  der nach Gleichung 4.37 ermittelten Membrankraft entspricht. Das Biegemoment beträgt  $2,24 \cdot 10^2 \text{ Nm/m}$ . In den Randbereichen dominiert die Biegung: Die mittlere Normalspannung wird infolge der Einspannung der Befestigungsschiene und der Fin nicht mehr positiv (Zug) sondern negativ (Druck). In diesen Bereichen sind Druckfestigkeit des Elastomers und Biegezugfestigkeit der Gewebereinlagen die maßgebenden mechanischen Eigenschaften für die Bemessung des Verbundwerkstoffs und weniger die Zugfestigkeit. Im Hinblick auf die Auswahl der Gewebereinlagen sind folglich Ma-

Materialien auszuwählen, die zum einen eine ausreichend hohe Zugfestigkeit aufweisen und zum anderen nicht zu spröde sind. Ein typisches Beispiel für einen spröden Werkstoff ist Aramid (Kevlar), der zwar eine um 10-fach höhere Zugfestigkeit als Polyester oder Polyamid aufweist, dafür aber bei Biegebeanspruchung früher bricht.



**Abbildung 5.14:** Schnittgrößenverlauf in der oberen Membran (Wasserfüllung, eine Befestigungsschiene,  $\alpha_0 = 1,50$ ,  $h_s/h_o = 1,0$ )

Mit zunehmender Dicke und Anzahl der Gewebelinien wird die gesamte Schlauchmembran steifer und die Belastung wird immer mehr über Biegung abgetragen. Um den Anteil der Biegespannungen für die Bemessung der Gewebelinien zu quantifizieren wird ein Element auf halber Schlauchhöhe ( $x = 4,0$  m) betrachtet, also in einem Bereich, in dem man erwarten würde, dass die Berechnung nach der Membrantheorie genügt und mit der Schalentheorie übereinstimmt. Die Normalspannung beträgt hier an der Oberseite der Schale  $1,08 \cdot 10^7$  N/m<sup>2</sup> und an der Unterseite  $-2,66 \cdot 10^6$  N/m<sup>2</sup>. Es treten also auch im Schwerpunkt nicht ausschließlich Zugspannungen auf, obwohl die Biegung nicht wie in den Randbereichen dominiert. Um den Anteil der Biegespannungen zu

veranschaulichen, können Moment und Normalkraft durch eine resultierende, exzentrisch zum Schwerpunkt wirkende Normalkraft mit der Exzentrizität  $e = M/N$  ersetzt werden. In dem vorliegenden Beispiel beträgt diese  $e = 5,4$  mm, d.h. die resultierende Normalkraft liegt noch innerhalb des Querschnitts: Der Anteil der Biegung an den Normalspannungen ist also im Verhältnis klein. Mit zunehmendem Innendruck wird der Anteil der Biegung immer kleiner, für Innendruckkoeffizienten  $\alpha_0 > 2,0$  „verschwindet“ die Druckzone an der Schalenunterseite und es treten ausschließlich Zugspannungen auf. Für die Bemessung ist es dann hinreichend genau, wenn die nach der Membrantheorie ermittelte Zugkraft für die Bemessung der Gewebeeinlagen angesetzt wird.

## 6 Hydraulische Bemessung

### 6.1 Allgemeines zur Hydraulik von Kontrollbauwerken

Kontrollbauwerke sind Querschnittsveränderungen im Gerinne, wie z.B. der Einengung des Fließquerschnitts oder der Anhebung der Gewässersohle, um den Wasserstand für die verschiedenen Nutzungsmöglichkeiten lokal zu erhöhen. Da in den meisten Fällen ein Fließwechsel - von Strömen nach Schießen - erreicht wird, und dabei nach dem Extremalprinzip die Grenzabflusstiefe (Froude-Zahl  $Fr = 1,0$ ) auftritt, „kontrolliert“ das Bauwerk den Oberwasserstand, d.h. bei vorgegebenem Abfluss  $Q$  ist der Wasserspiegelunterschied  $\Delta h$  festgelegt. Damit üben Kontrollbauwerke auf die Strömung eine Abflusskontrolle aus und es ergibt sich eine feste Beziehung zwischen Abfluss und Wassertiefe (Wasserstands-Abfluss-Beziehung oder Schlüsselkurve). Die gängige Abflussformel für überströmte Bauwerke kann dabei einfach unter Verwendung der Bernoulli-Gleichung hergeleitet werden, wie beispielsweise in NAUDASCHER 1992 dargelegt.

Für einen beliebigen Punkt in der Strömung und einen Referenzpunkt (mit Index  $o$ ) kann unter Vernachlässigung der Reibungsverluste die Bernoulli- oder Energiegleichung aufgestellt werden:

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = z_o + \frac{p_o}{\gamma} + \frac{v_o^2}{2g} \quad (6.1)$$

Ersetzt man  $z+p/\gamma$  durch die piezometrische Höhe  $h$  und verwendet man anstatt  $h - h_o$  die Differenz  $\Delta h$  der beiden piezometrischen Höhen, dann kann Gleichung 6.1 in folgender Form dargestellt werden.

$$\frac{\Delta h}{v_o^2/2g} = 1 - \left( \frac{v}{v_o} \right)^2 \quad (6.2)$$

Über die Kontinuitätsgleichung wird deutlich, dass das Verhältnis  $v/v_o$  auf der rechten Seite lediglich von der Veränderung des Stromlinienbildes abhängt und damit die linke Seite in Gleichung 6.2 nur eine Funktion der Stromliniengeometrie, also der geometrischen Randbedingungen darstellt. Daneben sind natürlich die Strömungskennzahlen, wie Froude-Zahl, Reynolds-Zahl etc. in Abhängigkeit der zu berücksichtigenden Kräftearten, zu beachten (s. Kapitel 7.1). NAUDASCHER

1992 stellt aber hierzu fest, dass gerade Kontrollbauwerke die Besonderheit haben, dass die Froude-Zahl keinen Einfluss hat und auch der Einfluss der anderen Strömungskennzahlen von untergeordneter Bedeutung ist. Ersetzt man  $\Delta h$  auf der linken Seite von Gleichung 6.2 durch die Überfallhöhe  $h$  und führt dazu den spezifischen Abfluss  $q = v_o \cdot h_{gr}$  ein ( $h_{gr}$  bezeichnet die Abflusstiefe im Kontrollquerschnitt mit  $h_{gr} = 2/3 h$ ), dann kann daraus die Definition für den Abflussbeiwert abgeleitet werden. Durch zwei weitere Umformungen erhält man schließlich die bekannte Definition für den Überfallbeiwert überströmter Bauwerke, die sog. POLENI-Formel

$$\frac{\Delta h}{v_o^2/2g} = \frac{2gh^3}{q^2} \Rightarrow \frac{q}{\frac{2}{3}\sqrt{2g} \cdot h^{\frac{3}{2}}} = \mu \quad (6.3)$$

Da Wehranlagen im Allgemeinen aus einer festen Wehrschwelle und einem oder mehreren beweglichen Verschlüssen bestehen, ergeben sich aufgrund der unterschiedlichen Geometrien verschiedene Überfallbeiwerte für den Verschluss und für die Wehrschwelle. Bis der Verschluss vollständig abgelegt ist, wird der Überfallbeiwert durch die Geometrie des Verschlusses in seinen Zwischenstellungen bestimmt: Der Oberwasserstand und damit die Summe  $h_o = s + h_{\bar{u}}$  aus Verschlusshöhe  $s$  und Überfallhöhe  $h_{\bar{u}}$  bleibt dabei konstant. Damit unterscheiden sich die Untersuchungen von den meisten, der aus der Literatur bekannten Untersuchungsergebnisse, bei denen auch der Oberwasserstand variiert und das vorgegebene Stauziel überschritten wird. Bei abgelegtem Verschluss beeinflusst die feste Wehrschwelle den Überfallbeiwert und der Oberwasserstand steigt über das Stauziel hinaus. Neben der Geometrie hat auch das Verhältnis von Überfallhöhe zu Wehrschwelle  $h_{\bar{u}}/w$  Einfluss auf den Überfallbeiwert. Beispiele für unterschiedliche Wehrgeometrien bei Schlauchwehren finden sich in Kapitel 2.6. Die Geometrie des festen Wehrkörpers gleicht in den meisten Fällen dem eines breitkronigen Wehrs, dessen Wehrrücken die Ablagefläche für die Schlauchmembran im vollkommen entleerten Zustand bildet. Der Ablagetisch hat eine Länge (je nach Füllmedium und Innendruck das etwa 2 bis 2,5-fache der Schlauchhöhe), die ausreicht, damit sich eine parallele Strömung mit einer hydrostatischen Druckverteilung einstellen kann und die Grenztiefe  $y_{gr}$  auftritt. Der Überfallbeiwert für ein breitkroniges Wehr beträgt  $\mu = 0,577$  und kann direkt über eine verlustfreie Energiebetrachtung berechnet werden.



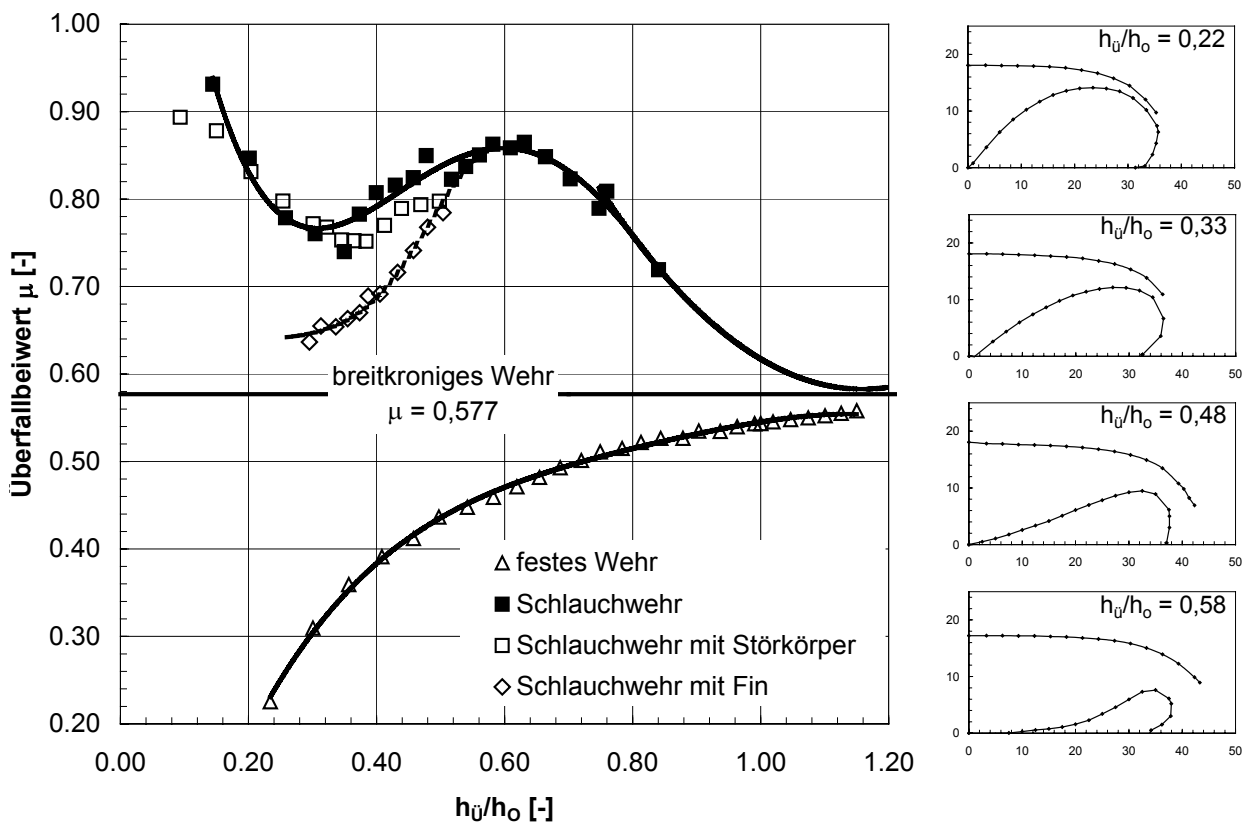
## 6.2 Überströmung wassergefüllter Schlauchwehre

### 6.2.1 Vollkommener Überfall

In Abbildung 6.1 ist der Überfallbeiwert in Abhängigkeit von der dimensionslosen Überströmungshöhe für ein wassergefülltes Schlauchwehr aufgetragen. Dabei ist zu erkennen, dass der Überfallbeiwert für kleine Überströmungshöhen am höchsten ist, was auf den Coanda-Effekt zurückzuführen ist. Als Coanda-Effekt wird bezeichnet, wenn ein Gas- oder Flüssigkeitsstrahl in der Nähe einer Oberfläche abgelenkt wird. Kommt ein Strahl nahe an einer Oberfläche zu liegen, bilden sich Wirbel und damit eine Unterdruckzone, die den Strahl an der Oberfläche entlang gleiten lässt. Wegen des Unterdrucks vergrößern sich die Fließgeschwindigkeiten und es ergeben sich erheblich größere Überfallbeiwerte als beispielsweise bei einem scharfkantigen Wehr. Dies ist auch bei geringen Abflüssen über das Schlauchwehr zu beobachten: Der Überfallstrahl löst sich nicht ab, sondern „haftet“ quasi bis zum Fußpunkt des Schlauchkörpers an der Oberfläche. Bei Zylinderwehren kann sich wegen des Coanda-Effekts die Abflussleistung um 15 bis 20 % erhöhen [CHANSON 1997].

Mit steigender Überströmungshöhe löst sich die Strömung auf der Unterwasserseite ab, wobei der Ablösepunkt instabil ist und der Schlauchkörper durch die Druckschwankungen zu Schwingungen angeregt wird (s. a. Kapitel 7.3). Bei  $h_u/h_o = 0,30$  erreicht der Überfallbeiwert mit  $\mu = 0,76$  ein Minimum. Der Überdruck ist bei dieser Überströmungshöhe weitestgehend abgebaut, so dass die Druckhöhe  $h_i$  im Schlauchinneren gerade der Druckhöhe  $h_o$  im Oberwasser des Schlauchwehrs entspricht (Innendruckkoeffizient  $\alpha = h_i/h_o \geq 1,0$ ). Damit verschwindet die Kreisform der oberwasserseitigen Membran (Krümmungsradius  $R \rightarrow \infty$ , s.a. Kapitel 4) und verändert sich mit zunehmender Überströmungshöhe zu einer S-Form. Die entgegengesetzten Krümmungsradien entwickeln dabei dieselbe Wirkung wie die JAMBOR-Schwelle, bei der ein Strömungseffekt nach dem Gesetz von Bernoulli ausgenutzt wird: Über die Formgebung der Schwelle wird die durch die Zentrifugalkraft bewirkte Minderung des inneren Wasserdrucks verlustfrei in Geschwindigkeitshöhe umgesetzt [JAMBOR 1959]. Gleichzeitig kann der Schlauchkörper, dessen Form nicht mehr dominant durch den Überdruck im Schlauchinneren bestimmt wird, auf den Strömungsdruck reagieren und eine strömungsgünstigere Form mit einem geringeren Formwiderstand annehmen. In der Folge steigt der Überfallbeiwert weiter und erreicht mit  $\mu = 0,86$  bei

$h_{\bar{u}}/h_o = 0,60$  ein Maximum. Mit abnehmender Schlauchhöhe wird der Einfluss des festen Wehrkörpers größer, so dass er schließlich wieder abnimmt und sich dem Überfallbeiwert der festen Wehrschwelle, in diesem Fall einem breitkronigen Wehr, annähert. Die in Versuchsreihe C aufgebrauchten Störkörper sind ohne Einfluss auf den Verlauf des Überfallbeiwerts, während der Überfallbeiwert für ein Schlauchwehr mit Fin (Versuchsreihe B2) bis  $h_{\bar{u}}/h_o = 0,60$  eine andere Charakteristik aufweist: Wegen der Ablösung des Überfallstrahls an der Fin ergeben sich insgesamt niedrigere Überfallbeiwerte.

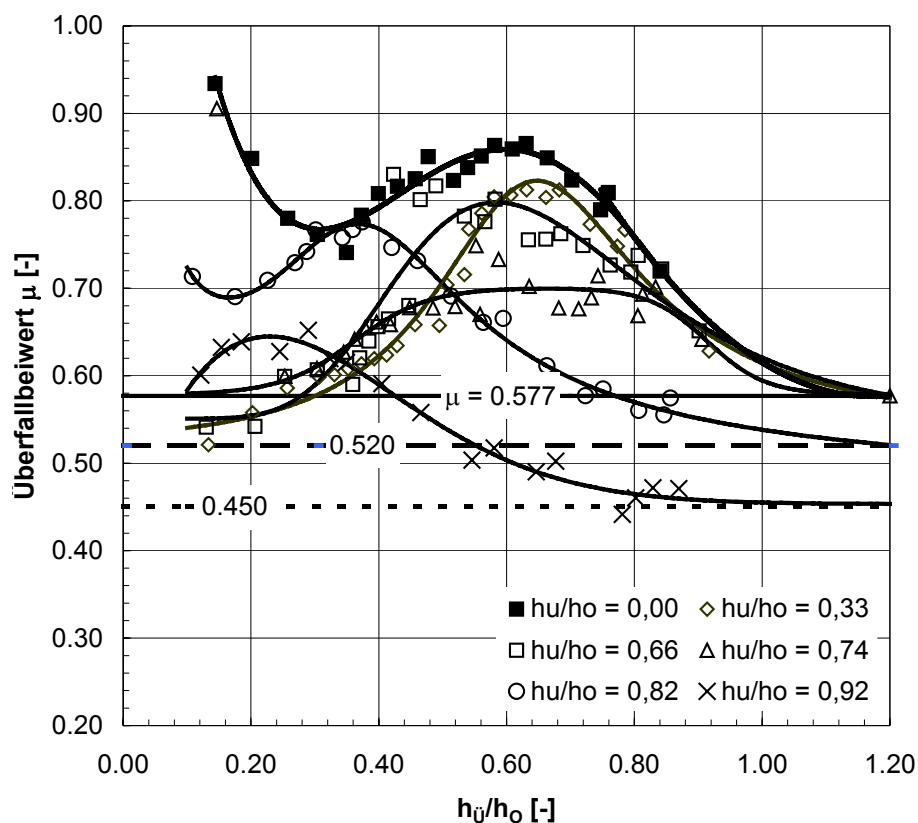


**Abbildung 6.1:** Überfallbeiwert für ein wassergefülltes Schlauchwehr (vollkommener Überfall,  $\alpha_0 = 1,60$ ;  $l_s/h_{s,0} = 4,47$ ,  $h_o = \text{const.}$ )

### 6.2.2 Unvollkommener Überfall

Vollkommener Überfall liegt bei festen und beweglichen Wehren vor, wenn der Abfluss über den Überfall nicht durch hohe Unterwasserstände beeinflusst wird. Bei Unterwasserständen unterhalb der Wehrkrone ist ein Einfluss auf die Überfallströmung ausgeschlossen, es sei denn, dass Unterdruck auf dem Überfallrücken vorliegt [BOLLRICH 2000]. Solange der Unterwasserstand noch unterhalb der Grenztiefe liegt, ist der Einfluss auf den Abfluss gering. Darüber ist die Abfluss-

leistung und damit der Überfallbeiwert bei gleicher Überfallhöhe merklich kleiner. Neben dem Einfluss auf die Überströmung wirkt sich der Unterwasserstand beim Schlauchwehr aber auch zusätzlich auf die Schlauchform aus: Dieser Einfluss ist implizit im Überfallbeiwert erhalten. In Abbildung 6.2 sind die Überfallbeiwerte bei rückgestautem Abfluss im Vergleich zum vollkommenen Überfall dargestellt (Die Messreihe  $h_u/h_o = 0,58$  wurde aus Gründen der Übersichtlichkeit weggelassen. Sie unterscheidet sich im Verlauf praktisch nicht von der Messreihe  $h_u/h_o = 0,33$ ). Zusätzlich sind die durch Rückstau abgeminderten Überfallbeiwerte der festen Wehrschwelle angegeben: Der Einfluss des Unterwassers macht sich hier erst für Unterwasserstände  $h_u/h_o > 0,74$  bemerkbar.



**Abbildung 6.2:** Überfallbeiwert für ein wassergefülltes Schlauchwehr bei rückgestautem Abfluss ( $\alpha_0 = 1,60$ ;  $l_s/h_{s,0} = 4,47$ ,  $h_o = \text{const.}$ )

Im Vergleich der Messreihen zeigt sich, dass der maximale Überfallbeiwert im Verlauf von  $h_u/h_o$  mit steigendem Unterwasser abnimmt und zunehmend bei kleineren Überfallhöhen auftritt: Der Überfallbeiwert reduziert sich bei vollkommenem Abfluss von  $\mu = 0,86$  (bei  $h_u/h_o = 0,64$ ) auf  $\mu = 0,64$  (bei  $h_u/h_o = 0,24$ ) beim

höchsten untersuchten Unterwasserstand von  $h_u/h_o = 0,92$ . Der Überfallbeiwert wird aber auch schon bei kleinen Überströmungshöhen vom Unterwasser beeinflusst, was darauf zurückzuführen ist, dass der Unterdruckbereich unterhalb des Scheitels nicht mehr auftritt.



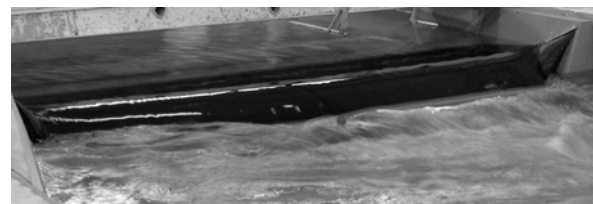
$$Q/Q_{\max} = 0,08 \quad h_u/h_o = 0,00$$



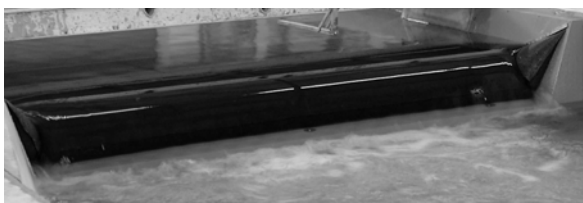
$$Q/Q_{\max} = 0,42 \quad h_u/h_o = 0,38$$



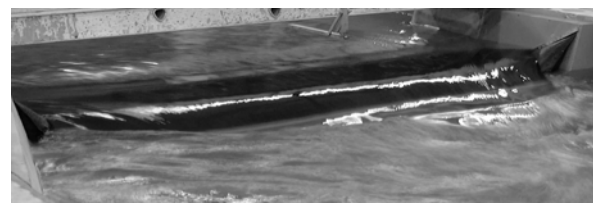
$$Q/Q_{\max} = 0,17 \quad h_u/h_o = 0,00$$



$$Q/Q_{\max} = 0,58 \quad h_u/h_o = 0,62$$



$$Q/Q_{\max} = 0,25 \quad h_u/h_o = 0,00$$



$$Q/Q_{\max} = 0,75 \quad h_u/h_o = 0,74$$

**Abbildung 6.3:** Überströmung eines wassergefüllten Schlauchwehres (M 1:12,5; mit Fin;  $h/b = 2,12/23,60$  m;  $\alpha_0 = 1,60$ ;  $Q_{\max} = 120$  m<sup>3</sup>/s)

## 6.3 Überströmung luftgefüllter Schlauchwehre

### 6.3.1 Beginn des Einknickens

Luftgefüllte Schlauchwehre haben die Eigenschaft, dass sie mit abnehmendem Innendruck nicht mehr gleichmäßig überströmt werden, sondern an einer Stelle, zumeist im Bereich der Wehrwangen, einknicken (s. Abbildung 6.4). Die Ursache hierfür ist die Druckdifferenz auf der Oberwasserseite, die nicht, wie beim wassergefüllten Schlauch, konstant ist, sondern sich über die Wassertiefe ändert: Während im Scheitelpunkt noch ein Überdruck vorliegt, kann dieser sich bis auf Höhe des Ablagetisches auf  $\Delta p = 0$  reduzieren (für  $\alpha_0 = 1,00$ ). In diesem Druckfeld bedeutet eine lokale vertikale Verformung der Schlauchmembran auch eine Veränderung der Belastung. Da Membrane sehr dünne Flächentragwerke mit ver-

gleichsweise geringer Biegesteifigkeit sind, kann eine Instabilität des Systems auftreten und die Membran wird gefaltet bzw. beult ein. Durch die dabei auftretende V-förmige Eintiefung wird das Schlauchwehr einseitig beaufschlagt und die unterstromige Sohle lokal stärker beansprucht. Im Unterwasser können sich Walzensysteme ausbilden, die u.U. zu einer starken Beanspruchung der Uferböschungen führen. Nach praktischen Erfahrungen wird die Regelung des Oberwasserstands davon nicht beeinträchtigt [ITTEL UND HEIMERL 2001]. Beim Einsatz von luftgefüllten, nicht ständig überströmten Schlauchwehren zur Wasserstandsregelung ist schon bei geringen Überfallhöhen ( $h_u/h_o = 0,10$  bis  $0,15$ ) mit einem Einknicken zu rechnen (s. Abbildung 2.15). Physikalische Modelluntersuchungen zeigen, dass der Innendruckkoeffizient zum Zeitpunkt des Einknickens gerade  $\alpha \approx 0,50$  beträgt.



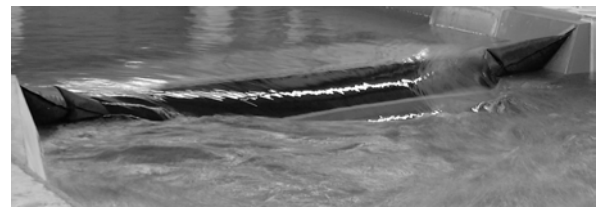
$$Q/Q_{\max} = 0,08 \quad h_u/h_o = 0,00$$



$$Q/Q_{\max} = 0,42 \quad h_u/h_o = 0,38$$



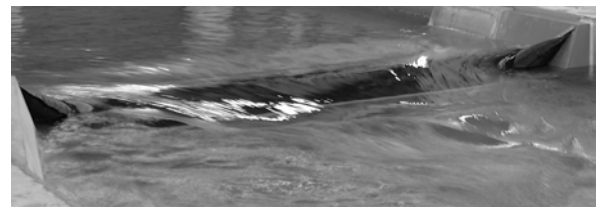
$$Q/Q_{\max} = 0,17 \quad h_u/h_o = 0,00$$



$$Q/Q_{\max} = 0,58 \quad h_u/h_o = 0,62$$



$$Q/Q_{\max} = 0,25 \quad h_u/h_o = 0,00$$

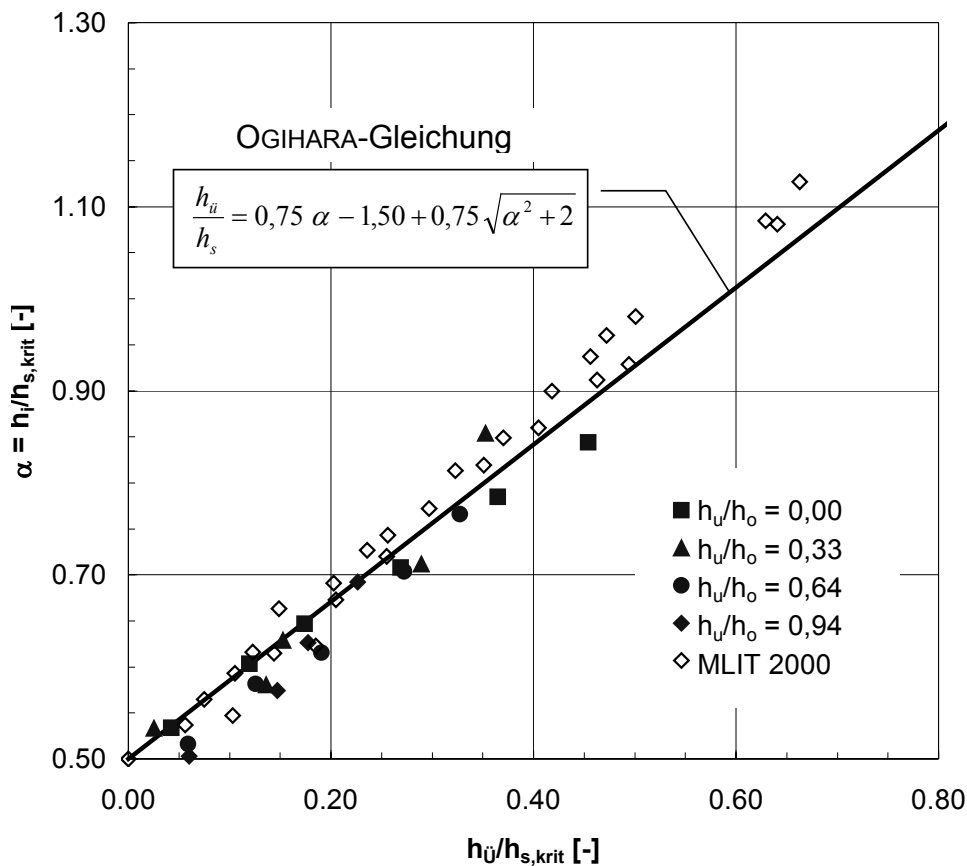


$$Q/Q_{\max} = 0,75 \quad h_u/h_o = 0,74$$

**Abbildung 6.4:** Überströmung eines luftgefüllten Schlauchwehrs (M 1:12,5; mit Fin;  $h/b = 2,12/23,60$  m;  $\alpha_0 = 1,00$ ;  $Q_{\max} = 120$  m<sup>3</sup>/s) mit eingeknicktem Schlauchkörper

Ohne Reduzierung des Innendrucks, also mit konstanter Luftmenge im Schlauchinneren, steigt der Oberwasserstand mit zunehmendem Abfluss an (das Stauziel wird dabei überschritten) und der Einknickbeginn ist dann eine Funktion

der Überströmungshöhe und des Innendrucks, wie aus Abbildung 6.5 zu erkennen ist. Beide Druckhöhen sind mit Hilfe der kritischen Schlauchhöhe  $h_{s,krit}$ , d.h. die Schlauchhöhe zum Zeitpunkt des Einknickens, in dimensionsloser Form dargestellt. In Abbildung 6.5 finden sich weitere Messergebnisse sowie die OGIHARA-Gleichung aus MLIT 2000. Die Ergebnisse zeigen übereinstimmend, dass mit einem erhöhten Innendruckkoeffizienten  $\alpha$  größere Überströmungshöhen möglich sind, ohne dass der Schlauch dabei einknickt. Der Beginn des Einknickens ist dabei in guter Näherung linear vom Innendruckkoeffizienten abhängig und kann beispielsweise durch die OGIHARA-Gleichung (s. Abbildung 6.5) beschrieben werden.

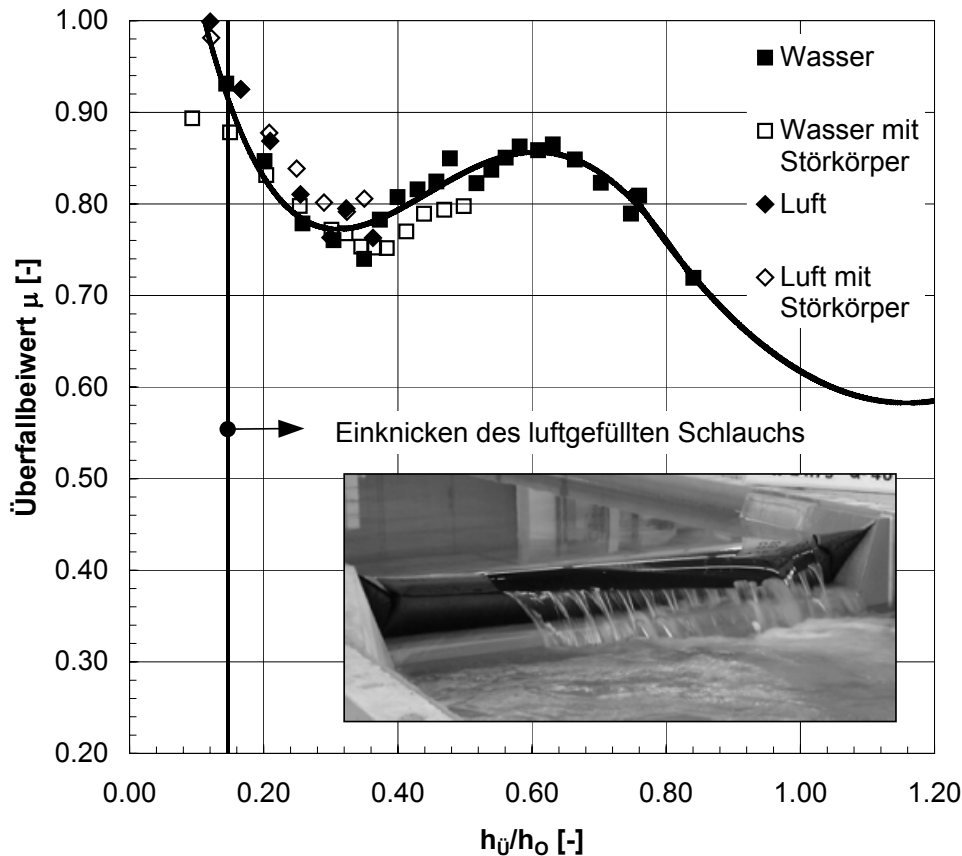


**Abbildung 6.5:** Beginn des Einknickens bei luftgefüllten Schlauchwehren in Abhängigkeit der Überströmungshöhe und des Innendrucks

### 6.3.2 Vollkommener Überfall

Die Ermittlung von Überfallbeiwerten beim luftgefüllten Schlauch beschränkt sich in dieser Arbeit auf den Bereich, in dem der Schlauch nicht einknickt und noch eine annähernd konstante Schlauchhöhe aufweist. Für Schlauchwehre, mit de-

nen der Oberwasserstand auf einem konstanten Niveau gehalten werden muss, und die nicht vom Unterwasser beeinflusst sind, trifft dies nur bis  $h_{\bar{u}}/h_o < 0,85$  bis  $0,90$  zu. In diesem Bereich liegt der Überfallbeiwert geringfügig über dem für Wasserfüllung bei gleichem Innendruckkoeffizienten  $\alpha_0 = 1,60$  (s. Abbildung 6.6).



**Abbildung 6.6:** Überfallbeiwert für ein luftgefülltes Schlauchwehr (vollkommener Überfall;  $\alpha_0 = 1,60$ ;  $l_s/h_{s,0} = 3,91$ ;  $h_o = \text{const.}$ ), Beginn des Einknickens

Ständig überströmte Schlauchwehre, das bedeutet  $h_o \neq \text{const.}$ , wurden u.a. bei ANWAR 1967 und MLIT 2000 untersucht. Letzere geben für einen Bemessungsinnendruck von  $\alpha_0 = 1,25$  folgende empirische Beziehung für den Überfallbeiwert im Bereich  $0,1 < h_{\bar{u}}/h_s < 0,6$  an:

$$\text{Überfallbeiwert nach MLIT 2000} \quad \mu = 0,122 \frac{h_{\bar{u}}}{h_s} + 0,620 \quad (6.4)$$

Anmerkung: Die Gleichung wurde aus Vergleichszwecken an die Überfallformel von POLENI angepasst. Dabei gilt:  $c_D = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu$

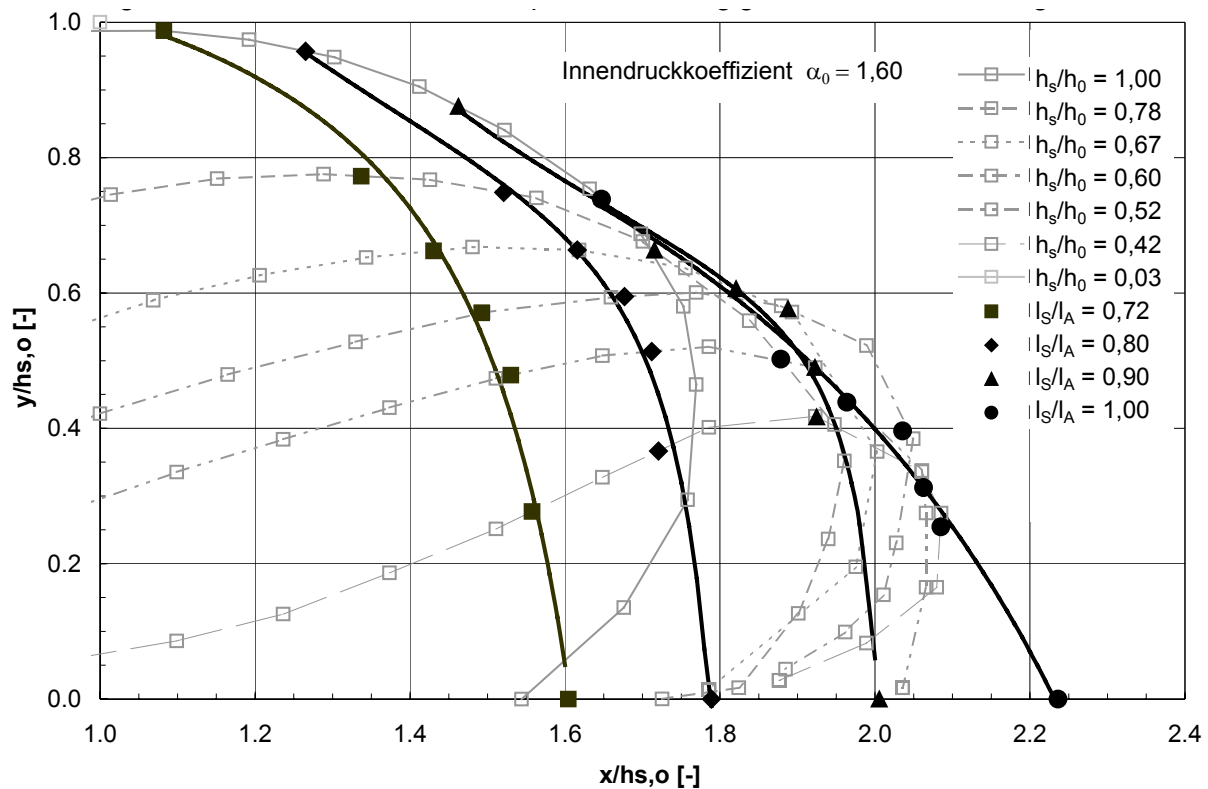
#### 6.4 Einfluss von Deflektoren und Störkörpern auf den Überfallstrahl

Deflektoren oder Störkörper können den Schlauch bei Überströmung in seiner Form stabilisieren und strömungsinduzierte Schwingungen verhindern. Dies zeigen eigene Untersuchungen für Luft- und Wasserfüllung (s. Kapitel 7) und Ergebnisse aus der Literatur, wie z.B. von OGIHARA UND MURAMATSU 1985 oder MLIT 2000. Neben der Formgebung stellt sich Frage, wo diese Abhilfemaßnahmen im Querschnitt angeordnet werden müssen, um eine möglichst optimale Wirkung zu erzielen. Bei der Fin ist die Lage im Querschnitt durch das Prinzip, dass die Verbindungsfläche der oberen und unteren Membran im aufgestellten Zustand den Deflektor bildet, geometrisch festgelegt. Bei der nachträglichen Montage von Deflektoren oder Störkörpern ist es aber möglich, die Lage im Querschnitt in Abhängigkeit der hydraulischen Randbedingungen am Standort in begrenztem Umfang zu beeinflussen. Die Position kann dabei im aufgestellten Zustand durch den Winkel  $\varphi_{\text{def}}$  definiert werden, der den Abstand vom Scheitelpunkt angibt, wenn der unterwasserseitige Teil des Schlauchkörpers durch einen Kreis mit dem Radius  $0,5 \cdot h_s$  beschrieben wird. Oder aber, die Lage  $l_{\text{def}}$  wird im Verhältnis zur Ablagelänge des Schlauchs angegeben. Letztendlich wird aber der Membranabschnitt, auf den ein Deflektor bzw. eine Reihe von Störkörpern angebracht werden kann, durch den Scheitelpunkt und die Ablagelänge  $l_A$  begrenzt.

CHANSON 1998 gibt als optimale Position für einen Deflektor bei luftgefüllten Schlauchwehren den Bereich  $30^\circ \leq \varphi_{\text{def}} \leq 60^\circ$  an. Diese Empfehlung stützt sich auf physikalische Modelluntersuchungen an einem Zylinderwehr mit einem Durchmesser von 5,2 bis 11,7 cm unter der Maßgabe, dass sich der seitlich belüftete Überfallstrahl nicht wieder an die Schlauchmembran anlegt: Für  $\varphi_{\text{def}} = 0^\circ$  beobachtet er über das gesamte untersuchte Abflussspektrum ein Wiederanlegen, während der Überfallstrahl für  $\varphi_{\text{def}} \geq 30^\circ$  weit genug abgelenkt wird. Schließlich ist für  $\varphi_{\text{def}} = 90^\circ$  nur noch eine geringe Strahlablenkung festzustellen. Zu dem empfohlenen Bereich  $30^\circ \leq \varphi_{\text{def}} \leq 60^\circ$  ist allerdings anzumerken, dass die Untersuchungen an einem festen Modell durchgeführt wurden und dadurch die Verformung des Schlauchkörpers bei zunehmender Überströmungshöhe keine Berücksichtigung findet. Zum Vergleich: Bei einem Innendruckkoeffizienten im Bereich  $\alpha_0 = 0,53 \div 1,22$  liegt die Fin ohne Überströmung bei  $\varphi_{\text{def}} \approx 70 \div 65^\circ$ . Mit zunehmender Überströmungshöhe wandert die Fin weiter in Richtung Unterwasser und verliert ihre Wirksamkeit im Hinblick auf die Ausbildung eines belüfteten



Überfallstrahls. Aufgrund der gedrungeneren Form zeigt sich dieser Effekt insbesondere beim wassergefüllten Schlauch. In Abbildung 6.7 ist die Lage eines Deflektors (oder auch einer Reihe von Störkörpern) bei verschiedenen Schlauchhöhen in Abhängigkeit des Befestigungsabstands dargestellt. Der Befestigungsabstand liegt im Bereich  $l_{\text{def}} = 0,72 \div 1,00 l_A$ , wobei der erste Wert der Anordnung im Scheitelpunkt und der zweite der Lage der Fin entspricht (Innendruckkoeffizient  $\alpha_0 = 1,60$ ). Im Vergleich wird deutlich, dass die Abhilfemaßnahmen nur für  $l_{\text{def}} \geq 0,90$  über den gesamten Untersuchungsbereich unterhalb des Scheitels liegen und damit zur Strahlablenkung führen bzw. das Schwingungsverhalten beeinflussen können.



**Abbildung 6.7:** Lage eines Deflektors bei einem wassergefüllten Schlauchwehr in Abhängigkeit der Überströmungshöhe bei konstantem Oberwasserstand ( $\alpha_0 = 1,60$ ,  $h_u/h_0 = 0,00$ )

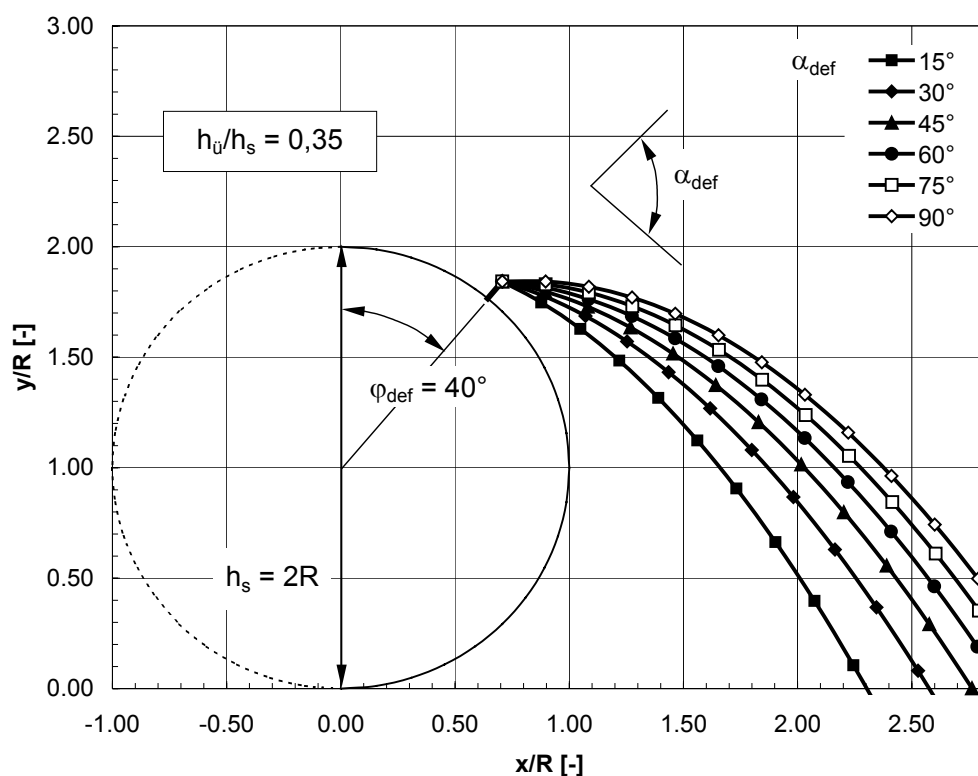
Neben der Lage kann die Charakteristik des Überfallstrahls durch die Formgebung des Deflektors beeinflusst werden. Ein durchgehendes Profil ist Voraussetzung, dass sich der Überfallstrahl über die gesamte Breite ablöst. Bei einer aufgelösten Ablösekannte, wie beispielsweise bei den in Abbildung 6.8 dargestellten

Styroporkörpern, wird der Überfallstrahl zwar räumlich gekrümmt, ohne dass sich dabei aber Lufträume unterhalb des Überfallstrahls ausbilden können, die durch eine ausreichende Luftzufuhr dauerhaft stabil sind. Der Neigungswinkel des Deflektors in Bezug auf die Membranoberfläche bestimmt das Profil des Überfallstrahls und den Aufttrittspunkt im Unterwasser des Schlauchwehrs.



**Abbildung 6.8:** Untersuchungen am Ausschnittsmodell zur Anordnung und Form von Deflektoren

Für die Berechnung von Überfallstrahlprofilen finden sich zahlreiche Quellen, wie z.B. bei NAUDASCHER 1992 oder BOLLRICH 2000, zumeist aber für scharfkantige Wehre und unter der Voraussetzung atmosphärischer Randbedingungen. CHANSON 1998 stellt ein analytisches Berechnungsverfahren auf Basis der Bewegungs- und Kontinuitätsgleichung eines idealen Fluids entlang der Membranoberfläche vor. Die Eigenschaften der Strahlablösung am Deflektor werden mit Hilfe der Bernoulli- und der Kontinuitätsgleichung unter Vernachlässigung der Reibung und der Entwicklung der turbulenten Grenzschicht berechnet. Mit Hilfe dieses Berechnungsverfahrens können die Trajekturen des Überfallstrahls in Abhängigkeit der Lage des Deflektors  $\varphi_{\text{def}}$ , der Überfallhöhe  $h_{\text{ü}}/h_{\text{s}}$  und der Neigung des Deflektors  $\alpha_{\text{def}}$  bezüglich der Membranoberfläche bestimmt werden, wie beispielsweise in Abbildung 6.9 dargestellt. Die berechneten Trajekturen zeigen eine gute Übereinstimmung mit den gemessenen Überfallstrahlprofilen [CHANSON 1998], unterliegen allerdings den Einschränkungen, wie sie in Kapitel 6.3 bereits beschrieben wurden. Voraussetzung sind auch hier atmosphärische Randbedingungen, also eine ausreichende Belüftung des Überfallstrahls.



**Abbildung 6.9:** Trajektorien des belüfteten Überfallstrahls für verschiedene Neigungswinkel des Deflektors nach CHANSON 1998 ( $h_{\ddot{u}}/h_s = 0,35$  und  $\varphi_{\text{def}} = 40^\circ$ )

### 6.5 Einfluss der seitlichen Befestigung auf die Überfallbreite

Für die Ausbildung der Wehrwangen und -pfeiler gelten dieselben hydraulischen Anforderungen, wie bei allen beweglichen Verschlüssen: Die Einschnürung der Strömung muss durch eine entsprechende strömungsgünstige Gestaltung minimiert werden, um die vorhandene lichte Weite möglichst vollständig zur Hochwasserabfuhr nutzen zu können. Einschnürungsbeiwerte für die verschiedenen Pfeilerformen finden sich u.a. bei CHOW 1973, NAUDASCHER 1987 oder BOLLRICH 2000. Die Befestigung der Schlauchmembran an den Wehrwangen bzw. Wehrpfeilern erfolgt mit einer diagonal verlaufenden Klemmschiene, deren oberes Ende bis über die Oberkante des Schlauchkörpers reicht, damit die im Randbereich entstehenden Falten minimiert werden. Das Schlauchwehr weist damit im Querschnitt ein trapezförmiges Profil auf (s. Abbildung 2.12). Die effektive Überfallbreite ist abhängig von Lage und Höhe der seitlichen Befestigung und der Schlauchgeometrie, insbesondere aber von der Überfallhöhe. Bei trapezförmigem Querschnitt nimmt der Einfluss der seitlichen Befestigung auf die

Überfallbreite ab, so dass für die Bemessung näherungsweise die horizontale Breite des festen Wehrkörpers als mittlere effektive Überfallbreite zugrunde gelegt werden kann.

### 6.6 Bemessung des Tosbeckens

Tosbecken haben die Aufgabe, überschüssige kinetische Energie so zu dissipieren, d.h. in Wärme umzuwandeln, dass für das unterwasserseitige Gerinne und damit für das Bauwerk die Gefahr der Auskolkung verhindert wird [NAUDASCHER 1982]. Gegenüber konventionellen Wehren mit beweglichen Verschlüssen weist das Schlauchwehr einige Besonderheiten auf, die bei der hydraulischen Bemessung berücksichtigt werden müssen. Bei kleinen Abflüssen trifft der Überfallstrahl noch schadlos für das Unterwasser auf den Ablagetisch auf (s. Abbildung 6.3). Während bei ebenen Wehrkörpern der Unterwasserstand in der Regel so hoch ist, dass unter dem Überfallstrahl zusätzlich ein Wasserpolster vorhanden ist, durch das ein Teil der kinetischen Energie in der Scherschicht zwischen Strahl und Wasserpolster dissipiert wird, beeinflusst bei nicht ebenen Wehrkörpern die Geometrie die Eintrittsbedingungen in das Tosbecken: Bei senkrechtem Absturz bildet sich unterhalb des Ablagetischs erneut ein freier Überfall aus, dessen kinetische Energie sich aber nur noch aus der verbleibenden Höhe zum Unterwasser ergibt. Beim abgeschrägten oder ausgerundeten Wehrrücken bleibt die kinetische Energie dagegen weitestgehend erhalten, so dass am Beginn des Tosbeckens sehr hohe Fließgeschwindigkeiten auftreten und der Wechselsprung durch entsprechende Maßnahmen, wie sie in der einschlägigen Literatur beschrieben werden, stabilisiert werden muss. In diesem Fall kann für eine Vordimensionierung die Froude-Zahl  $Fr_1$  am Beginn des Tosbeckens mit Hilfe der Bernoulli-Gleichung (unter Vernachlässigung der Energieverluste) aus dem Bemessungsabfluss und der Energiehöhe über der Tosbeckensohle bestimmt werden.

Während der Zufluss bei Wasserfüllung gleichmäßig über die Wehrfeldbreite erfolgt, knickt der Schlauchkörper bei Luftfüllung ein und das Tosbecken wird durch die V-förmige Eintiefung einseitig beaufschlagt. Da der Knick bereits bei kleineren Abflüssen auftritt und der Unterwasserstand entsprechend niedrig ist, kann sich auf der einen Seite über die gesamte Tosbeckenlänge schießender Abfluss einstellen und der Wechselsprung im unbefestigten Bereich der Gewässersohle stattfinden, mit der bekannten Gefahr der Auskolkung und der rückschreitenden Erosion. Für eine Vordimensionierung muss dann das Einknicken in jedem Fall

als ein Bemessungsfall betrachtet werden. Hierzu kann der Abfluss unmittelbar vor der Ausbildung der „V-Kerbe“ zugrunde gelegt werden, da die Membran beim Einknickvorgang in einer relativ kurzen Zeit gefaltet wird und sich die Luft beim Entstehen der V-Kerbe innerhalb des Schlauchkörpers in Querrichtung verschiebt. Dadurch wird die mittlere Schlauchhöhe des nicht von der Knickung betroffenen Teils entsprechend größer, so dass es nicht zu einer plötzlichen Abflusserhöhung kommt. Legt man für den Zeitpunkt unmittelbar vor dem Einknicken eine Überfallhöhe von  $h_{\bar{u}}/h_o = 0,15$  zugrunde (s. Kapitel 6.3.1), so ergibt sich für ein Wehrfeld der Breite  $b$  unter der Verwendung eines Überfallbeiwertes von  $\mu = 0,90$  aus Abbildung 6.6 folgender Bemessungsabfluss  $BHQ_{krit}$  für die Dimensionierung des Tosbeckens:

$$\begin{aligned} \text{Bemessungsabfluss } BHQ_{krit} &= \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} h_{\bar{u}}^{3/2} \\ &= \frac{2}{3} 0,90 b \sqrt{2g} 0,15 h_o^{3/2} \\ &= 0,154 b h_o^{3/2} \end{aligned} \tag{6.5}$$

Anmerkung:  $BHQ_{krit}$  zum Zeitpunkt des Einknickens bei Luftfüllung

Für diese Ungleichförmigkeit über die Breite des Tosbeckens, die auch zur Ausbildung von Walzensystemen und damit zu Ufererosionen führen kann, schlägt NAUDASCHER 1982 eine negative Stufe vor, die den Fuß der Deckwalze am Wehrkörper fixiert.

## 7 Schwingungsverhalten

### 7.1 Allgemeines zum Schwingungsverhalten von Schlauchwehren

Die Vermeidung von Schwingungen bzw. die Berücksichtigung der dadurch verursachten dynamischen Belastungen ist bei der Planung von luft- oder wasserumströmten Hoch- und Tiefbauten von zentraler Bedeutung. Berühmte Schadensfälle, wie die winderregten Schwingungen an der Tacoma Bridge in den USA, zeigen, dass eine Nichtberücksichtigung nicht nur die Funktionsfähigkeit beeinträchtigen, sondern auch im Resonanzfall zur vollständigen Zerstörung der Konstruktion führen können. Auch im Wasserbau waren Schadensfälle, wie z.B. an der Staustufe Poppenweiler am Neckar oder an der Staustufe Kachlet an der Donau [ACKERMANN 1962], Anlass für intensive Untersuchungen zum Schwingungsverhalten von unter- und überströmten Wehrverschlüssen. Über die Schwingungen von Schlauchwehren und deren maßgebliche Einflussgrößen ist wenig bekannt, obwohl sie an einigen Anlagen bereits zu Beschädigungen geführt haben (s. Kapitel 3 und Anhang A1).

#### 7.1.1 Schwingungsarten

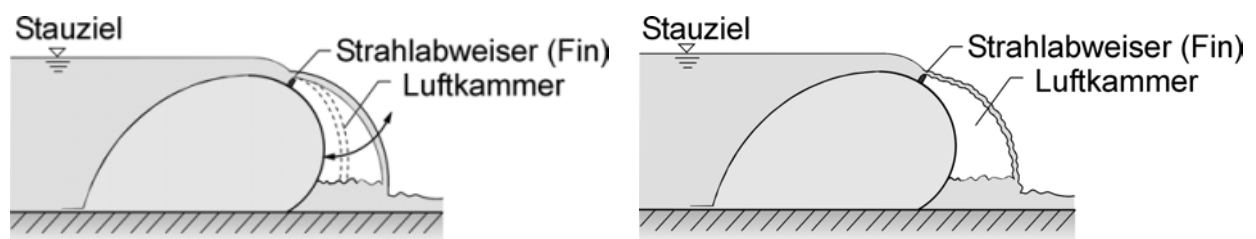
Erstmalig berichtet ANWAR 1967 über das Schwingungsverhalten wassergefüllter Schlauchwehre im physikalischen Modellversuch. CHERVET 1984 analysiert in seiner Veröffentlichung das Schwingungsverhalten einer abgelegten Membran anlässlich eines Schadensfalls in der Schweiz (s. Anhang A1). Die Ursachen für Schwingungen und der Einfluss eines Deflektors bei luftgefüllten Schlauchwehren ist Gegenstand der Untersuchungen VON OGIHARA UND MURAMATSU 1985. Die Ergebnisse finden sich auch in den beiden japanischen Veröffentlichungen des JAPANESE INSTITUTE OF IRRIGATION AND DRAINAGE 1989 und des MINISTRY OF INFRASTRUCTURE AND TRANSPORT, RIVER BUREAU 2000 wieder. AL-BRAHIM 1994 beschäftigt sich mit der Bestimmung der Eigenfrequenzen und der Schwingungsmodi bei Luft- und Wasserfüllung und vergleicht diese mit numerischen Berechnungsergebnissen. Einen theoretischen Ansatz zur Bestimmung des Ablösungspunktes an einem Zylinderwehr enthält die Arbeit von CHANSON 1997. Untersuchungen mit Hilfe von Finite-Elemente-Berechnungen sind Inhalt der Arbeiten von DAKSHINA M. ET. AL. 1995, HSIEH 1988, HSIEH ET AL. 1989, MYSAMORE 1997, PLAUT 1988, 1990 sowie WU UND PLAUT 1996. Im Wesentlichen handelt es sich um numerische Analysen zum Schwingungsverhalten, wie die Bestimmung von Eigenwerten, Eigenfrequenzen, Schwingungsmodi und räumlichen Verformungen unter vereinfachten hydraulischen Randbedingungen.

Aufgrund ihrer Elastizität verändern Schlauchwehre in Abhängigkeit der Druckverteilung an der Oberfläche ihre Geometrie, so dass die auftretenden Schwingungen in ihrer Charakteristik (Verformungsbild, Amplituden und Frequenzen) sehr unterschiedlich sein können. Im Allgemeinen kann zwischen folgenden Schwingungsarten unterschieden werden:

- Schwingungen des Überfallstrahls (Strahlpendeln, Wehrbeben)
- Schwingungen infolge Druckschwankungen
- Schwingungen infolge Quertrieb
- Schwingungen im abgelegtem Zustand

### Schwingungen des Überfallstrahls (Strahlpendeln, Wehrbeben)

Diese Schwingungsart tritt ausschließlich bei Schlauchwehren mit Deflektoren auf und ist insbesondere bei Klappenwehren ein bekanntes Phänomen. Dabei nimmt der frei fallende Überfallstrahl Luft auf und erzeugt so in dem Luftraum zwischen Strahl, Wehrverschluss und Unterwasser einen Unterdruck. Durch die Druckdifferenz wird der Überfallstrahl zum Wehrverschluss hin abgelenkt, bis ein Lufteinbruch den Luftdruckunterschied plötzlich ausgleicht und der Strahl schließlich seine ursprüngliche Form wieder annimmt. Bei größeren Wehrfeldbreiten reicht auch eine seitliche Belüftung nicht aus, um den Druckausgleich schnell genug wieder herzustellen. Daher haben sich in der Praxis bei Klappenwehren Strahlaufreißer bewährt, um dieses „Strahlpendeln“ und die Übertragung der Druckschwankungen auf den Verschluss zu verhindern. Bei Schlauchwehren mit Deflektoren, wie z.B. der Fin, kann dieses Strahlpendeln ebenfalls auftreten und muss durch Strahlaufreißer verhindert werden.



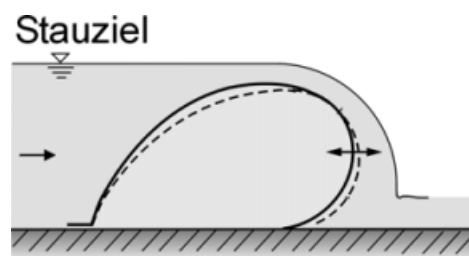
**Abbildung 7.1:** Schwingungen des Überfallstrahls (Strahlpendeln, Wehrbeben)

Im Gegensatz dazu schwingt beim sog. „Wehrbeben“ der Überfallstrahl und erzeugt Druckwellen in der Form von Schallwellen in der Umgebung [MINOR 1975].

Diese Schwingungsart hat im Vergleich zum Strahlpendeln eine höhere Frequenz und kann beim Schlauchwehr mit Deflektor auch durch die Instabilität der Trennschicht am Ablösepunkt verursacht werden, wodurch der Deflektor selbst zu Schwingungen angeregt wird. Schwingungen des Überfallstrahls treten nur bei kleinen Überströmungshöhen und niedrigen Unterwasserständen auf. Die Verformungen des Schlauchkörpers sind dabei gering und die Amplituden im Vergleich zu den anderen Schwingungsarten klein.

### Schwingungen infolge Druckschwankungen

Ursache für diese Schwingungsart ist ein instabiler Ablösepunkt auf der unterstromigen Seite des Schlauchwehrs. Die dadurch entstehenden Druckschwankungen wiederum führen zu Schwingungen und großen Verformungen, so dass durch die Reibung auf der Betonoberfläche an der Unterseite des Schlauchwehrs Abrasion entstehen kann. Die Ursachen für den in seiner Lage schwankenden Ablösepunkt erklären OGIHARA UND MURAMATSU 1985 wie folgt: Bei der Überströmung eines Wehrkörpers mit einer konvex gekrümmten Oberfläche nimmt die Fließgeschwindigkeit aufgrund der Beschleunigung zu. Der dadurch entstehende Unterdruck wirkt als Zentripetalkraft entgegengesetzt zur Zentrifugalkraft, die durch das Rotieren des Wasserkörpers um den theoretischen Mittelpunkt des in erster Näherung kreisförmigen Membranabschnitts entsteht. So lange das Verhältnis von Zentrifugal- und Zentripetalkraft stark schwankt, wird der Überfallstrahl und damit der Schlauchkörper zu Schwingungen angeregt. Diese Biegeschwingung kann auch bei Schlauchwehren mit Deflektoren auftreten, wenn sich aufgrund unzureichender Belüftung oder bei hohen Unterwasserständen der frei fallende Überfallstrahl durch den Unterdruck wieder an die Oberfläche anlegt.

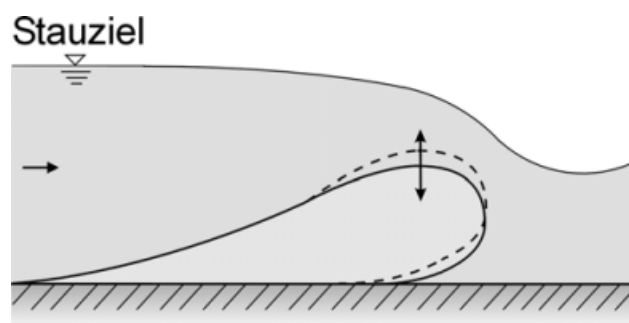


**Abbildung 7.2:** Schwingungen infolge Druckschwankungen nach OGIHARA UND MURAMATSU 1985



### Schwingungen infolge Quertrieb

Die Geometrie des Schlauchkörpers verändert sich mit abnehmender Schlauchhöhe von einer Kreis- oder Tropfenform zu einem strömungsgünstigeren Profil, vergleichbar einem Tragflügel oder einer Turbinenschaufel. Ein Teil der Membran ist dabei bereits abgelegt und das Restvolumen sammelt sich am unterstromigen Ende. Insbesondere bei hohen Unterwasserständen kann sich dann kein Überfallstrahl mit anschließendem Wechselsprung mehr ausbilden. Durch die Einschnürung des Fließquerschnitts bei der Umströmung des teilabgelegten Schlauchs entsteht auf der Membranoberseite ein Unterdruckbereich. Die resultierende Querkraft (stationärer Quertrieb), die senkrecht zur Anströmrichtung wirkt, lenkt den Schlauchkörper nach oben aus und bewirkt eine Veränderung des Strömungsfelds über dem Schlauch. Daraus ergibt sich eine Rückkopplung von der Strömung auf den Schlauchkörper: Der Formwiderstand nimmt zu und der Schlauch wird wieder nach unten gedrückt. Die dadurch angefachten Schwingungen weisen zwar große Amplituden auf, treten aber im Vergleich zu den oben beschriebenen Schwingungsarten mit deutlich niedrigerer Frequenz auf. Die Verformungen sind insgesamt gering und das Schwingungsbild lässt sich als eine Vertikalbewegung des Schlauchs charakterisieren.

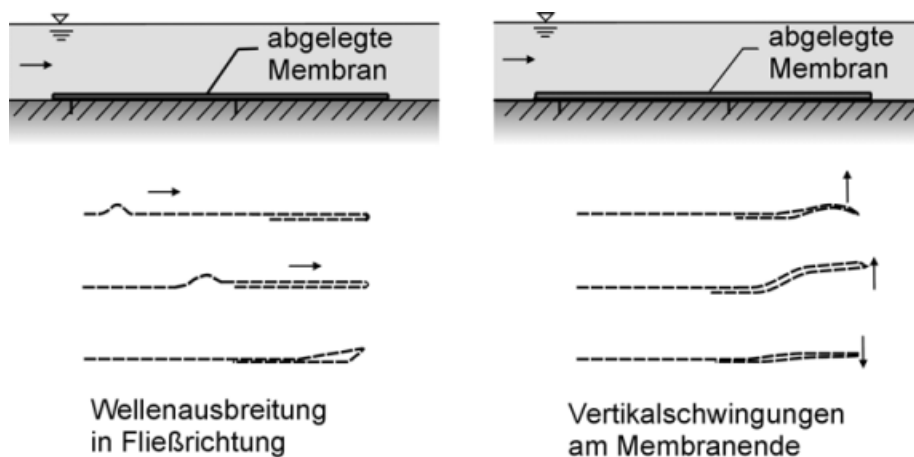


**Abbildung 7.3:** Schwingungen infolge Quertrieb

### Schwingungen im abgelegten Zustand

Auch im vollkommen abgelegten Zustand des Schlauchs können noch Schwingungen auftreten: Dabei konnten in Modellversuchen [CHERVET 1984] zwei unterschiedliche Schwingungsarten beobachtet werden: Längslaufende Wellen in der Membran und ein Flattern des Schlauchendes (engl. vertical flip effect). Während bei der ersten Art am oberen Ende eine vertikale Verformung entsteht, die vergleichbar einer Welle mit der Strömung ins Unterwasser wandert, beschränkt sich bei der zweiten Art die Bewegung auf das Schlauchende. Beide Schwin-

gungsarten treten nach CHERVET 1984 bei schwach schießendem Abfluss ( $Fr \approx 1,3$ ) auf, d.h. bei frei fließendem Gewässern, ohne festen Wehrkörper, mit großem Längsgefälle und können zu erheblichen Abrasionsschäden an der Membranunterseite führen (s. Anhang A1). Schwach schießender Abfluss ist durch ausgeprägte Wellen an der Wasseroberfläche gekennzeichnet, woraus sich an der Gewässersohle eine nicht hydrostatische Druckverteilung und fluktuierende Sohlschubspannungen ergeben. Diese können die Schlauchmembran anheben und zu der ersten beschriebenen Schwingungsart führen. Als weitere Ursache für die zweite Schwingungsart führt CHANSON 1997 Ablösezone an, die hinter den Befestigungsschienen oder auch am unterstromigen Ende der Schlauchmembran entstehen können.



**Abbildung 7.4:** Schwingungen im abgelegtem Zustand nach CHERVET 1984

### 7.1.2 Art der Schwingungserregung und Untersuchungsmethode

Ein Modellversuch kann im Prinzip nur Aussagen über die im voraus definierte Schwingungserregung liefern, so z.B. darüber ob ein unterströmtes Tiefschütz als ganzes oder nur die Dichtung zu Schwingungen angeregt wird. Da aber jedes Bauteil unterschiedliche Steifigkeits-, Dämpfungs- und Trägheitseigenschaften aufweist, ist dies in einer Voranalyse abzuklären. Im Hinblick auf die Schwingungserregung unterscheidet NAUDASCHER 1984 zwischen 3 Arten von Schwingungen:

Fremderregte Schwingungen: Strömungsturbulenzen, wie z.B. bei einer Tosbeckenplatte auf elastischem Untergrund (stochastische Erregung) oder bei Wirbelablösungen, z.B. an oberhalb gelegenen Brückenpfeilern (Puffer), verursachen

eine pulsierende Anströmung. In beiden Fällen interessiert die Energieübertragung auf das Bauwerk nahe der Eigenfrequenz  $f_E$ .

Selbstgesteuerte (oder fluiderregte) Schwingungen: Die schwingungserregenden Kräfte treten auch ohne pulsierende Anströmung durch Strömungsinstabilitäten und Rückkopplungsmechanismen auf, wie z.B. bei einem instabilen Überfallstrahl. Die häufigsten Ursachen sind instabile Scher- und Wirbelschichten entlang von Ablösezonen sowie die Ausbildung pulsierender Wasser-Luft-Gemische und Kavitationserscheinungen. Man unterscheidet hier zwischen fluiddynamischer, fluidresonanter und fluidelastischer Rückkopplung.

Selbsterregte (oder körpererregte) Schwingungen: Die schwingungserregende Kraft wird durch anfängliche Störbewegungen angefacht und durch Schwingungen des Bauwerks aufrechterhalten. Die Kraftschwankung ist in Resonanz mit der Eigenfrequenz des schwingenden Körpers, wie z.B. eine Gummidichtung an einem Tiefschütz bei extrem kleinen Öffnungsweiten. Zwischen selbsterregten und fluidelastisch selbstgesteuerten Schwingungen gibt es keine scharfe Grenze.

Bei fremderregten Schwingungen kann die Untersuchung sowohl am starren Modell durch Druck- und Kraftmessungen als auch am elastischen Modell durch Messung der Schwingungen durchgeführt werden. Anders verhält es sich bei den selbstgesteuerten Schwingungen. Hier muss der jeweilige Rückkopplungsmechanismus betrachtet werden. Bei fluiddynamischer und fluidresonanter Rückkopplung führt der Körper, wie bei der Fremderregung, eine erzwungene Schwingung aus. Die Untersuchung kann dann am starren Modell erfolgen, wenn alle Einflussfaktoren auf die Strömungsinstabilität und auf den Rückkopplungsmechanismus berücksichtigt werden: Beispielsweise die Entwicklung einer Grenzschicht oder die Eigenfrequenz einer schwingenden Wassersäule. Im Gegensatz dazu wird bei der fluidelastischen Rückkopplung die schwingungserregende Kraft von der Bauwerksdynamik beeinflusst, so dass die Untersuchung nur am elastischen, dynamisch ähnlichen Modell erfolgen kann. Die Einflussgrößen sind zwar bei der selbsterregten Schwingung dieselben, hier kann aber wiederum mit starren oder elastischen Modellen gearbeitet werden. So besteht beispielsweise die Möglichkeit, einen starren Körper mit unterschiedlicher Frequenz und Amplitude auszulenken und die Kraftschwankungen in Richtung der Auslenkung zu messen.

Nach der Klassifikation von NAUDASCHER 1984 können die oben beschriebenen Schwingungsarten als selbstgesteuerte Schwingungen mit fluidelastischer Rückkopplung bzw. als selbsterregte Schwingungen eingestuft werden. Die Einflussfaktoren sind, wie oben ausgeführt, dieselben: a) Eine instabile Strömungsablösung, wie sie bei Schlauchwehren ohne Deflektor auftreten kann, b) ein Wiederanlegen des Überfallstrahls bei zu kurzer Ausführung, c) ein pulsierendes Wasser-Luft-Gemisch aufgrund unzureichender Belüftung oder d) der stationäre Quertrieb sind Strömungsphänomene, bei denen Druckschwankungen den Schlauch zu Schwingungen anregen. Gleichzeitig haben die Auslenkungen des Schlauchkörpers einen unmittelbaren Einfluss auf das Strömungsfeld und führen zu einer Rückkopplung der Strömung wegen der veränderten Druckverhältnisse auf die Membranoberseite.

Bei den Schwingungen im abgelegten Zustand ist die Zuordnung nicht eindeutig. Ohne die Druckschwankungen und die fluktuierenden Sohlschubspannungen in der Strömung würde das erste in Abbildung 7.4 beschriebene Schwingungsphänomen nicht auftreten. Also handelt es sich dabei um fremderregte Schwingungen. Bei dem „vertical flip effect“ aber ist es wahrscheinlich, dass durch die vertikale Bewegung des Schlauchendes eine Strömungskraft hervorgerufen wird, die auf die Membran wirkt und diese wiederum zu Schwingungen anfährt. Letztendlich aber ist die Differenzierung für die Konzeption der Modelluntersuchung nicht entscheidend, da die meisten zu erwartenden Schwingungsphänomene nicht am starren Modell untersucht werden können und ein Schlauchwehrmodell ohnehin mit geringem Aufwand als elastisches, dynamisch ähnliches Modell realisiert werden kann. Die maßgebenden Parameter sind die Masse, also die Membran mit dem eingeschlossenen Füllmedium, die Biegesteifigkeit und die Elastizität der Membran. Der Einfluss unterschiedlicher Dämpfungskonstanten des Wasserkörpers ist bei der Untersuchung von Schwingungen mit geringer Amplitude von untergeordneter Bedeutung [CHERVET 1984].

### 7.1.3 Naturähnlichkeit der Strömungsvorgänge

Bei dem oben beschriebenen Schwingungsverhalten des Schlauchwehres im abgelegten Zustand wurden nach Voruntersuchungen von CHERVET 1984 stehende Wellen (engl. standing gravity waves) beobachtet, die durch Fließgeschwindigkeiten nahe  $Fr = 1$  verursacht wurden. Eigene Untersuchungen bestätigten den maßgebenden Einfluss auf die Pulsationen in der Strömung und damit auf die Erregbarkeit der Membran. Da bei diesen Strömungsvorgängen die Trägheits-

kräfte dominieren, kann das Schwingungsverhalten in einem Froudeschen Modell untersucht werden. Die Strömungsturbulenzen und die daraus resultierenden Kräfte werden hierbei naturähnlich abgebildet. Trägheitskräfte dominieren auch bei der Überströmung des aufgestellten Schlauchwehrs. Allerdings bereitet die ähnliche Darstellung von Ablösevorgängen und deren Einfluss auf die Strömung im physikalischen Modellversuch Probleme, da der Ablösepunkt von den Grenzschichtbedingungen abhängt (Oberflächenrauheit und Turbulenz in der Grenzschicht). Froude- und Reynoldszahl können nicht gleichzeitig eingehalten werden: Die Reynoldszahl ist im Froudeschen Modell stets kleiner als in der Natur, so dass die Zähigkeitskräfte eine größere Bedeutung als in der Natur haben [DvWK 1984]. Die Reynoldszahl muss daher im Modell mindestens so groß sein, dass sich die Grenzschicht im Modell wie in der Natur turbulent ablöst (hydraulisch rauher Bereich).

#### **7.1.4 Naturähnlichkeit des Schwingungsverhaltens**

Wird dieselbe Dichte der Membran in Natur und Modell gewählt, ist die Massenverteilung der Membran entsprechend dem Froudeschen Modellgesetz naturähnlich abgebildet: Somit ist eine ähnliche Reaktion des Modells auf die äußeren Strömungskräfte zu erwarten. Dies gilt auch für die Wassermenge über der Membran, die von den Membranbewegungen angeregt wird. Die beobachteten Schwingungen des abgelegten Schlauchs in der Strömung spiegeln ein Gleichgewicht aus den Strömungskräften sowie der Biegung und dem Zug der elastischen Membran wider. Bei großen Amplituden ist eine Rückkopplung auf die Strömung wahrscheinlich. Dabei wird die Bewegung der Membran von den inneren Kräften, der Steifigkeit und der Masse bestimmt. Um die Elastizität eines Körpers im Modell abzubilden, muss daher bei den Modelluntersuchungen auch die Cauchy-Zahl eingehalten werden. Die Cauchy-Zahl, die über eine Dimensionsanalyse hergeleitet werden kann, beschreibt das Verhältnis von Trägheit zu Elastizität und enthält als Einflussgrößen u.a. den Elastizitätsmodul der Membran. Bei der Verwendung des E-Moduls ist anzumerken, dass es sich bei dem Schlauchmaterial im eigentlichen Sinne nicht um einen Hooke'schen Werkstoff handelt. Das Elastomer mit z.T. mehreren Gewebelinien ist ein Verbundwerkstoff, der nur bereichsweise ein lineares Spannungs-Dehnungs-Verhalten aufweist. Materialuntersuchungen ergaben aber, dass die auftretenden Zugspannungen im Vergleich zur Reißfestigkeit gering sind und der auftretende Spannungs-Dehnungs-Bereich durchaus durch ein lineares Werkstoffgesetz beschrieben werden kann (s. Abbildung 4.2).

## 7.2 Konzeption und Methodik der physikalischen Modelluntersuchungen

### 7.2.1 Dimensionsanalyse

Für die Konzeption der physikalischen Modelluntersuchungen müssen zunächst die relevanten Einflussgrößen ermittelt und die Kriterien für die dynamische Ähnlichkeit bestimmt werden. Dabei ist die Dimensionsanalyse ein sehr nützliches Instrument. Mit der Bildung dimensionsloser Größen kann nämlich die Anzahl der maßgebenden Parameter und damit der Untersuchungsaufwand verringert werden. Ein weiterer Vorteil der Dimensionsanalyse ist, dass sich auf diesem Weg auch ohne Vorkenntnisse und ohne physikalische Interpretation die bekannten strömungsmechanischen Modellgesetze und Kennzahlen, die für die Abbildung der dynamischen Ähnlichkeit zu berücksichtigen sind, ergeben. Die gewonnenen Beziehungen sind vom Absolutmaßstab unabhängig und gelten sowohl im Modell als auch in der Natur [KOBUS 1974]. Die Dimensionsanalyse nutzt dabei die Tatsache aus, dass der funktionale Zusammenhang zur Beschreibung einer physikalischen Beziehung stets unabhängig sein muss vom verwendeten Maßsystem. Bei der Reduzierung der Parameter wird das Vaschy oder  $\Pi$ -Theorem zugrunde gelegt, das häufig auch als Buckingham-Theorem bezeichnet wird. Das  $\Pi$ -Theorem besagt, dass jede dimensionsmäßig homogene Gleichung, die  $n$  physikalische Variablen mit einer Dimensionsmatrix der Ordnung  $r$  enthält, zu einer Gleichung mit  $(n-r)$  dimensionslosen Größen reduziert werden kann, welche sich aus den Potenzen der ursprünglichen Variablen zusammensetzen. Da sich die mechanischen Größen in den 3 Grundeinheiten Länge, Zeit und Masse ausdrücken lassen, reduziert sich die Anzahl der Parameter ebenfalls um 3. Mit diesem einfachen Grundgedanken verringert sich der Versuchsaufwand erheblich, da die Anzahl der Versuche exponentiell mit der Anzahl der Versuche wächst [KOBUS 1974].

#### Auswahl der relevanten Einflussgrößen

Neben der Abbildung der Geometrie und der Strömung sind bei der Untersuchung des Schwingungsverhaltens die Werkstoff- und Fluideigenschaften von Bedeutung:

$$\text{Schwingung} = f(\text{Geometrie, Strömung, Werkstoff- und Fluideigenschaften})$$

Folgende unabhängige Einflussgrößen sind damit für die Untersuchungen zu berücksichtigen:

$$\text{Schwingung (Frequenz, Amplitude)} = f(y_1, y_2, h_s, EI, \rho_s, \alpha, v_1, \rho_w, \eta, g)$$

mit:	$y_1$	Oberwassertiefe [m]
	$y_2$	Unterswassertiefe [m]
	$h_s$	Schlauchhöhe [m]
	$EI$	Biegesteifigkeit der Membran [Nm <sup>2</sup> ] mit $I = 1/12 b \cdot d_s^3$ bzw. $1/12 d_s^3$ in der ebenen Betrachtung
	$\rho_s$	Dichte Membran [kg/m <sup>3</sup> ]
	$\alpha$	Verhältnis der Druckhöhe im Schlauchinneren zur Oberwassertiefe [-]
	$v_1$	Fließgeschwindigkeit im Oberwasser [m/s]
	$\rho_w$	Dichte Wasser [kg/m <sup>3</sup> ]
	$\eta$	dynamische Viskosität [kg/m·s]
	$g$	Erdbeschleunigung [m/s <sup>2</sup> ]

Die Schlauchhöhe  $h_s$  stellt ihrerseits eine Funktion der Ablagelänge  $l_A$  und des Innendruckkoeffizienten  $\alpha$  dar. Daher wird die Ablagelänge  $l_A$  nicht als zusätzliche Einflussgröße aufgeführt.

### Reduzierung auf dimensionslose Größen

Für die Bildung der dimensionslosen Größen werden die 3 Parameter  $h_s$ ,  $v$  und  $\rho_w$  ausgewählt, die alle Grunddimensionen enthalten und die in sich keine dimensionslose Zahl bilden. Anschließend werden mit Hilfe der ausgewählten Größen die verbleibenden Parametern zu dimensionslosen Kennzahlen kombiniert.

$$\eta \left[ \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s}} \right] = \rho_w \left[ \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right] \cdot v \left[ \frac{\text{m}}{\text{s}} \right] \cdot h_s [\text{m}]$$

$$\Rightarrow \frac{v \cdot h_s}{\eta / \rho_w} = \text{Re}$$

*Reynoldszahl*

$$g \left[ \frac{m}{s^2} \right] = v^2 \left[ \frac{m^2}{s^2} \right] \cdot 1/h_s \left[ \frac{1}{m} \right]$$

$$\Rightarrow \frac{v^2}{g \cdot h_s} = Fr^2 \quad \text{Froude-Zahl}$$

$$EI \left[ \frac{N}{m^2} \cdot m^3 = \frac{kg \cdot m^2}{s^2} \right] = \rho_w \left[ \frac{kg}{m^3} \right] \cdot v^2 \left[ \frac{m^2}{s^2} \right] \cdot h_s^3 \left[ m^3 \right]$$

$$\Rightarrow Ca = \frac{v^2}{EI/(\rho_w \cdot h_s^3)} \quad \text{Cauchy-Zahl}$$

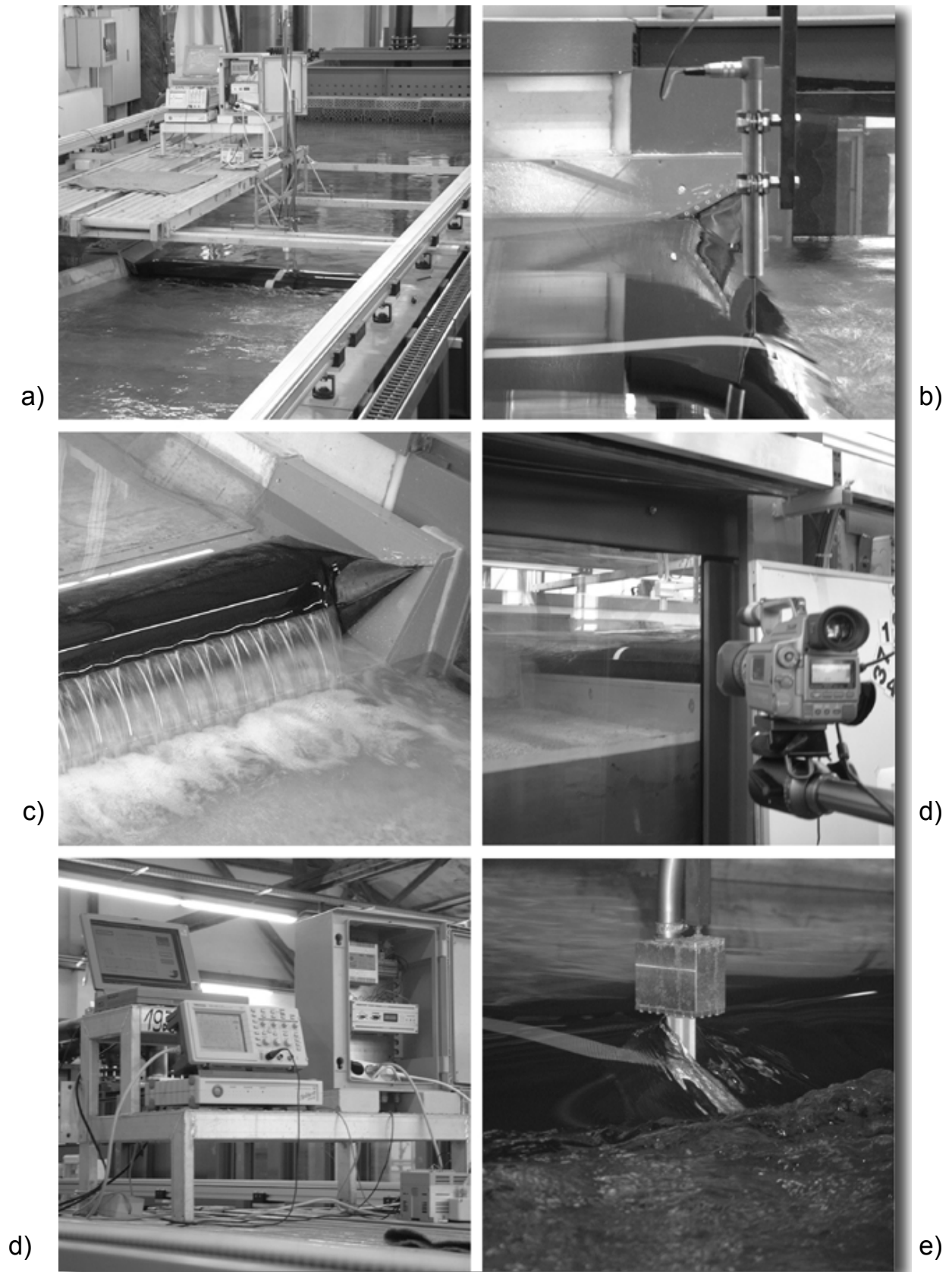
Schließlich ergeben sich für die Untersuchungen am physikalischen Modell folgende dimensionslose Einflussgrößen:

$$\text{Schwingung (Frequenz, Amplitude)} = f \left( \frac{y_1}{h_s}, \frac{y_2}{h_s}, Ca, \frac{\rho_s}{\rho_w}, \alpha, Re, Fr \right)$$

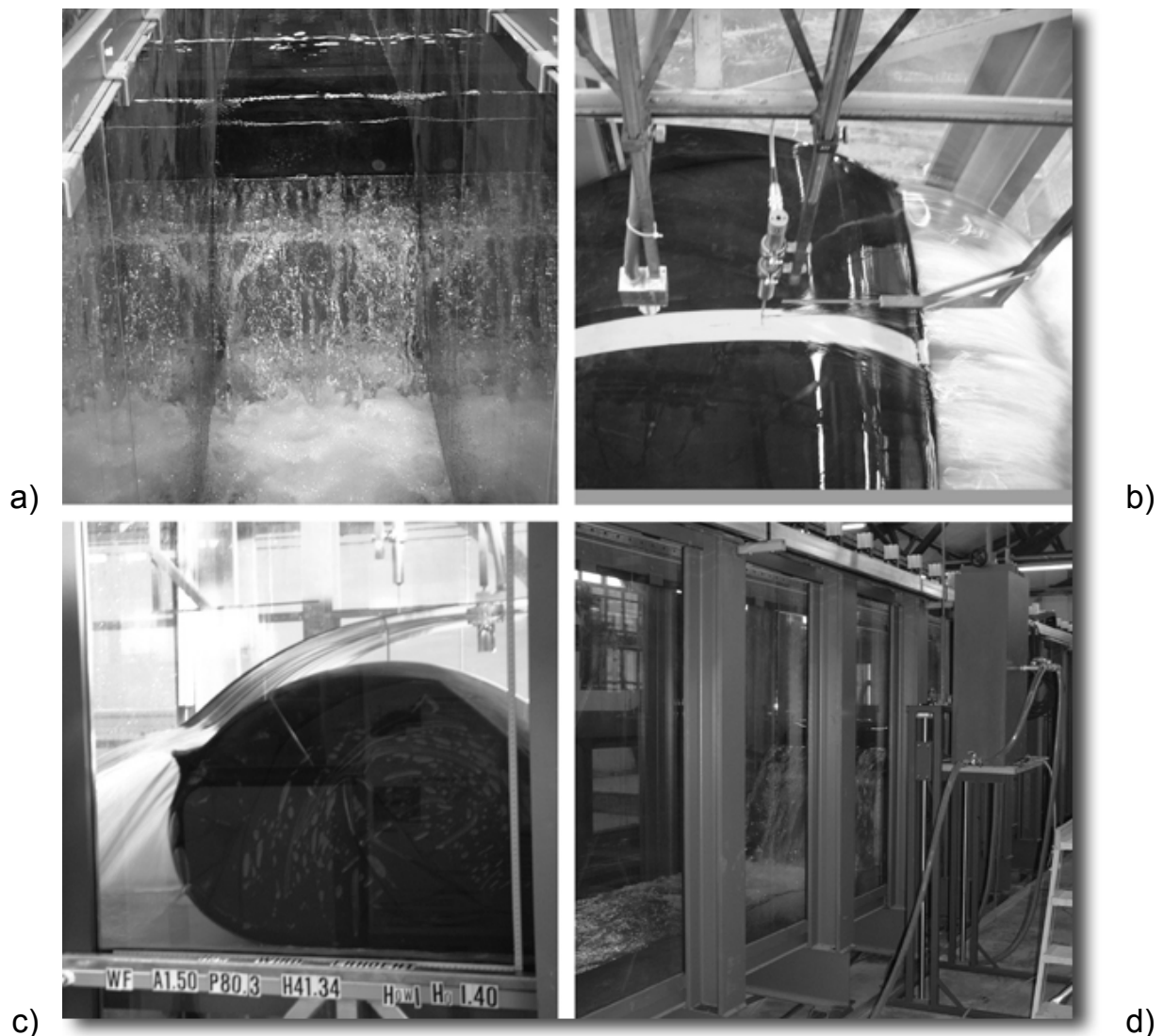
### 7.2.2 Modellmaßstab und Wahl der Modellmembran

Die Modelluntersuchungen erfolgten an einem Vollmodell (s. Abbildung 7.5) und an einem Ausschnittmodell (s. Abbildung 7.6) im Labor der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe. Im Vollmodell wurde die Geometrie eines vollständigen Wehrfeldes mit einer Wehrfeldbreite von 1,71 m und einer Schlauchhöhe von ca. 0,18 m abgebildet. Der Schlauchkörper war demontierbar, so dass verschiedene Arten von Schlauchverschlüssen mit unterschiedlichen Füllmedien untersucht werden konnten. Der Modellschlauch wurde dabei über eine Rohrleitung betrieben, welche an einen Regulierschacht mit Überlauf bzw. an eine Wasserleitung oder an eine Druckluftleitung angeschlossen werden konnte. Zusätzlich wurde eine Entlüftungs- und eine Messleitung angeordnet, die in den Innenraum des Schlauchs führten.





**Abbildung 7.5:** Vollmodell im Maßstab ca. 1:13: a) Blick vom Unterwasser, b) Induktiver Wegaufnehmer für Geometriemessungen, c) wassergefülltes Modell mit Fin, d) Videodokumentation, e) Messverstärker und Oszilloskop, f) Triangulationslaser zur Messung der Vertikalamplituden



**Abbildung 7.6:** Ausschnittsmodell im Maßstab 1:5 in der Versuchsrinne: a) Blick vom Unterwasser, b) Triangulationslaser und Spitzentaster c) seitliche Dichtungsflächen, d) Regulierungsschacht

An messtechnischer Ausstattung verfügte das Modell über eine magnetisch-induktive Zuflussmessung und eine Wasserspiegelmesseinrichtung. Außerdem konnten die Drücke im Schlauch und auf der Wehrschwelle erfasst werden [BAW 2003]. Das Vollmodell wurde ursprünglich für die Untersuchungen zum geplanten Schlauchwehr Marklendorf/Aller aufgebaut. Mit der geplanten Schlauchhöhe von ca. 2,20 m ergab sich für diese Untersuchungen ein Modellmaßstab von etwa 1:13. Um Randeinflüsse zu minimieren und das Elastizitätsverhalten der Schlauchmembran in einem möglichst großen Modellmaßstab untersuchen zu können, wurde ein zweites, 0,80 m breites, Schlauchmodell in einer Versuchsrin-

ne aufgebaut. Dieses Modell war als Ausschnittsmodell im Maßstab 1:5 konzipiert ohne seitliche Befestigung des ca. 0,60 m hohen Schlauchkörpers. Die Auswahl der Modellmembrane für die beiden physikalischen Modelle erfolgte nach dem Cauchy-Kriterium: Hierzu wurden Zugversuche an Proben aus handelsüblichen Schlauch- und Modellmembranen durchgeführt, um E-Moduli der in Natur und Modell verwendeten Elastomere zu erhalten. Als Referenzmaterial wurde eine 14 mm starke Schlauchmembran gewählt, wie sie für Schlauchwehren über 3 m eingesetzt wird und die im linearen Bereich einen E-Modul von ca. 164 N/mm<sup>2</sup> aufweist. Die Cauchy-Zahl, als Verhältnis von Trägheitskraft und Elastizität der Membran, wurde mit Hilfe der Dimensionsanalyse (s. Kapitel 7.2.1) in folgender Form hergeleitet:

$$Ca = \frac{v^2}{EI/(\rho_w \cdot h_s^3)}$$

Maßgeblichen Einfluss auf die Elastizität hat bei dieser Definition die Biegesteifigkeit, d.h. neben dem E-Modul auch die Membrandicke, die in das Flächenträgheitsmoment eingeht. Häufig findet sich in der Literatur auch eine zweite Definition für die Cauchy-Zahl [CHERVET 1984], bei der nicht die Biegesteifigkeit sondern der Elastizitätsmodul als maßgebliche Komponente angesehen wird, oder anders ausgedrückt, neben Masse und Dehnsteifigkeit der Membran bestimmen ausschließlich Zugkräfte das Schwingungsverhalten des Schlauchkörpers.

*Cauchy-Zahl nach CHERVET 1984*      $Ca = \frac{v}{\sqrt{E/\rho_s}}$

Diese Annahme trifft aber nur teilweise für die in Kapitel 7.1.1 beschriebenen Schwingungsarten zu: Der Einfluss der Biegesteifigkeit verringert sich zwar mit steigendem Innendruck, da die Zugkräfte die Spannungsverteilung in der Membran maßgeblich bestimmen, und eine Druckänderung im Wesentlichen axiale Verformungen bewirkt. Hohe Innendrucke treten aber nur bei voll aufgestelltem oder gering überströmten Schlauchkörper auf, bei dem beispielsweise Schwingungen des Überfallstrahls beobachtet werden können. Da der Innendruck für das weitere Ablegen des Schlauchkörpers aber reduziert werden muss, verringert sich die Membrankraft und der Einfluss der Biegesteifigkeit nimmt zu. Das bedeutet, dass bei den anderen beschriebenen Schwingungsarten die Biegestei-

figkeit mit abgebildet werden muss, um eine Naturähnlichkeit des elastischen Verhaltens im Modell zu erreichen. Um einmal die Unterschiede auf die Modellkonzeption bei Verwendung unterschiedlicher Cauchy-Zahlen aufzuzeigen, soll das folgende Verhältnis der E-Moduli  $E_r$  in Natur und Modell ohne Berücksichtigung der Biegesteifigkeit hergeleitet werden:

Maßstab der E-Moduli ohne Berücksichtigung der Biegesteifigkeit:

$$Ca_N = Ca_M$$

$$E_r = \frac{E_N}{E_M} = \frac{v_N^2}{v_M^2} \cdot \frac{\rho_{S,N}}{\rho_{S,M}} = v_r^2 \cdot \rho_{S,r}$$

$$\text{mit } v_r = L_r^{1/2} \text{ und } \rho_{S,r} = 1$$

$$\Rightarrow E_r = L_r$$

Dagegen ergibt sich bei Verwendung der Cauchy-Zahl, bei der die Elastizitätskraft durch die Biegesteifigkeit bestimmt wird, für den Maßstab der E-Moduli  $E_r$  folgendes Verhältnis:

Maßstab der E-Moduli mit Berücksichtigung der Biegesteifigkeit:

$$Ca_N = Ca_M$$

$$\frac{v_N^2}{EI_N / (\rho_w \cdot h_{s,N}^3)} = \frac{v_M^2}{EI_M / (\rho_w \cdot h_{s,M}^3)}$$

$$v_r^2 = \left( \frac{v_N}{v_M} \right)^2 = \frac{EI_N}{EI_M} \cdot \left( \frac{h_{s,M}}{h_{s,N}} \right)^3$$

$$v_r^2 = EI_r \cdot L_r^{-3} \quad \text{und} \quad v_r = L_r^{1/2}$$

$$\Rightarrow EI_r = L_r^4$$

Aus dem Flächenträgheitsmomentes für den ebenen Querschnitt  $I_r = 1/12 \cdot d_r^3$  ergibt sich die Beziehung zwischen den Maßstabszahlen für den E-Modul und für die Membrandicke:

$$E_r \cdot d_{s,r}^3 = L_r^4$$

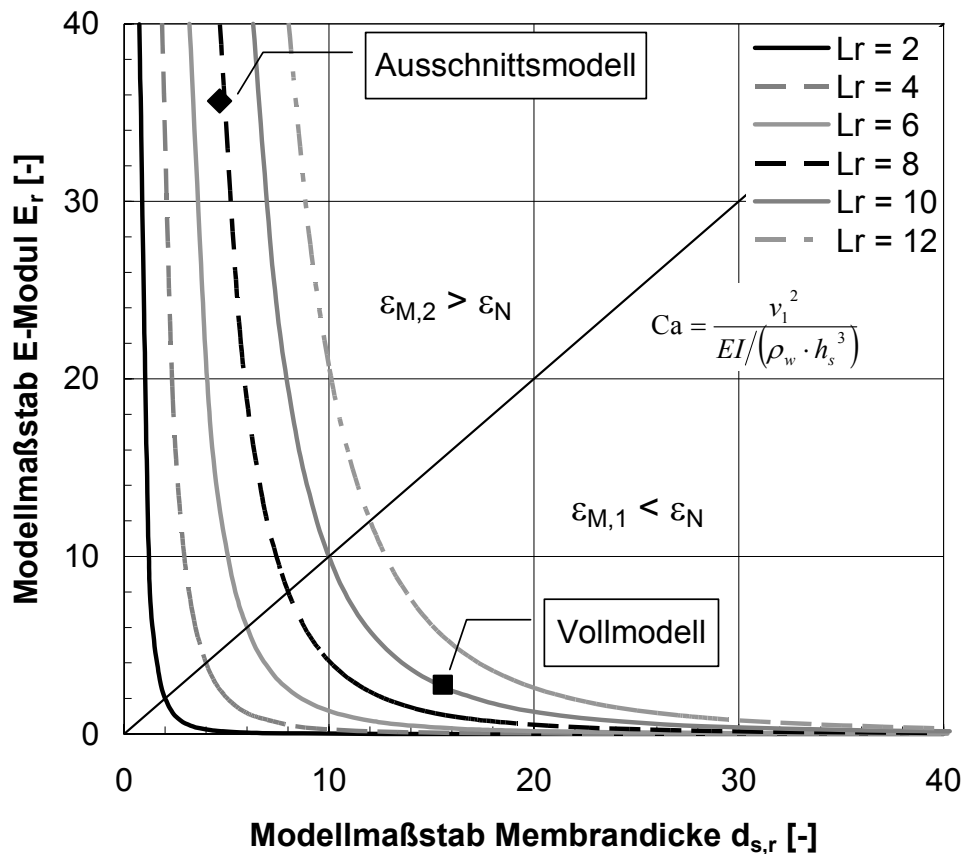
$$\Rightarrow E_r = \frac{L_r^4}{d_{s,r}^3}$$

Aus der Gegenüberstellung ist zu erkennen, dass nur bei der Berücksichtigung der Membrandicke im Modellmaßstab der Maßstab für die Elastizität bei beiden Cauchy-Zahlen gleich ist. Abweichungen führen dazu, dass die Biegeschwingungen, um die es sich im Wesentlichen bei den beschriebenen Schwingungsarten handelt, nicht naturähnlich abgebildet werden. Um die Auswahl einer geeigneten Modellmembran mit Hilfe des Cauchy-Kriteriums zu erleichtern, kann der Maßstab der E-Moduli  $E_r$  als Funktion des Maßstabes der Membranstärken  $d_{s,r}$  dargestellt werden (s. Abbildung 7.7). Mit Hilfe dieses Diagramms kann die Eignung einer Modellmembran in Abhängigkeit des gewählten Modellmaßstabs bewertet werden: Je näher die Modellmembran an der Kurve des gewählten Modellmaßstabs liegt, desto besser ist sie geeignet für die Untersuchungen. Hierbei ist allerdings zu beachten, dass Biegesteifigkeit und Elastizität nicht gleichzeitig eingehalten werden können. Modellmaterialien, die sich im Bereich der Hyperbel für  $E_r > L_r$  befinden, sind im Vergleich zum Naturmaterial weicher und führen im Modell zu größeren Dehnungen. Dies ist insbesondere bei der Messung von Schlauchgeometrien von Bedeutung. Beide Anforderungen zu erfüllen bedeutet, denselben Modellmaßstab für E-Modul und Membranstärke zu verwenden, also  $E_r = d_{s,r} = L_r$ . Praktisch ist es jedoch nicht möglich, ein Material zu finden, das gleichzeitig beiden Bedingungen genügt. Für die beiden Modelle wurden schließlich Chloropren-Membrane mit einer Dicke von 3 mm (Ausschnittsmodell) bzw. 0,9 mm (Vollmodell) ausgewählt. Die E-Moduli, die für die beiden Modellmembrane im elastischen Bereich ermittelt wurden, betragen 4,6 N/mm<sup>2</sup> und 59,3 N/mm<sup>2</sup>.

### 7.2.3 Beschreibung der verwendeten Messtechnik

Aufgrund der Biegeschwingungen der Schlauchmembran sind die Auslenkungen je nach Messpunkt auf der Oberfläche unterschiedlich. Da die Erfassung der räumlichen Schwingungen aber sehr schwierig und mit einem großen Messauf-

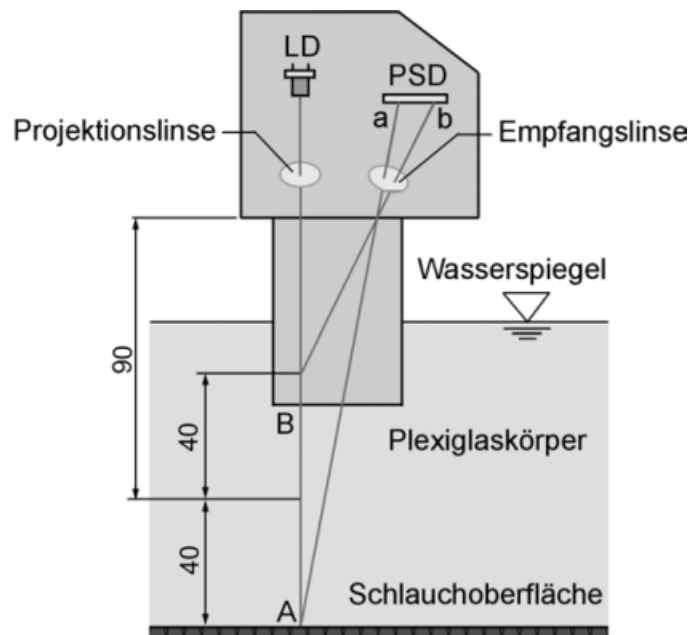
wand verbunden ist, insbesondere die anschließende Datenanalyse zum Vergleich mit anderen Messungen, wurden lediglich die Vertikalschwingungen des Schlauchkörpers im Scheitelpunkt gemessen und die Messreihe über Videoaufzeichnungen dokumentiert. Damit standen für die spätere Analyse der Schwingungsarten am selben Referenzpunkt neben den Amplituden und Frequenzen auch die zugehörigen Verformungsbilder zur Verfügung.



**Abbildung 7.7:** Wahl der Modellmembran über die Einhaltung der Cauchy-Zahl

Die vertikalen Amplituden wurden mit Hilfe eines Laserdistanzmessgerätes vom Typ MX1B der Firma Idec durchgeführt. Das Messgerät, das nach dem Triangulationsprinzip arbeitet, bietet den Vorteil, Distanzen zu Oberflächen berührungslos und mit einer sehr hohen Genauigkeit (je nach Abstand 10  $\mu\text{m}$  bis 50  $\mu\text{m}$ ) messen zu können. Das Messprinzip ist sehr einfach: Der von der Laserdiode (LD, Wellenlänge 780 nm) generierte Laserstrahl trifft auf die Schlauchoberfläche, wird diffus reflektiert und tritt durch die Empfangslinse wieder ein. Dabei wird der Bildpunkt vom Positionsmessgerät (Position Sensing Device, PSD) erfasst. Bei einer Bewegung der Oberfläche von Punkt A nach B verschiebt sich

auch der Bildpunkt auf dem PSD. Anhand der Dreiecksfunktion wird die Verschiebung und die Entfernung zwischen Messpunkt und Messgerät berechnet. Die Abtastrate der Laserdiode beträgt 10 ms, wodurch sich der Sensor sehr gut zur Messung von Schwingungen unterhalb von 10 Hz eignet (Bei den Schwingungsuntersuchungen wurden Frequenzen unterhalb von 7 Hz gemessen, wodurch sich die Auflösung der Messung noch verbessert hat).

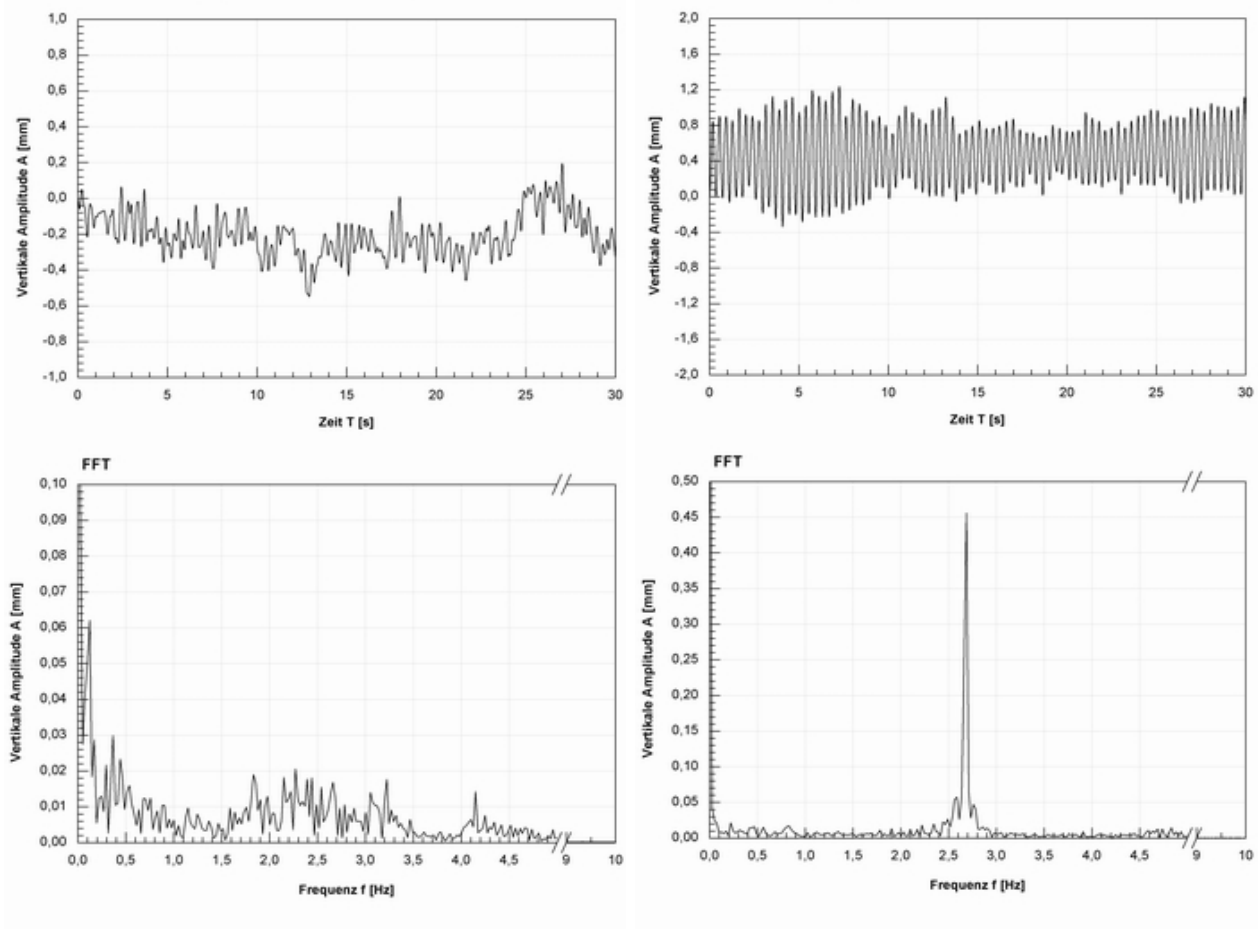


**Abbildung 7.8:** Prinzip der Triangulationsmessung

Da der Lasersensor üblicherweise für Messungen in der Luft eingesetzt wird und einen Mindestabstand von 5 cm benötigt, wurde der Sensor am Messkopf mit einem 8 cm langen Plexiglasgehäuse ummantelt, damit er bei allen Messungen ins Wasser eingetaucht werden konnte. Der Laserstrahl hätte sonst zweimal (Projektion und Empfang) eine Luft-Wasser-Grenzschicht durchdringen müssen, mit der Folge einer erheblichen Lichtstrahlbrechung und Verfälschung des Messsignals. Da die schwarzen Membrane der Schlauchwehrmodelle den Laserstrahl stark absorbieren und die Leistung des Lasers für einen Empfang nicht mehr ausreicht, wurden sie im Bereich der Messachsen mit gelben Signalstreifen versehen. Wegen dieser Modifikationen musste die Messtechnik anschließend neu geeicht werden [BAW 2004].

### 7.2.4 Methodik für die Analyse und Auswertung der Messungen

Der Aufzeichnungszeitraum einer Messung betrug mindestens 30 s, so dass mit der Abtastrate des Triangulationslasers von 10 ms mehr als 3000 Messwerte für die weitere Analyse zur Verfügung standen. Die Auswertung erfolgte schließlich mit Hilfe einer Fast Fourier Transformation (FFT). Mit diesem Algorithmus kann jedes periodische Signal in viele einzelne Sinus- und Kosinusförmige Schwingungen zerlegt und durch diese nachgebildet werden. Als Ergebnis erhält man ein Frequenzspektrum aller Sinus- und Kosinusschwingungen, die das Ausgangssignal repräsentieren. Mit Hilfe der FFT können sehr unübersichtliche Signale, die man bei Schwingungsmessungen erhält, leichter interpretiert werden: Beispielsweise erkennt man, ob im Ausgangssignal wenige Frequenzen, wie z.B. die Eigenfrequenzen, auftreten oder ob es sich um einen mehr oder weniger regellosen Vorgang (Rauschen) handelt, bei dem alle Frequenzen mit Amplituden ähnlicher Größenordnung vertreten sind.



**Abbildung 7.9:** Ergebnis einer Fast Fourier Transformation von zwei Messsignalen – dominantes Rauschen (links) und Resonanzschwingung (rechts)

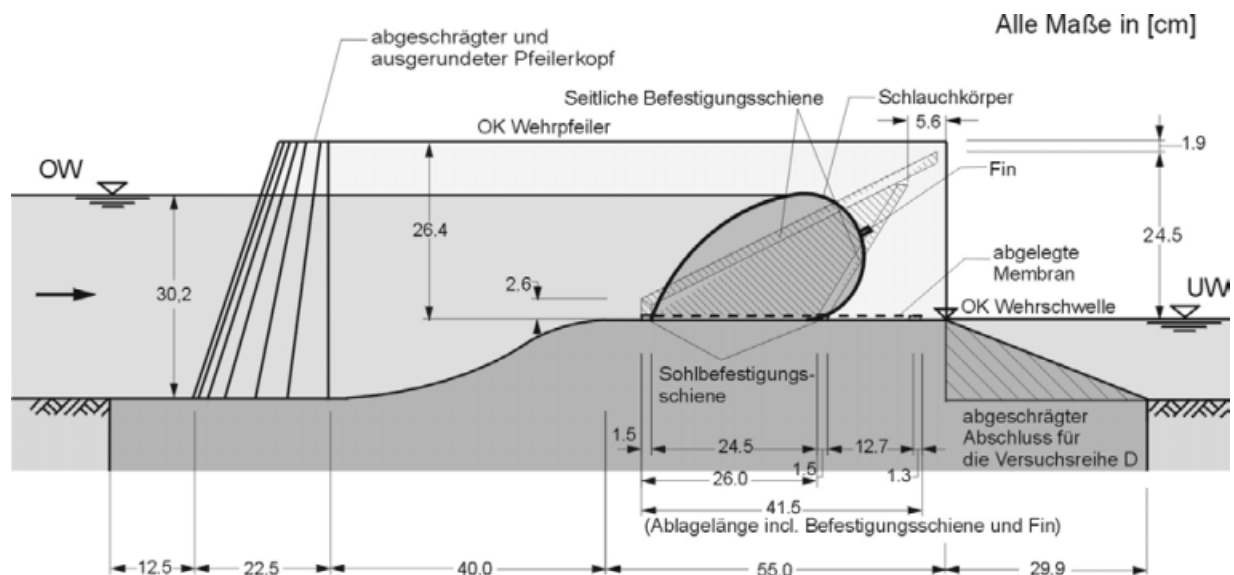


### 7.2.5 Beschreibung der Versuchsreihen und der dabei untersuchten Einflussgrößen

Aus der Dimensionsanalyse (s. Kapitel 7.2.1) ergaben sich für die Untersuchungen am physikalischen Modell (Froudesches Modell unter Einhaltung der Cauchy-Zahl) folgende dimensionslose Einflussgrößen:

$$\text{Schwingung (Frequenz, Amplitude)} = f \left( \frac{y_1}{h_s}, \frac{y_2}{h_s}, \alpha \right)$$

Die Untersuchungen erfolgten zunächst an einem wassergefüllten Schlauchmodell mit zwei Befestigungsschienen im Abstand von 26,0 cm. Verwendet wurde dabei eine 0,9 mm starke Modellmembran aus Chloropren (CR)-Kautschuk mit einer Gewebeeinlage aus Polyamid (PA) und einem Gewicht von ca. 800 g/m<sup>2</sup> ( $\rho_s = \text{ca. } 890 \text{ kg/m}^3$ ). Der Schlauchumfang  $l_s$  betrug 82 cm und der Innendruckkoeffizient  $\alpha_0 = 1,60$ , woraus sich eine Schlauchhöhe von 18,2 cm und eine Kontaktlänge  $l_k = 28 \text{ cm}$  im nicht überströmten Zustand ergab. Da die Kontaktlänge  $l_k$  größer als der Befestigungsabstand  $l_B$  ist, kann sich eine „vollständige“ Schlauchform ausbilden (s.a. Kapitel 4.3).



**Abbildung 7.10:** Querschnitt durch das Schlauchmodell (Maßstab 1:12,3 bis 1:15,9)

Das Schlauchmodell ist auf eine ca. 8,5 cm hohe Wehrschwelle montiert ( $h_w/(h_w+h_o) \approx 0,31$ ), deren Oberwasserseite entsprechend den Radien einer „Jambor“-Schwelle ausgerundet war (s. Abbildung 7.10). Mit der „Jambor“-

Schwelle wird ein Strömungseffekt nach dem Gesetz von Bernoulli ausgenutzt, bei dem durch die besondere Formgebung der Schwelle, die durch die Zentrifugalkraft bewirkte Minderung des inneren Wasserdrucks verlustfrei in Geschwindigkeitshöhe umgesetzt wird [JAMBOR 1959]. Damit kann die Höhe der festen Wehrschwelle etwa 25 bis 30 % der Oberwassertiefe betragen, ohne dass sich ein merkbarer Aufstau nach Oberwasser ergibt.

Bei konstantem Oberwasserstand, was in der Natur der Einhaltung des Stauziels entspricht, wurde der Unterwasserstand und der Abfluss über das Schlauchwehr variiert: Der Unterwasserstand wurde dabei in äquidistanten Schritten von  $h_u/h_o = 0,00$  bis ca. 0,90 angehoben und der Abfluss bzw. die Überfallhöhe im Bereich  $h_s/h_o = 0,80$  bis 0,20 je Unterwasserstand stufenweise erhöht. Damit ergaben sich je Versuchsreihe durchschnittlich 60 Messungen. Um den Einfluss eines Deflektors (wie z.B. die Fin) und von Störkörpern auf das Schwingungsverhalten zu untersuchen, wurden zwei weitere Schlauchmodelle gebaut, die denselben Schlauchumfang, Befestigungsabstand und Innendruckkoeffizienten hatten, wie das Ausgangsmodell (Versuchsreihe A). Die Ausbildung der Fin (Versuchsreihe B) ist in Abbildung 7.15 und die der Störkörper (Versuchsreihe C) in Abbildung 7.16 dargestellt. Am Beispiel des Schlauchmodells der Versuchsreihe B wurde der Bemessungsinnendruck variiert, um den Einfluss eines niedrigeren ( $\alpha = 1,30$ ) und eines höheren Innendrucks ( $\alpha = 2,60$ ) auf das Schwingungsverhalten zu untersuchen. Da der Innendruck verändert wurde, änderten sich im nicht überströmten Zustand die Schlauchhöhen und Kontaktlängen gegenüber der Versuchsreihe A und damit in geringem Maße auch der Modellmaßstab. Schließlich wurde in einer Versuchsreihe D die Geometrie der festen Wehrschwelle verändert, da sich aus den ersten Versuchen die Vermutung ergab, dass Turbulenzen, die aus dem Auftreffen des Überfallstrahls auf die Wehrschwelle bzw. das Unterwasser entstehen, den Schlauch zu Schwingungen anregen.

In den Versuchsreihen E und F wird, wie bei den Untersuchungen am wassergefüllten Schlauchwehr, als Bemessungsinnendruck für Luftfüllung  $\alpha_0 = 1,60$  gewählt und die Wirkungsweise der Störkörper (Versuchsreihe F) im Vergleich zum Schlauchwehr ohne Abhilfemaßnahmen (Versuchsreihe E) beurteilt. Die Überströmungshöhe wird aufgrund der sich einstellenden V-Kerbe nur im Bereich  $h_u/h_o < 0,40$  variiert, ohne Unterwassereinfluss bzw. für einen relativ niedrigen Unterwasserstand von  $h_u/h_o = 0,30$ . Dabei ist zu berücksichtigen, dass der

Schlauchkörper bereits ab  $h_s/h_o < 0,90$  einzuknicken beginnt und die Schlauchhöhe ab diesem Zustand nur noch näherungsweise angegeben werden kann.

Versuchsreihe	Deflektor bzw. Störkörper	Geometrie der Wehrschwelle	$\alpha_0$ [-]	$l_B$ [cm]	$l_s$ [cm]	$h_{s,0}$ [cm]	$l_A$ [cm]	$l_s/h_{s,0}$ [-]	$l_s/l_A$ [-]
Wasserfüllung									
A	ohne	Jambor m. R.	1,60	28,0	81,4	18,2	28,0	4,47	2,91
B <sub>1</sub>	Fin	Jambor	1,30	28,0	81,4	15,3	30,0	5,32	2,71
B <sub>2</sub>	Fin	Jambor	1,60	28,0	81,4	18,2	28,0	4,47	2,91
B <sub>3</sub>	Fin	Jambor	2,60	28,0	81,4	19,8	26,0	4,11	3,13
C	Störkörper	Jambor m. R.	1,60	28,0	81,4	18,2	28,0	4,47	2,91
D	Fin	Jambor m. R.	1,60	28,0	81,4	18,2	28,0	4,47	2,91
Luftfüllung									
E	ohne	Jambor m. R.	1,60	28,0	81,4	20,8	26,0	3,91	3,13
F	Störkörper	Jambor m. R.	1,60	28,0	81,4	20,8	26,0	3,91	3,13

**Tabelle 7.1:** Versuchsreihen A bis F der Schwingungsuntersuchungen

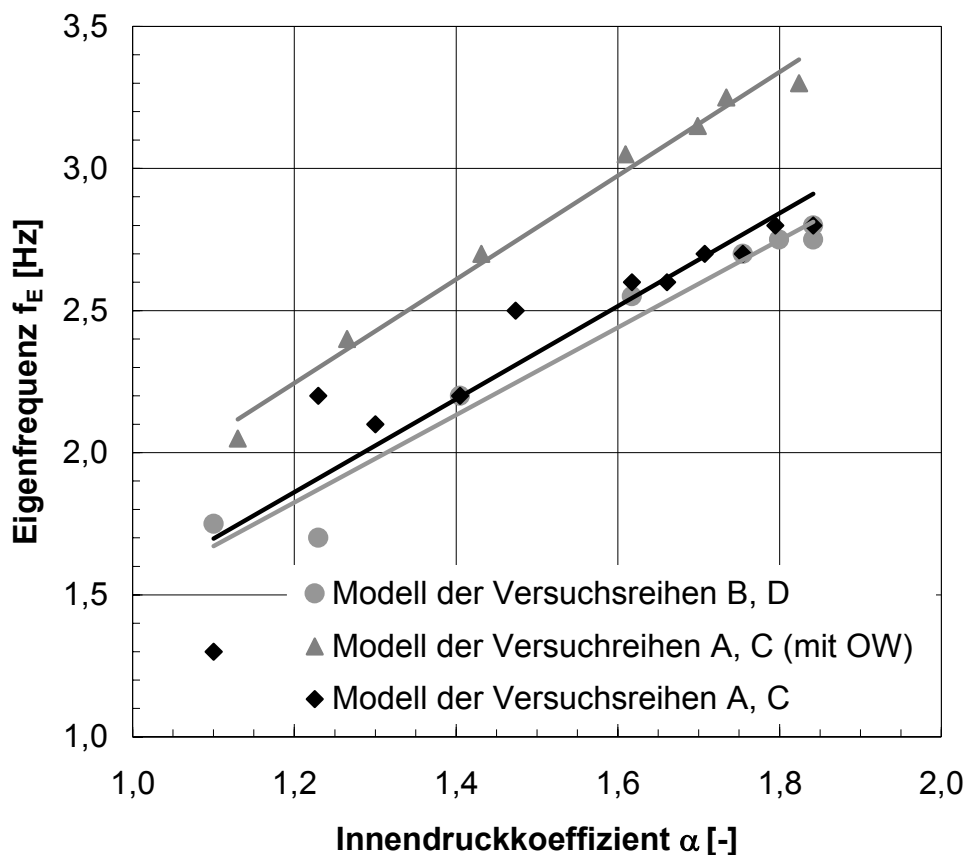
### 7.3 Ergebnisse der Schwingungsuntersuchungen für Wasserfüllung

#### 7.3.1 Eigenfrequenzen des Schlauchkörpers

Eigenfrequenzen bezeichnen jene Frequenzen, in denen elastische Konstruktionen bevorzugt schwingen. Im Allgemeinen hat ein System dabei viele Eigenfrequenzen mit unterschiedlichen Schwingungsformen. Erfolgt die Anregung in der gleichen oder fast der gleichen Frequenz, wie die der Eigenfrequenz, führt dies zur „Aufschaukelung“ der Schwingungen (Resonanz). Bei schwingungsfähigen Konstruktionen sollte daher die Frequenz einer Erregung einen möglichst großen Abstand von den Eigenfrequenzen haben, um Resonanz zu vermeiden. Um die Frequenzanalysen später besser interpretieren zu können und Resonanzfälle zu identifizieren, wurde zunächst die erste Eigenfrequenz des Schlauchkörpers bestimmt.

Die Bestimmung der ersten Eigenfrequenz, z.B. durch einmalige Auslenkung, ist dabei nicht so einfach durchzuführen, da das System nicht völlig linear ist. Zusätzlich dämpfen Ober- und Unterwasser das schwingende System so stark, dass nicht genug Schwingungen für die Frequenzbestimmung aufgezeichnet werden können. Außerdem werden Wellen erzeugt, die am Modellrand im Ober-

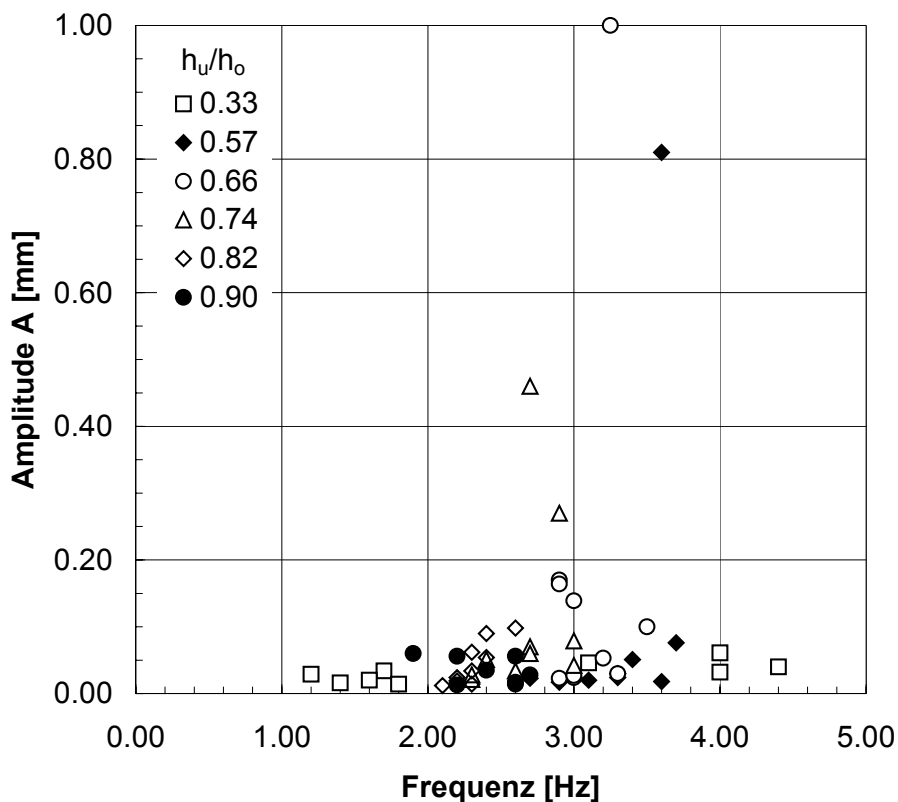
wasser reflektiert werden und die Messung beeinträchtigen. Daher ist auch eine Messung im überströmten Zustand praktisch nicht möglich. Aus diesen Gründen wurde die erste Eigenfrequenz im nicht überströmten Zustand und am „trockenen System“ bestimmt, wobei anzumerken ist, dass die so ermittelte Eigenfrequenz nur für kleine Überströmungshöhen gilt. Mit zunehmender Überströmungshöhe wird der Innendruck und damit die Membrankraft (Rückstellkraft im schwingenden System) kleiner, und folglich sinkt auch die Eigenfrequenz des Schlauchwehrs. Dies ist auch aus Abbildung 7.11 zu erkennen, in der jeweils die erste Eigenfrequenz in Abhängigkeit des Innendrucks aufgetragen ist. Die Eigenfrequenzen der Modelle mit und ohne Fin stimmen praktisch überein, obwohl die Membran ohne Fin mit 0,9 mm etwas steifer als die des Modells mit Fin ist (Membranstärke 0,7 mm). Gegenüber dem „trockenen System“ steigen die ersten Eigenfrequenzen mit Einstau vom Oberwasser um ca. 20 %: Im Bereich  $\alpha = 1,10 \div 1,60$  liegt die erste Eigenfrequenz des Schlauchkörpers zwischen 2,1 bis 3,0 Hz und nimmt proportional zum Innendruckkoeffizienten zu.



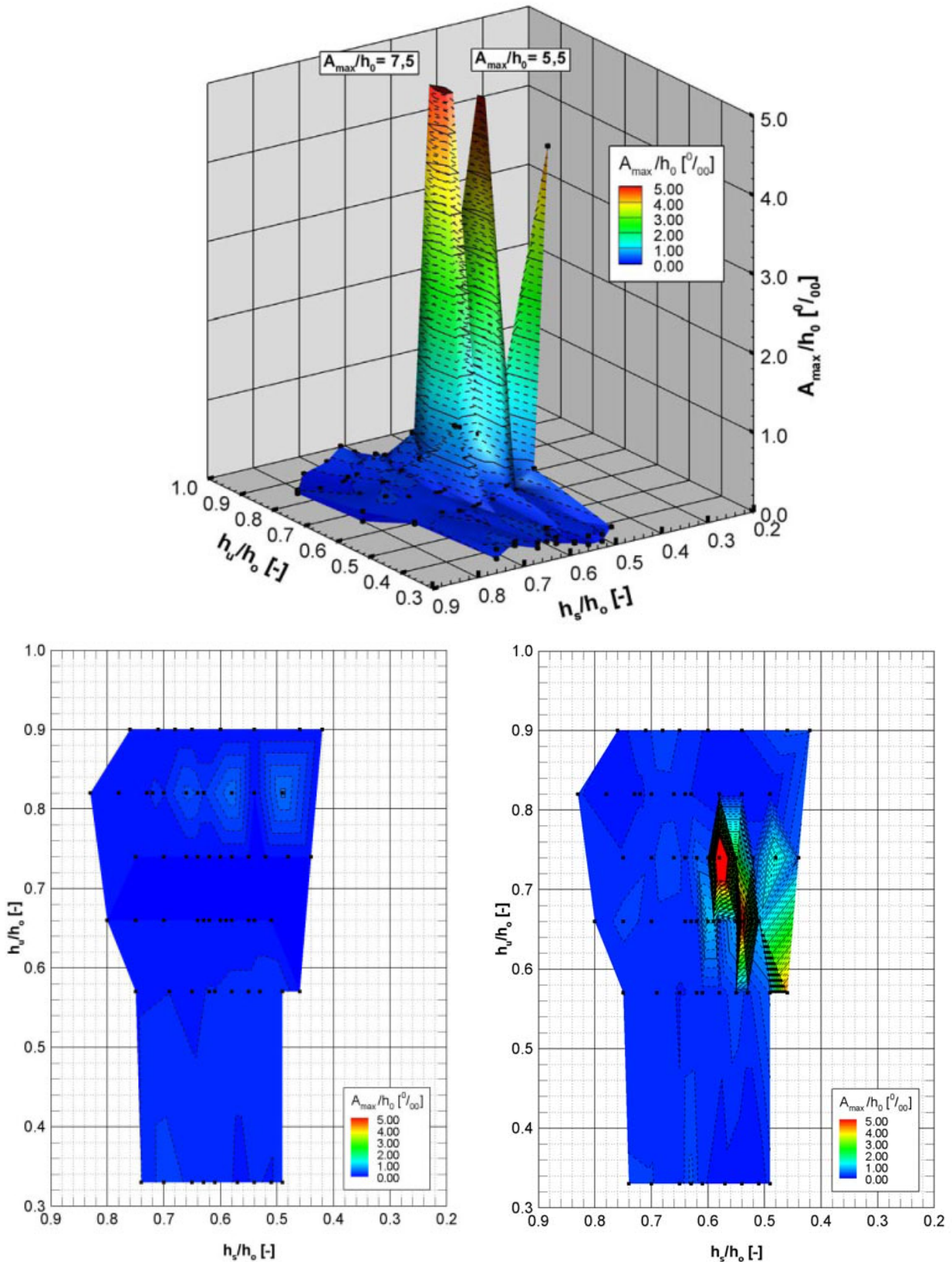
**Abbildung 7.11:** Ermittlung der ersten Eigenfrequenz am Vollmodell durch einmalige Anregung in Wehrfeldmitte

### 7.3.2 Einfluss der hydraulischen Randbedingungen

Ziel der Untersuchungen ist es, die kritischen Überströmungshöhen und Unterwasserstände zu ermitteln, bei denen Schwingungen auftreten. Damit können die Modelle der einzelnen Versuchsreihen miteinander verglichen werden und schließlich kann jeweils die Wirkungsweise eines erhöhten Innendrucks, eines Deflektors oder die von Störkörpern auf den Beginn der Schwingungen sowie deren Amplituden und Frequenzen beurteilt werden. In einer Voranalyse wurden zunächst die maximalen Amplituden einer Messreihe und die zugehörigen Frequenzen aus einer 30 s-Messreihe ausgewertet (s. Abbildung 7.12). Es ist zu erkennen, dass die maximalen Amplituden nicht nur im Bereich der ermittelten ersten Eigenfrequenz auftreten, sondern gerade bei niedrigen Unterwasserständen auch unter- und oberhalb des zu erwartenden Frequenzbereichs für die Resonanzschwingung. Bei einer weitergehenden Analyse mit Hilfe der FFT zeigt sich allerdings, dass nur die Schwingungen über 3,0 Hz (bis 4,4 Hz) ein ausgeprägtes Maximum aufweisen und damit als periodische Schwingungen bezeichnet werden können. Die Schwingungen unter 2,0 Hz treten dagegen mit geringerer Intensität auf.



**Abbildung 7.12:** Maximale Amplituden in Abhängigkeit der zugehörigen Frequenz (Versuchsreihe A)



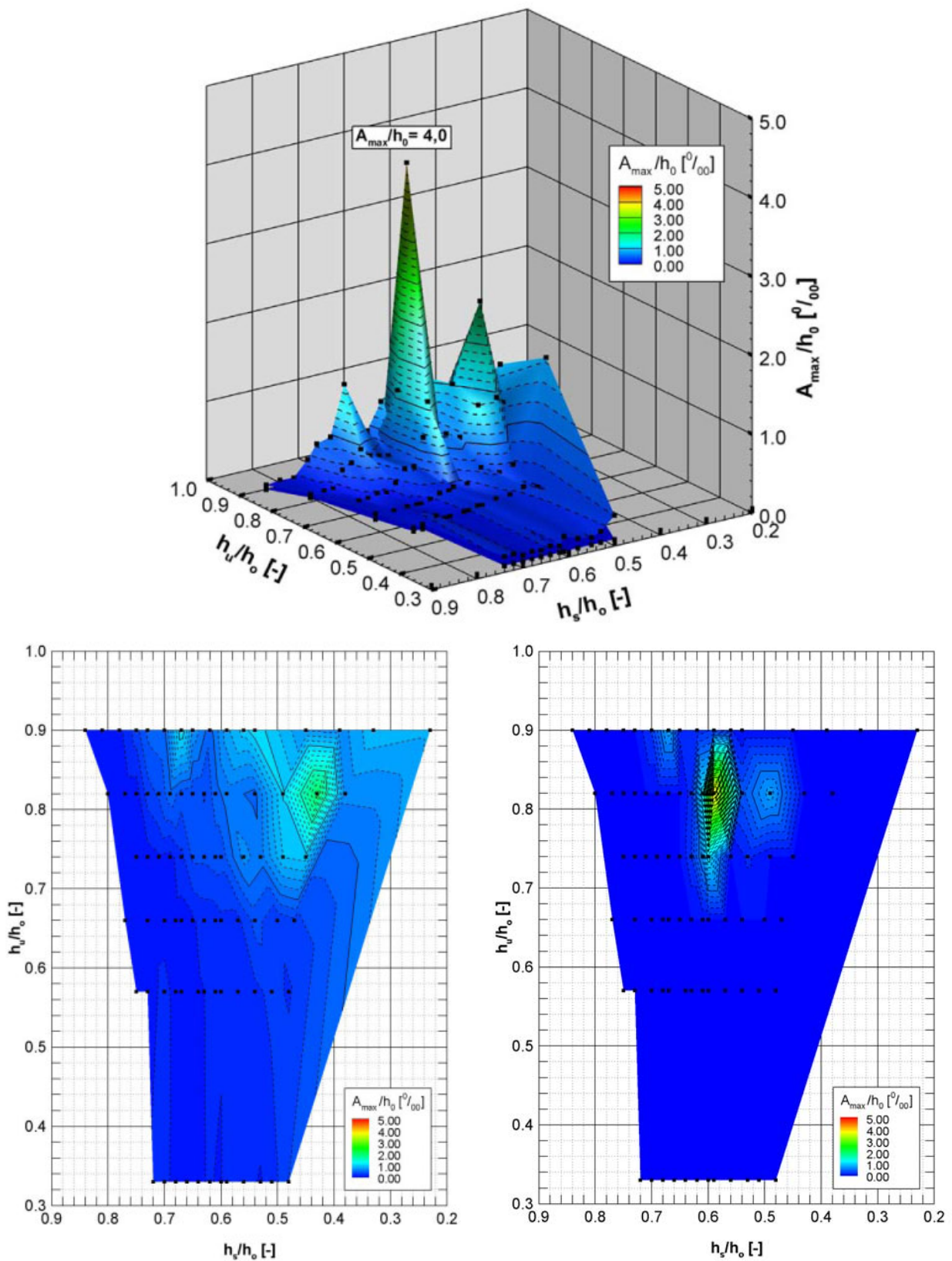
**Abbildung 7.13:** Maximale Amplituden  $A_{\max}/h_0$  der Versuchsreihe A in Abhängigkeit von Schlauchhöhe ( $h_s/h_0$ ) und Unterwasserstand ( $h_u/h_0$ ) – Gesamt (oben), Grundschwingung (links unten) und Oberschwingung (rechts unten)

Die maximalen Amplituden betragen im Modell bis zu ca. 1,0 mm und sind bei Unterwasserständen von  $h_u/h_o = 0,57$  und  $h_u/h_o = 0,66$  zu beobachten. Beide Frequenzspektren weisen ein ausgeprägtes Maxima auf und die Intensität lässt auf den Resonanzfall schließen. Die Frequenzen liegen mit 3,3 bis 3,6 Hz allerdings deutlich über den ermittelten Eigenfrequenzen. Berücksichtigt man, dass die Eigenfrequenz mit sinkendem Innendruck abnimmt, muss es sich dabei um eine zweite Resonanzfrequenz oder auch Oberschwingung handeln, die am „trockenen Modell“ nicht beobachtet werden konnte. Das Auftreten einer Grundschwingung und einer Oberschwingung ist noch deutlicher in den Versuchsreihen B bis D zu beobachten. Mit weiter steigendem Unterwasser nehmen die Amplituden wieder ab, die Frequenzen liegen dabei im Bereich 2,0 bis 3,0 Hz.

Mit Hilfe eines 3D-Graphen lässt sich für die zwei Einflussgrößen, Unterwasserstand und Überströmungshöhe, der Bereich abgrenzen, in dem die Resonanzschwingungen mit den maximalen Amplituden auftreten (s. Abbildung 7.13). Schwingungen sind danach erst bei relativ hohen Unterwasserständen ( $h_u/h_o > 0,57$ ) und Schlauchhöhen kleiner als  $h_s/h_o = 0,64$  zu erwarten. Weiterhin ist festzustellen, dass der Schlauch bei einem höherem Unterwasserstand früher zu Schwingen beginnt: Beispielsweise treten die maximalen Amplituden bei der Messreihe  $h_u/h_o = 0,57$  bei  $h_s/h_o = 0,46$  auf, während sie in der Messreihe  $h_u/h_o = 0,74$  schon bei  $h_s/h_o = 0,58$  zu beobachten sind. Anhand der Druckverteilung auf der Membranoberfläche (s. Abbildung 4.19) und der Schlauchgeometrien bei verschiedenen Überströmungshöhen (s. Abbildung 6.1) können auch die unterschiedlichen Strömungseffekte aufgezeigt werden, die für die schwingungsanfachen Kräfte verantwortlich sind: Bei niedrigen Unterwasserständen bildet sich auf der Luftseite des Schlauchkörpers ein Unterdruckbereich aus, dessen Größe von der Lage des Ablösepunkts abhängig ist. Ein instabiler Ablösepunkt und die damit verbundenen Druckschwankungen induzieren die Schwingungen. Mit steigendem Unterwasser nimmt dieser Einfluss ab, dafür bildet sich durch die Einschnürung des Fließquerschnitts im Scheitel des Schlauchkörpers ein Unterdruckbereich aus und die resultierende Querkraft lenkt den Schlauchkörper nach oben aus.

### 7.3.3 Einfluss eines Deflektors

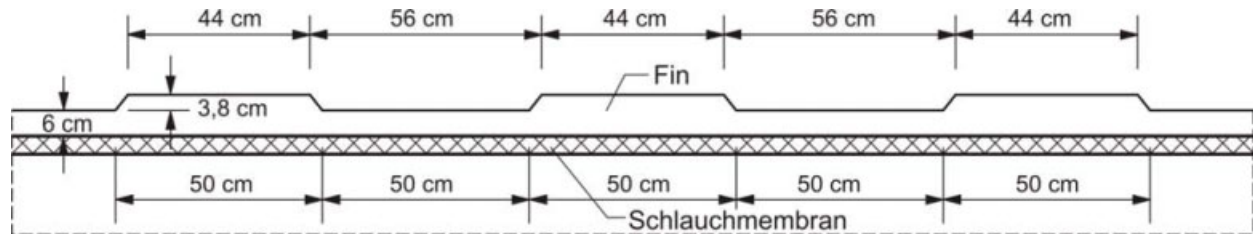
In Versuchsreihe B<sub>2</sub> wurde unter denselben hydraulischen Randbedingungen wie in Versuchsreihe A die Wirksamkeit eines Deflektors am Beispiel der Fin (s. Abbildung 7.15) untersucht. Die Lage der Fin in Umfangsrichtung ist durch die



**Abbildung 7.14:** Maximale Amplituden  $A_{\max}/h_0$  der Versuchsreihe B<sub>2</sub> in Abhängigkeit von Schlauchhöhe ( $h_s/h_0$ ) und Unterwasserstand ( $h_u/h_0$ ) – Gesamt (oben), Grundschwingung (links unten) und Oberschwingung (rechts unten)



identischen Längen der oberen und unteren Membranteile vorgegeben, so dass der Schlauch im entleerten Zustand vollkommen eben auf der Sohle liegt. Die Länge der Fin im aufgestellten Zustand beträgt etwa  $l_F/h_{s,0} = 0,04$ .



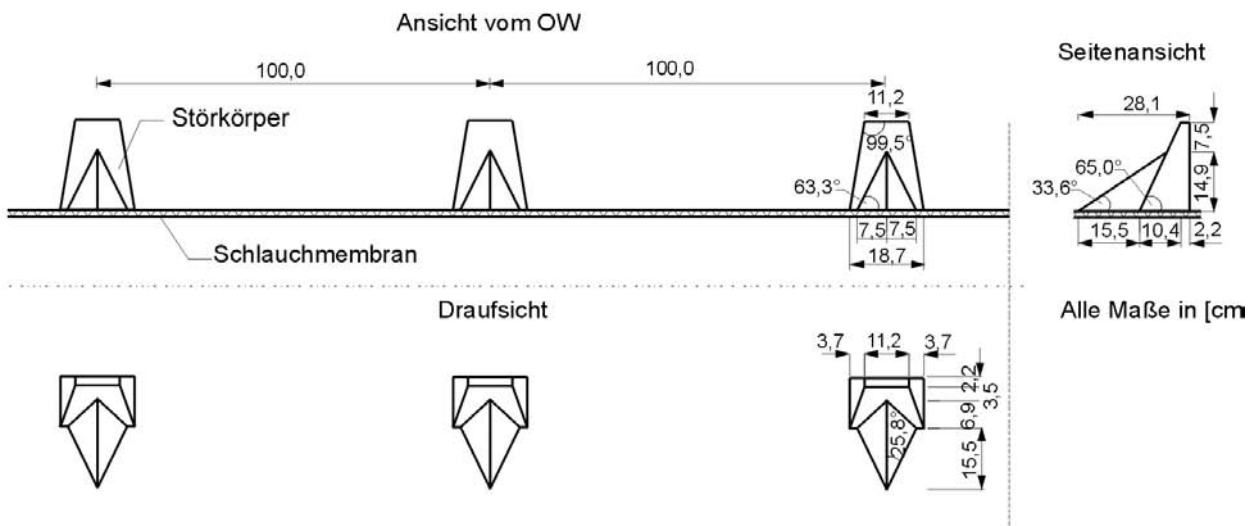
**Abbildung 7.15:** Abmessungen der untersuchten Fin (Versuchsreihe B) im Naturmaßstab ( $h_s = 2,44$  m)

Das Ergebnis der Frequenzanalyse ist für die maximalen Amplituden insgesamt und jeweils getrennt für die Grund- und Oberschwingung in Abbildung 7.14 dargestellt. Hier zeigt sich, dass gegenüber dem Schlauchkörper ohne Abhilfemaßnahmen (Versuchsreihe A) im Bereich niedriger Unterwasserstände keine Schwingungen mehr auftreten. Die Fin verhindert eine instabile Ablösung auf der Unterwasserseite und dadurch entstehende Druckschwankungen. Gleichzeitig wird der Überfallstrahl belüftet. Erst bei Unterwasserständen größer als  $h_u/h_o > 0,66$  sind periodische Schwingungen zu beobachten, allerdings mit kleinerer Amplitude als bei dem Modell ohne Fin. Das Maxima liegt etwa im selben Bereich  $0,55 < h_s/h_o < 0,64$  mit einer maximalen Amplitude von 0,7 mm und einer Frequenz von 3,6 Hz (Oberschwingung). Die Amplitude ist damit um etwa 50 % kleiner als bei dem Schlauchwehr ohne Fin. Im Vergleich der Versuchreihen A und B<sub>2</sub> zeigt sich, dass mit Hilfe eines Deflektors, wie z.B. der Fin, Schwingungen bei kleinen Überströmungshöhen praktisch vollständig verhindert und darüber hinaus bei größeren Überströmungshöhen und höheren Unterwasserständen erheblich reduziert werden können.

#### 7.3.4 Einfluss von Störkörpern

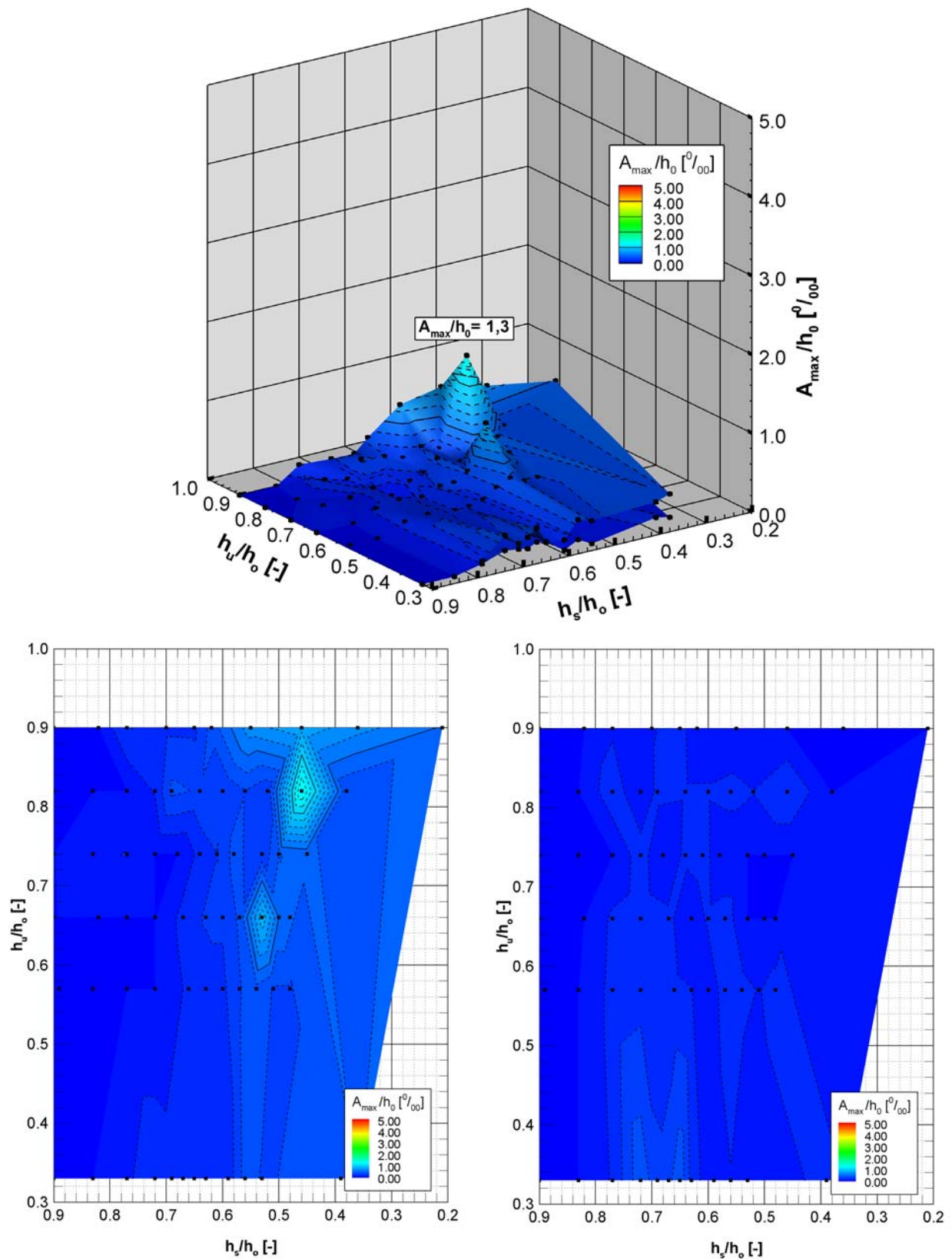
Als alternative Abhilfemaßnahme zur Vermeidung von Schwingungen wurde in Versuchsreihe C eine Reihe von Störkörpern auf die Membranoberfläche gebracht (s. Abbildung 7.16). Abstand und Form der Störkörper orientierten sich an den Strahlaufreißern für Klappenwehre [MINOR 1975]: Die Störkörper mit einer Höhe von  $h_{SK}/h_s = 0,092$  und einem Abstand von  $d_{SK}/h_s = 0,410$  wurden in Um-

fangsrichtung so angeordnet, dass sie im abgelegten Zustand des Schlauchkörpers bei  $0,9 I_s$  zu liegen kommen. Im Gegensatz zu Klappenwehren, bei denen sich die Strahlaufreißer am Ende der Klappe, also am Ablösepunkt des Überfallstrahls befinden, verändert sich der Ablösepunkt bei einem Schlauchwehr in Abhängigkeit der Schlauchhöhe. Die Lage wurde daher in Voruntersuchungen bei verschiedenen Überströmungshöhen und Unterwasserständen so bestimmt, dass sich die qualitativ beste Wirkungsweise im Hinblick auf das Aufreißen und das Belüften des Überfallstrahls erzielen lies. Im aufgestellten Zustand befindet sich die Störkörperreihe im Abstand von ca.  $40^\circ$  vom Scheitelpunkt des Schlauchkörpers, wenn dabei die Unterwasserseite durch einen Kreis mit dem Radius  $r = 0,5 h_s$  idealisiert wird. Dieser Abstand befindet sich auch in dem von CHANSON 1998 empfohlenen Bereich von  $30$  bis  $60^\circ$  für die optimale Lage eines Deflektors.



**Abbildung 7.16:** Abmessungen der untersuchten Störkörper (Versuchsreihe C) im Naturmaßstab ( $h_s = 2,44$  m)

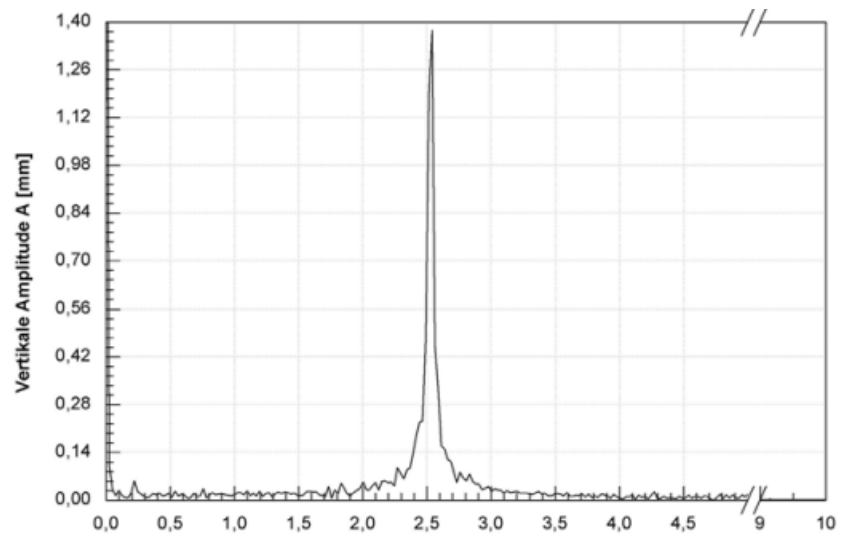
In Abbildung 7.17 finden sich die Ergebnisse der Frequenzanalyse insgesamt und jeweils getrennt für die Grund- und Oberschwingung wieder. Dabei zeigt sich auf den ersten Blick ein etwas überraschendes Ergebnis: Die positive Wirkung der Störkörper beschränkt sich nicht nur, wie zu erwarten, auf kleinere Überströmungshöhen und niedrige Unterwasserstände (also in dem Bereich, für den Strahlaufreißer bei Klappen eigentlich vorgesehen sind), sondern auch auf die Schwingungen infolge der Druckschwankungen auf der Unterwasserseite. Die maximalen Amplituden betragen  $0,2$  mm bei einer Frequenz von  $0,5$  bis  $1,0$  Hz.



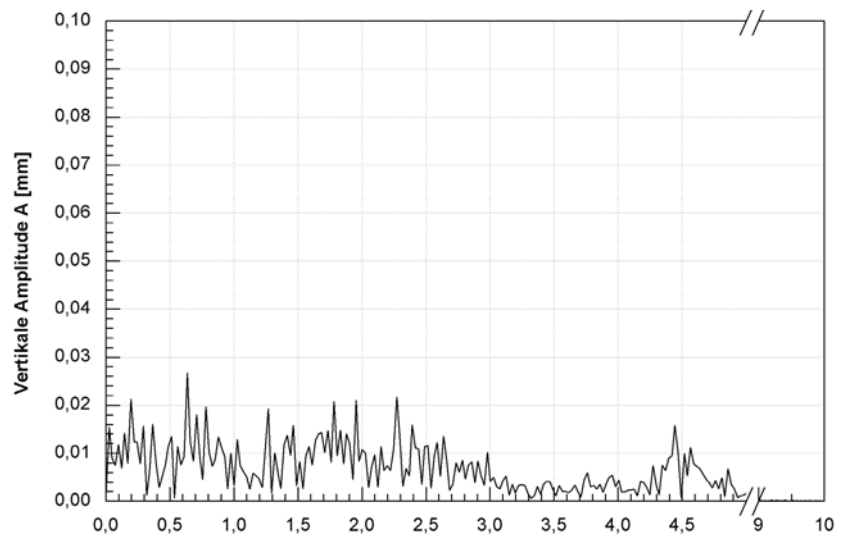
**Abbildung 7.17:** Maximale Amplituden  $A_{\max}/h_0$  der Versuchsreihe C in Abhängigkeit von Schlauchhöhe ( $h_s/h_0$ ) und Unterwasserstand ( $h_u/h_0$ ) – Gesamt (oben), Grundschwingung (links unten) und Oberschwingung (rechts unten)



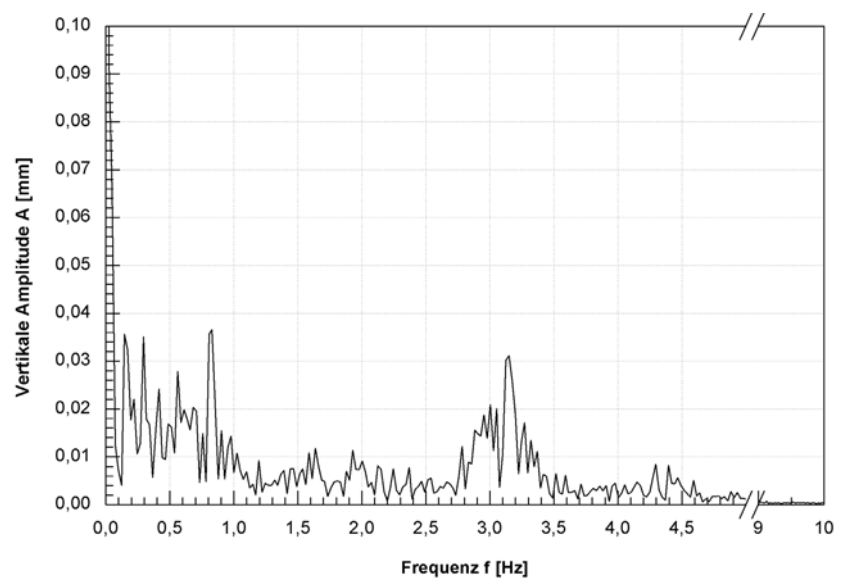
ohne



mit Fin



mit Störkörper



**Abbildung 7.18:** Wirkungsweise von Fin und Störkörper auf das Schwingungsverhalten bei  $h_s/h_o = 0,60$  und  $h_u/h_o = 0,74$  am Beispiel der Frequenzanalyse (Amplituden und Frequenzen im Modell)

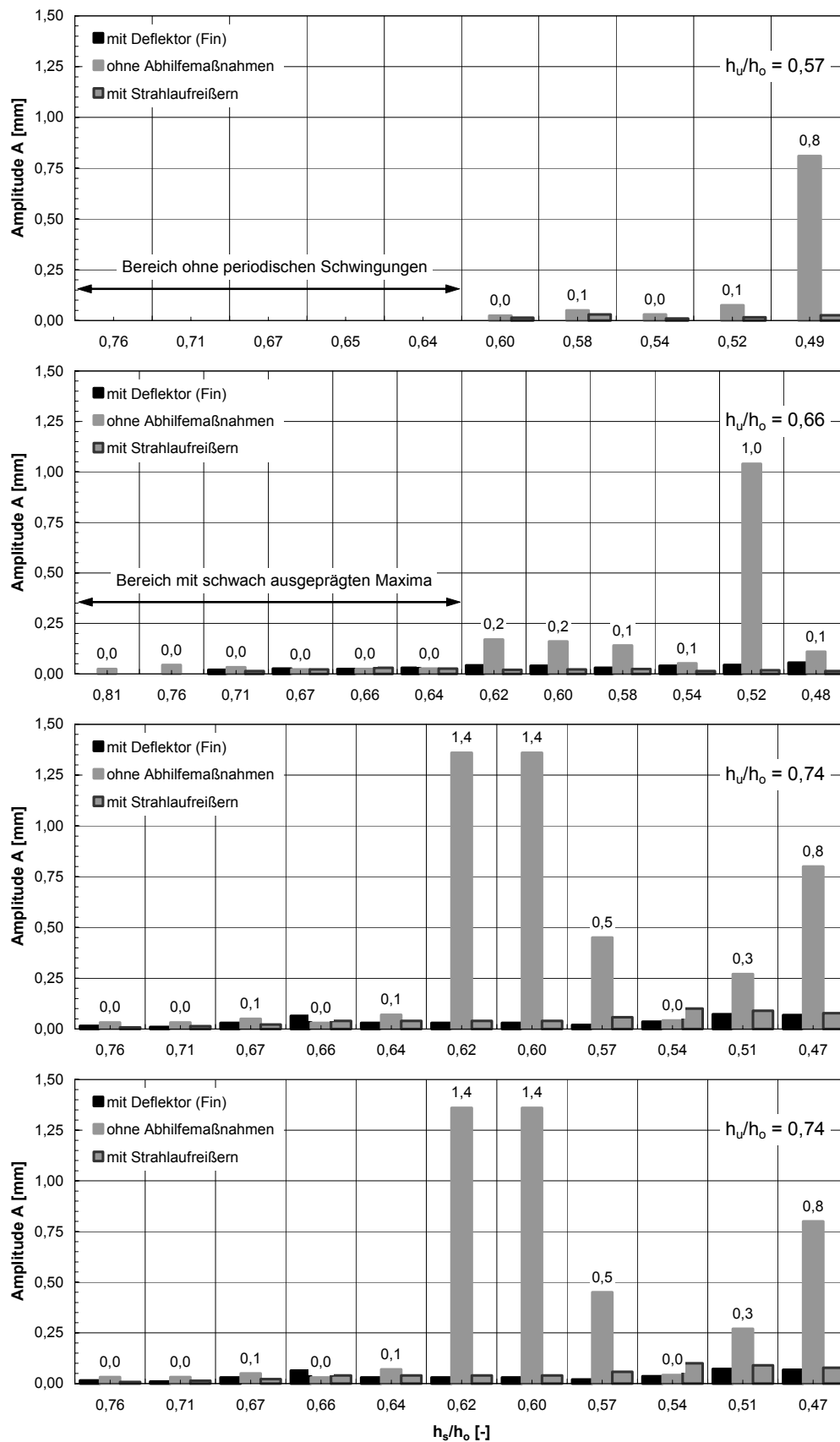
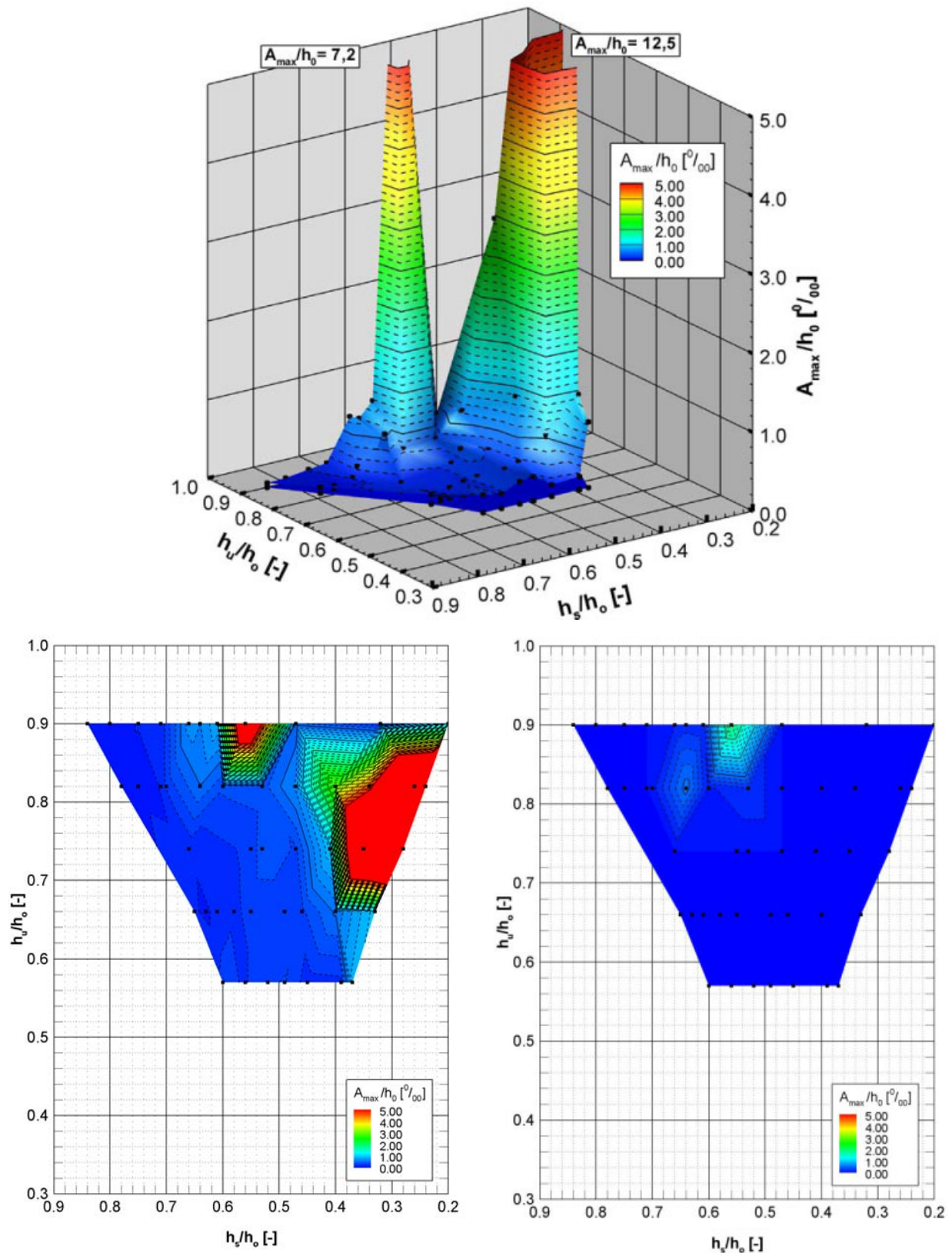


Abbildung 7.19: Einfluss versch. Abhilfemaßnahmen (Deflektor, Störkörper) auf das Schwingungsverhalten eines wassergefüllten Schlauchwehrs

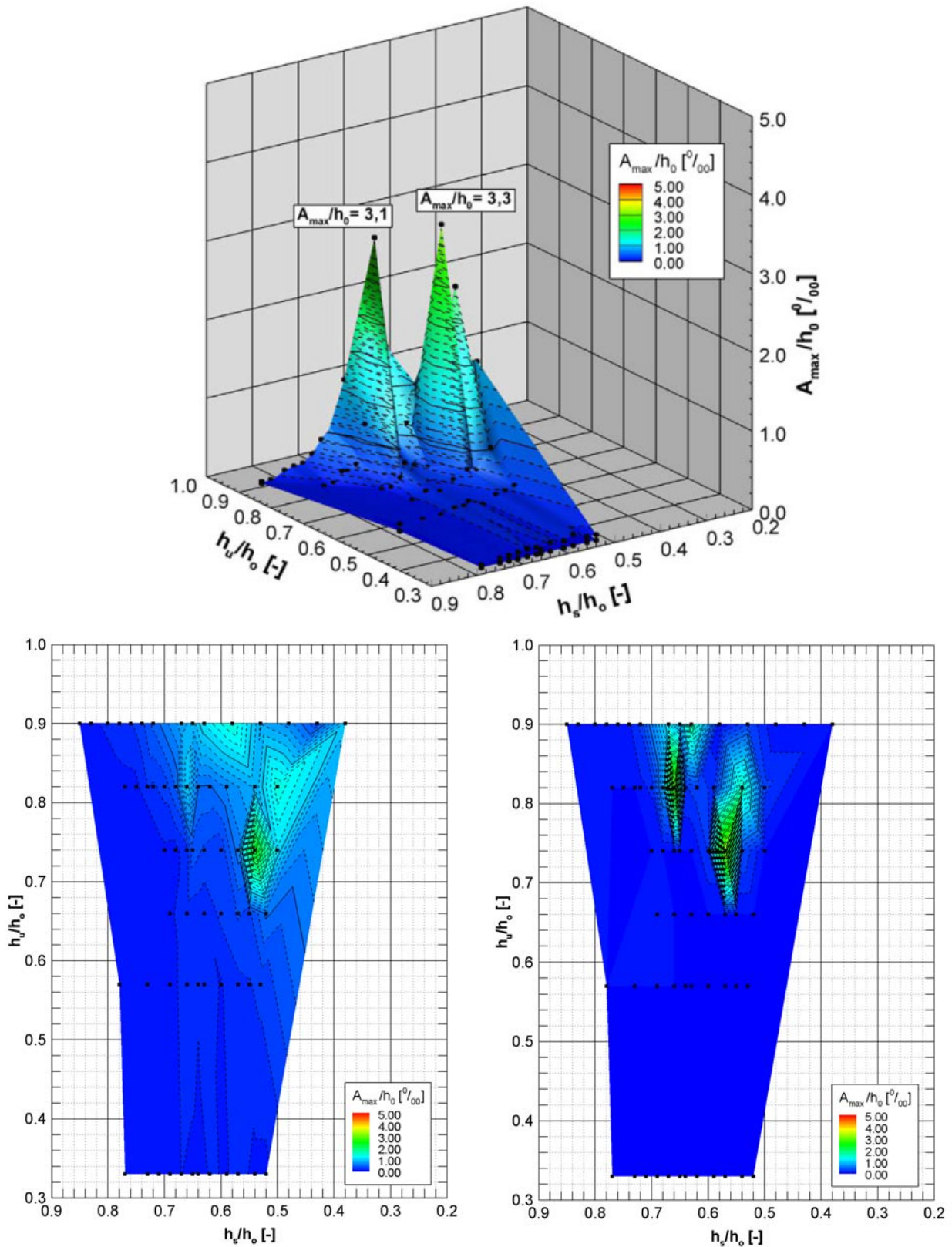
Bei näherer Betrachtung findet sich aber dafür eine sehr einfache Erklärung: Durch die Ablösungen an den Störkörpern entstehen Wirbel, die zu einer starken Erhöhung der Turbulenz in der Strömung führen. Turbulenz hat nun die Merkmale, dass physikalische Größen, wie Druck und Geschwindigkeit, größeren Schwankungen in Raum und Zeit unterworfen sind. Turbulenz ist auch ein Austauschprozess, bei dem Energie im Allgemeinen von großen Wirbeln auf kleine Wirbel übertragen wird [LUGT 1979]. Damit werden die Druckschwankungen, die im Wesentlichen aus der radialen (im Bereich der Ablösung quasi eindimensionalen) Umströmung des Schlauchkörpers sowie aus dem instabilen Ablösepunkt resultieren, durchmischt und die Resonanzschwingungen verhindert. Der erhöhte Turbulenzgrad zeigt sich auch in der Frequenzanalyse, bei der anstatt des ausgeprägten Maximums in Versuchsreihe A mehrere Frequenzen mit Amplituden ähnlicher Größenordnung zu beobachten sind (s. Abbildung 7.18).

### 7.3.5 Einfluss des Bemessungsinnendrucks

OGIHARA UND MURAMATSU 1985 führten Modelluntersuchungen an luftgefüllten Schlauchwehren durch und stellten fest, dass ein größerer Innendruck die Schwingungen dämpft. Inwieweit dies auf wassergefüllte Schlauchwehre übertragen werden kann, wurde in zwei weiteren Versuchsreihen  $B_1$  und  $B_3$  untersucht, wobei zuerst ein etwas niedrigerer Bemessungsinnendruckkoeffizient von  $\alpha = 1,30$  gewählt wurde, wie er häufig in der Praxis verwendet wird. Alternativ dazu wurde dann ein deutlich höherer Bemessungsinnendruckkoeffizient von  $\alpha = 2,60$  angelegt. Das Ergebnis der Untersuchungen ist in den Abbildungen 7.20 und 7.21 dargestellt. Im Vergleich der Versuchsreihen  $B_1$ ,  $B_2$  und  $B_3$  zeigen sich im Hinblick auf den Schwingungsbeginn keine signifikanten Unterschiede: Periodische Schwingungen treten erst ab Unterwasserständen  $h_u/h_o > 0,66$  auf. Im Hinblick auf die Überströmungshöhe treten die Schwingungen umso früher auf, desto höher der Bemessungsinnendruck gewählt wird: In Versuchsreihe  $B_1$  für Schlauchhöhen  $h_s/h_o < 0,60$  und in Versuchsreihe  $B_3$  für Schlauchhöhen  $h_s/h_o < 0,70$  (s.a. Tabelle 7.2). Dafür sind die maximalen Amplituden in Versuchsreihe  $B_1$  mit 1,9 mm um ca. 50 % größer als in den beiden anderen Versuchsreihen. Die Frequenz der Resonanzschwingung beträgt dabei 2,2 Hz und liegt im Bereich der Grundschwingung, während die Frequenzen in den Versuchsreihen  $B_2$  und  $B_3$  zwischen 3,2 und 3,7 Hz liegen. In allen Versuchsreihen treten die maximalen Amplituden bei einem Unterwasserstand von  $h_u/h_o = 0,82$  auf.



**Abbildung 7.20:** Maximale Amplituden  $A_{\max}/h_0$  der Versuchsreihe B<sub>1</sub> in Abhängigkeit von Schlauchhöhe ( $h_s/h_0$ ) und Unterwasserstand ( $h_u/h_0$ ) – Gesamt (oben), Grundschwingung (links unten) und Oberschwingung (rechts unten)



**Abbildung 7.21:** Maximale Amplituden  $A_{\max}/h_0$  der Versuchsreihe B<sub>3</sub> in Abhängigkeit von Schlauchhöhe ( $h_s/h_0$ ) und Unterwasserstand ( $h_u/h_0$ ) – Gesamt (oben), Grundschwingung (links unten) und Oberschwingung (rechts unten)



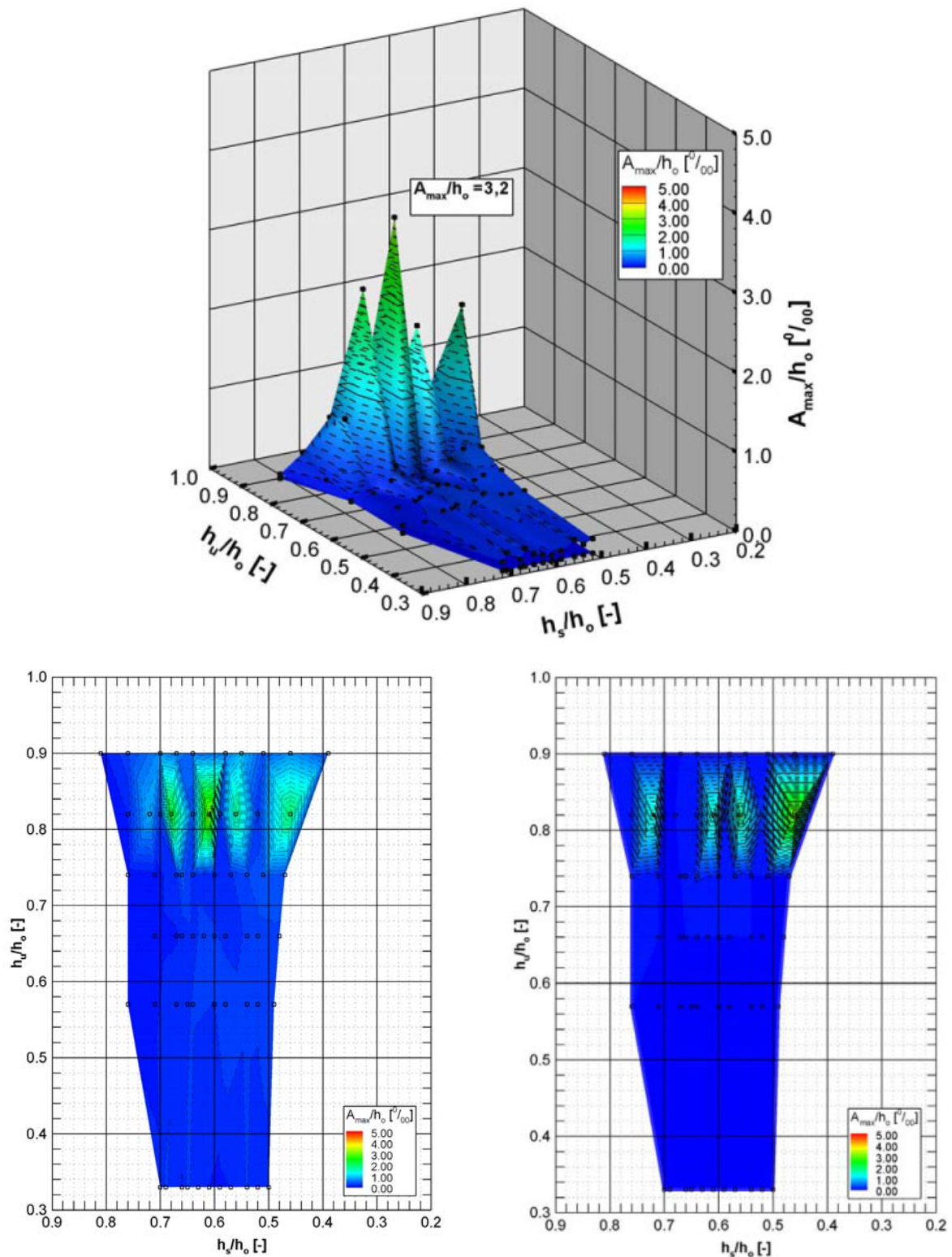
Beim Vergleich der Versuchsreihen  $B_1$  bis  $B_2$  zum Einfluss des Bemessungsinnendruckkoeffizienten auf das Schwingungsverhalten (s. Tabelle 7.2) wird deutlich, dass ein geringerer Innendruck bei hohen Unterwasserständen tendenziell zu größeren Amplituden führt. Die Eigenfrequenz sinkt dabei in den Bereich, in dem die Frequenz der Druckschwankungen liegt und es kommt zu Resonanzschwingungen mit erheblichen Verformungen. Hier zeigen die Untersuchungen, dass durch eine Erhöhung des Innendruckkoeffizienten  $\alpha$  von 1,30 auf 1,60 die Amplituden um 50 % reduziert werden können. Das Auftreten von Resonanzschwingungen kann aber durch eine Erhöhung des Bemessungsinnendruck alleine nicht verhindert werden, zumindest nicht in dem Bereich praxisrelevanter Innendrucke (Höhere Innendrucke, als die hier untersuchten, erfordern wesentlich größere Festigkeitsanforderungen an die Membran und an die Befestigungsstrukturen, und wurden daher nicht in Betracht gezogen).

Versuchsreihe	$\alpha$ [-]	Schwingungsbeginn		Grundschiwingung		Oberschiwingung	
		$h_u/h_o$ [-]	$h_s/h_o$ [-]	$A_{max}$ [mm]	$f$ [Hz]	$A_{max}$ [mm]	$f$ [Hz]
$B_1$	1,30	> 0,66	< 0,60	1,9	2,2	0,1	3,7
$B_2$	1,60		< 0,64	0,4	1,9	0,7	3,6
$B_3$	2,60		< 0,70	0,3	1,7	0,6	3,2

**Tabelle 7.2:** Vergleich der Versuchsreihen  $B_1$  bis  $B_3$  zum Einfluss des Bemessungsinnendruck auf das Schwingungsverhalten

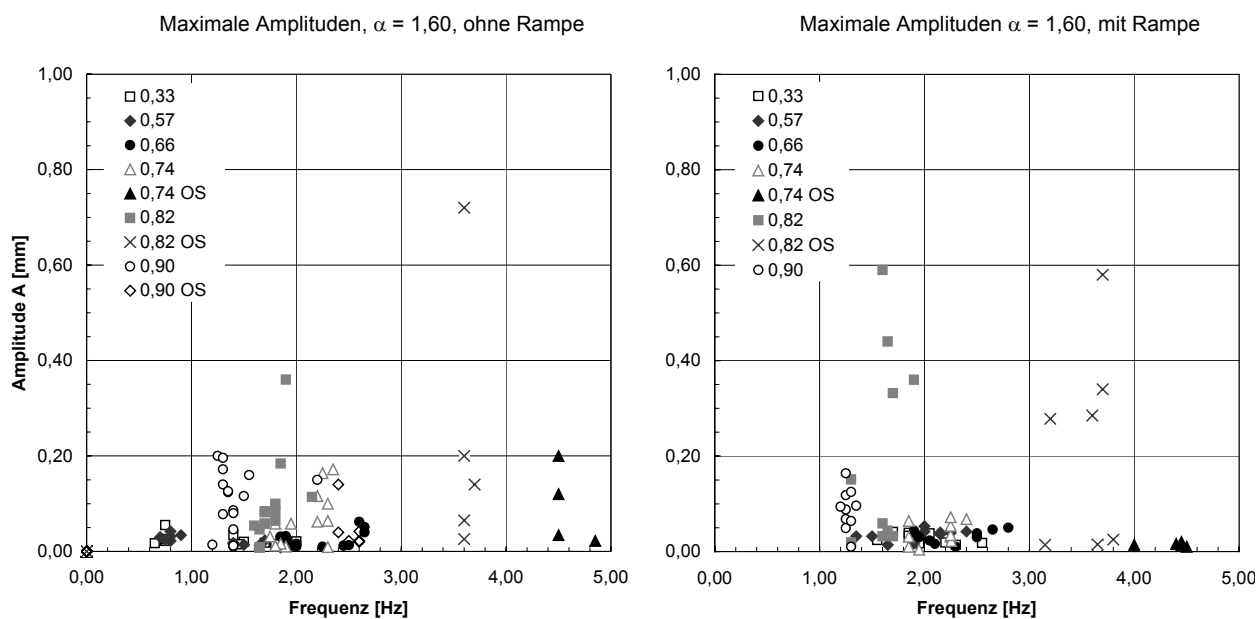
### 7.3.6 Einfluss der Wehrgeometrie

Bei den meisten Schlauchwehren ist der Ablagetisch als horizontale Fläche ausgebildet, dessen Abmessungen durch die Ablagelänge der Membran bestimmt wird. Der unterstromige Abschluss wird zumeist senkrecht, zum Teil aber auch abgeschrägt ausgeführt. Je nach Abfluss und Unterwasserstand trifft der Überfallstrahl auf den Ablagetisch und verursacht starke Turbulenzen. Bei der abgeschrägten Ausführung wird er dagegen vom Schlauchkörper weg in Richtung Unterwasser abgelenkt. Im Zuge der Untersuchungen stellte sich daher die Frage, ob und in welchem Maß die Strömungskräfte aus den Turbulenzen den Schlauchkörper zu Schwingungen anregen. Daher wurde im Vergleich zur Versuchsreihe  $B_2$  die Wehrschwelle zum Unterwasser hin im  $45^\circ$ -Winkel abgeschrägt (Versuchsreihe D).



**Abbildung 7.22:** Maximale Amplituden  $A_{\max}/h_0$  der Versuchsreihe D in Abhängigkeit von Schlauchhöhe ( $h_s/h_0$ ) und Unterwasserstand ( $h_u/h_0$ ) – Gesamt (oben), Grundschwingung (links unten) und Oberschwingung (rechts unten)

Bei der Gegenüberstellung der Schwingungsmessungen (Abbildungen 7.14 und 7.23) zeigt sich, dass sich die maximalen Amplituden nicht wesentlich unterscheiden und bei dem selben Unterwasserstand  $h_U/h_o = 0,74$  mit einer Frequenz von 3,6 bis 3,8 Hz auftreten. Zu dieser Oberschwingung weist die FFT ein zweites Maximum bei 1,6 bis 1,8 Hz aus (s. Abbildung 7.22). Die Amplitude dieser Grundschwingung ist bei der Wehrschwelle mit Rampe (Versuchsreihe D) allerdings größer als bei der nicht abgeschrägten Variante, so dass man unter Berücksichtigung der Messgenauigkeit von einem ähnlichen Schwingungsverhalten sprechen kann, d.h. die Geometrie hat keinen Einfluss. Bei einem Unterwasserstand von  $h_U/h_o = 0,74$  zeigen sich allerdings Unterschiede bei den maximalen Amplituden der Grund- und Oberschwingung: Bei dem Modell mit Rampe sind die Amplituden deutlich kleiner, was darauf zurückzuführen ist, dass der Überfallstrahl durch die Abschrägung ins Unterwasser abgelenkt wird und die Strömung auf der Unterwasserseite der Schlauchmembran dadurch weniger turbulent ist.

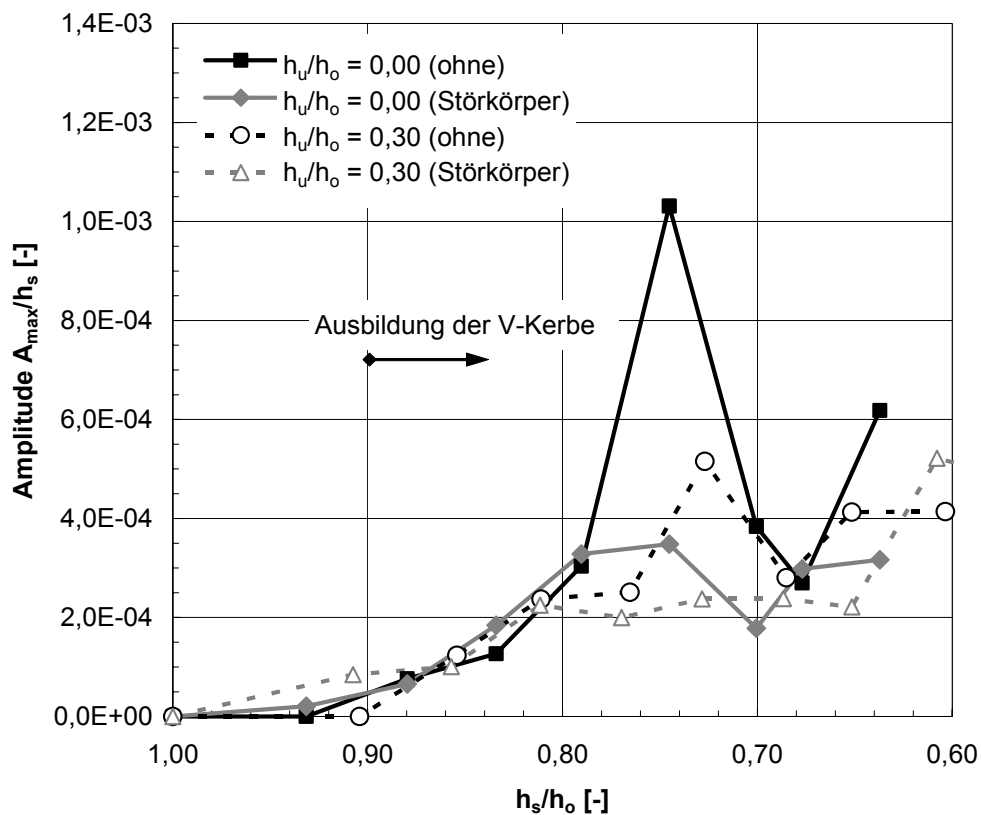


**Abbildung 7.23:** Maximale Amplituden in Abhängigkeit der Frequenz für die Versuchsreihe B<sub>2</sub> (ohne Rampe) und die Versuchsreihe D (mit Rampe)

#### 7.4 Ergebnisse der Schwingungsuntersuchungen für Luftfüllung

Die Schwingungsuntersuchungen in dieser Arbeit konzentrieren sich im wesentlichen auf das Füllmedium Wasser, da luftgefüllte Schlauchwehre schon bei geringen Überströmungshöhen einknicken und die Überströmung nicht mehr

gleichmäßig sondern konzentriert über die V-förmige Kerbe erfolgt. Form und Lage der V-Kerbe hängen neben den Eigenschaften der Schlauchmembran auch von den Anströmverhältnissen im Oberwasser ab. Aufgrund der dreidimensionalen Verformungen des Schlauchkörpers ist es schwer, einen repräsentativen Querschnitt für die Untersuchungen zu bestimmen, um die Ergebnisse mit unterschiedlichen Einflussgrößen vergleichen zu können. Insbesondere bei höheren Unterwasserständen „treibt“ der zum Teil gefüllte Schlauchkörper in der Strömung mit einer mehr oder weniger zufälligen Form, die messtechnisch nur mit großem Aufwand zu erfassen wäre. In der Praxis wird der Schlauch daher abgelegt, da die Regelung des Oberwassers eingeschränkt ist und die Gefahr der Beschädigung der Membran besteht. Die Untersuchungen in der Literatur beschränken sich daher auch auf den Einsatzbereich als ständig überströmtes Wehr ohne Einfluss des Unterwassers, d.h. das Füllvolumen bleibt praktisch konstant, und der Oberwasserstand nimmt mit steigendem Zufluss zu [ANWAR 1967, OGIHARA UND MURAMATSU 1985, JAPANESE INSTITUTE OF IRRIGATION AND DRAINAGE 1989].



**Abbildung 7.24:** Maximale Amplituden für ein luftgefülltes Schlauchwehr ( $\alpha_0 = 1,60$ ) in Abhängigkeit der Schlauchhöhe für die Versuchsreihe E (ohne) und die Versuchsreihe F (mit Störkörper)

In Abbildung 7.24 sind die Ergebnisse für die Schwingungsuntersuchungen am luftgefüllten Schlauchwehr dargestellt. Dabei zeigt sich, dass die Amplituden mit steigender Überströmungshöhe zunehmen und bei  $h_s/h_o = 0,75$  ein Maximum erreichen. Das Frequenzspektrum der FFT weist dabei bei 3,3 Hz ein ausgeprägtes Maximum auf, was auf Resonanzschwingungen schließen lässt. Mit weiter steigender Überströmungshöhe nimmt der Turbulenzgrad in der Strömung zu: Die Frequenzanalyse zeigt anstatt einem ausgeprägten Maximum mehrere Frequenzen mit Amplituden ähnlicher Größenordnung. Die gemessenen Amplituden sind erheblich kleiner als im Resonanzfall. Auch mit Unterwassereinfluss ( $h_u/h_o = 0,30$ ) ändert sich die Charakteristik der Kurve nicht: Die Amplituden nehmen mit steigender Überströmungshöhe zu, die Resonanzschwingungen treten aber etwas später und mit deutlich geringerer Amplitude auf. Mit Hilfe von Störkörpern können die Amplituden der Resonanzschwingung um einen Faktor 2 bis 3 reduziert werden. Das Frequenzspektrum weist allerdings immer noch im Bereich 3,0 bis 3,5 Hz ein ausgeprägtes Maximum auf

### 7.5 Untersuchungen zu Schwingungen im abgelegten Zustand

Die Schwingungen im abgelegten Zustand, wie sie bei CHERVET 1984 bzw. CHANSON 1997 beschrieben werden (s.a. Kapitel 7.1.1), konnten bei den physikalischen Modellen nicht beobachtet werden, obwohl ein gewellter Abfluss mit Froude-Zahlen bis zu  $Fr = 0,92$  über der abgelegten Membran erreicht wurde. CHERVET 1984 hatte zwar bereits beschrieben, dass es sehr schwer ist unter Laborbedingungen in einer glatten und geraden Versuchsrinne die Pulsationen an der Gerinnesohle zu reproduzieren, die Gründe sind hier aber vielmehr in der unterschiedlichen Geometrie zu suchen: Während in seinen Versuchen die Geometrie der Ölsperre Hochfelden (s. Anhang A1) mit einer ebenen Gewässersohle abgebildet wurde, befindet sich die Schlauchmembran sowohl im Ausschnittsmodell als auch im Vollmodell (s. Abbildung 7.10) auf einer Sohlschwelle, deren oberstromige Seite strömungsgünstig ausgerundet ist. Dadurch wird die Strömung beschleunigt und es bildet sich ein Überdruck aus, der in Fließrichtung abnimmt vergleichbar einem negativ angestellten Tragflügel [BOHL 2001]. Dieser Überdruckbereich presst die Membran auf den Ablagetisch und verhindert die Wellenbildung bzw. das Flattern, wie sie von CHERVET 1984 beobachtet wurde.

## 7.6 Untersuchungen zu Schwingungen wasser- und luftgefüllter Schlauchwehre in der Literatur

ANWAR 1967, CHERVET 1984, OGIHARA UND MURAMATSU 1985 sowie JAPANESE INSTITUTE OF IRRIGATION AND DRAINAGE 1989 sind die wichtigsten Veröffentlichungen zum Schwingungsverhalten von wasser- und luftgefüllten Schlauchwehren. In CHANSON 1997 finden sich die Ergebnisse teilweise wieder und werden einem eigenen theoretischen Ansatz zur Bestimmung des Schwingungsbeginns gegenüber gestellt. Als Beginn für die Schwingungen der Membran beim luftgefüllten Schlauch gibt ANWAR 1967 folgenden Grenzwert an:

*Schwingungsbeginn nach ANWAR 1967 für Luftfüllung:*

$$\frac{h_s}{h_o} < 0,80 \quad (\text{unbelüfteter Überfallstrahl})$$

Die Schwingungen beginnen nach seinen Beobachtungen ungefähr auf halber Höhe der oberwasserseitigen Membran und erreichen bei  $h_s/h_o = 0,59$  die Schlauchkrone. Dabei sind die Amplituden bei einem Innendruckkoeffizienten von  $\alpha = 0,50$  größer als bei  $\alpha = 1,00$ . Dazu ist anzumerken, dass sich die Angaben von ANWAR 1967 auf den unbelüfteten Überfallstrahl beziehen und sich die Schwingungen durch Belüftung erheblich reduzieren, ein Effekt der sich durch die fehlende seitliche Belüftung im Ausschnittsmodell ergibt. Im Vergleich zur Luftfüllung beginnt die Membran eines wassergefüllten Schlauchs erst bei größeren Überfallhöhen zu schwingen. Anwar gibt an, dass der Schlauchkörper bei einem Innendruck von  $\alpha = 2,50$  weniger zu Schwingungen neigt als bei einem Innendruckkoeffizienten von  $\alpha = 1,33$ .

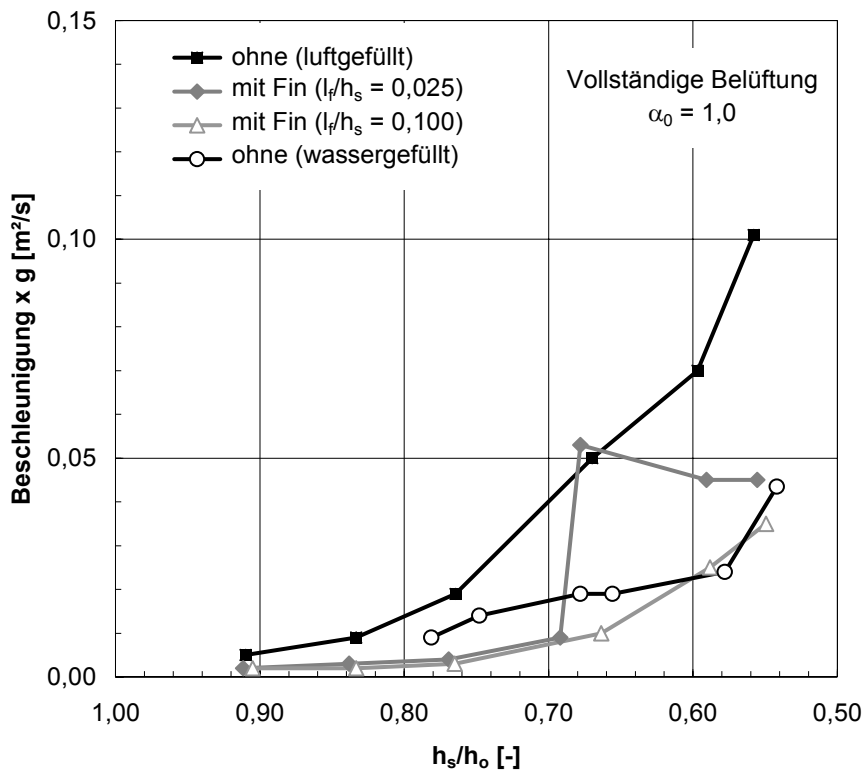
*Schwingungsbeginn nach ANWAR 1967 für Wasserfüllung:*

$$\frac{h_s}{h_o} < 0,63 \quad (\text{belüfteter Überfallstrahl})$$

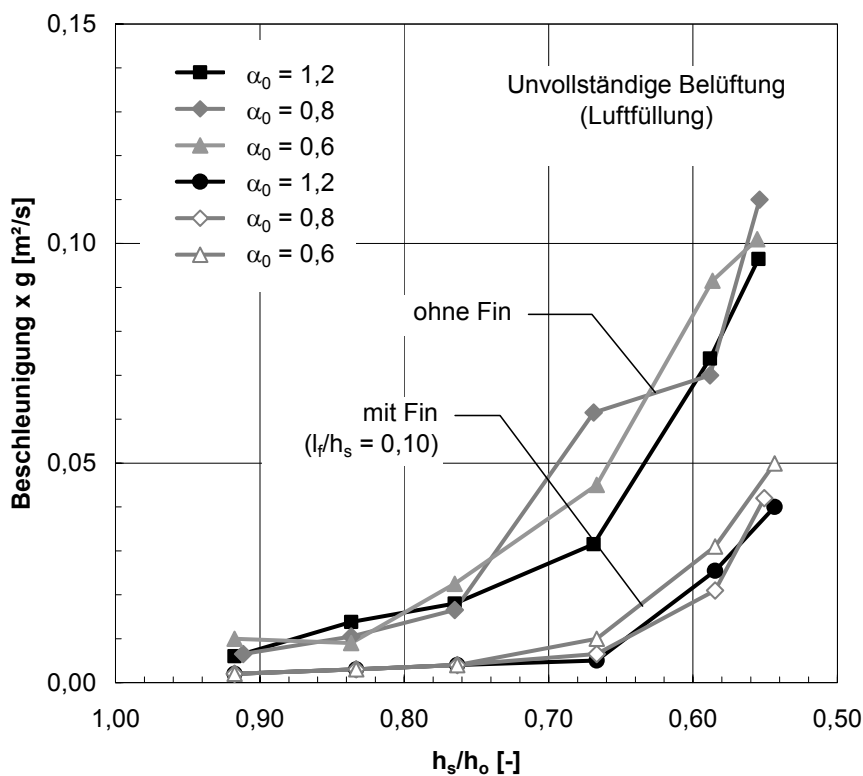
OGIHARA UND MURAMATSU 1985 führten physikalische Modelluntersuchungen an einem 20 cm hohen Schlauchwehrmodell durch. Dabei sollten die Ursachen für die Schwingungen beim luftgefüllten Schlauchwehr analysiert und Maßnahmen zu deren Vermeidung konzipiert werden. Diese Arbeit beschränkt sich im Wesentlichen auf das luftgefüllte Schlauchwehr, da dieses nach Ansicht der Autoren als schwingungsanfälliger gilt, gleichzeitig aber einer großen Nachfrage unterliegt

(s. Kapitel 2.2). Es wurden Modelluntersuchungen mit verschiedenen Bemessungssinnendrücken  $\alpha_0$ , mit und ohne Deflektoren (Fin) durchgeführt und die Schwingungen als Beschleunigung quer über den Schlauchdurchmesser mit steigender Überfallhöhe gemessen. Dabei wurde der Innendruck bzw. das Füllvolumen nicht verändert, so dass der Oberwasserstand mit zunehmendem Abfluss über den Ausgangswasserstand hinaus anstieg. Die Ergebnisse finden sich in den Abbildungen 7.25 und 7.26. (Die Bezeichnungen wurden an die im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Konventionen angepasst) Die vollständige bzw. unvollständige Belüftung wurde bei den Versuchen dadurch erreicht, dass die seitliche Befestigungshöhe der Klemmschienen variiert wurde ( $h_B/h_s = 1,4$  bzw.  $h_B/h_s = 1,2$ ).

Bei den Untersuchungen wurde festgestellt, dass beim luftgefüllten Schlauchwehr ohne Fin die Schwingungen mit steigender Überfallhöhe zunehmen, wobei ein größerer Innendruck die Schwingungen dämpft. Ab  $h_s/h_o = 0,77$  nehmen die Schwingungen deutlich zu. Dies entspricht ungefähr dem von ANWAR 1967 angegebenen Schwingungsbeginn von  $h_s/h_o = 0,80$ . Mit Fin sind die Amplituden der Schwingungen erheblich geringer und sind nahezu unbeeinflusst vom Innendruck. Durch die Fin entsteht auf der Unterwasserseite ein belüfteter Überfallstrahl. Die sich darunter befindliche Luftkammer verschwindet mit zunehmender Überfallhöhe, ohne dass aber die Schwingungen zunehmen. Dabei ist die Länge der Fin von entscheidender Bedeutung: Bei einer Finlänge von  $l_f/h_s = 0,025$  verschwindet für Schlauchhöhen kleiner als  $h_s/h_o = 0,67$  die Luftkammer unter dem Überfallstrahl und die Schwingungsamplituden nehmen wieder zu. Dagegen treten die Schwingungen bei einer Finlänge von  $l_f/h_s = 0,01$  überhaupt nicht mehr auf, da der Überfallstrahl soweit abgelenkt wird, dass er sich auch bei großen Überströmungshöhen nicht wieder anlegt. In einem weiteren Schritt zur Untersuchung des Schwingungsverhaltens wurden an festen Kunststoffmodellen die Druckverteilungen an der Unterwasserseite gemessen. Dabei wurden am Modell ohne Fin ab  $h_s/h_o = 0,67$  Unterdrücke festgestellt. Dies entspricht auch der Überfallhöhe, bei dem die Luftkammer beim Modell mit Fin verschwindet und der Überfallstrahl nicht mehr belüftet ist. Beide Modelle, mit und ohne Fin, weisen dabei in dem Übergangsbereich instabile und schwankende Unterdrücke auf. Es zeigte sich auch, dass eine kurze Fin die Druckverteilung so stabilisieren kann, dass auf der Unterwasserseite Drücke auftreten, die größer als der Atmosphärendruck sind. Bei  $h_s/h_o = 0,63$  ist die Druckverteilung stabil, während sie bei dem Schlauch ohne Fin zunehmend instabiler wird (s. Kapitel 7.3.2).



**Abbildung 7.25:** Einfluss der Finlänge auf das Schwingungsverhalten eines luftgefüllten Schlauchwehrs ( $\alpha_0 = 1,60$ ) nach OGIHARA UND MURAMATSU 1985



**Abbildung 7.26:** Einfluss des Bemessungsinnendruckes  $\alpha_0$  auf das Schwingungsverhalten eines luftgefüllten Schlauchwehrs mit und ohne Fin nach OGIHARA UND MURAMATSU 1985



## 7.7 Zusammenfassung und Diskussion der Untersuchungsergebnisse

Die Modelluntersuchungen zeigen, dass Schlauchwehre aufgrund ihrer elastischen Struktur zu Schwingungen angeregt werden können, wie z.B. durch Turbulenzen im Ober- und Unterwasser oder durch Druckschwankungen auf der Membranoberfläche infolge der Überströmung. Problematisch sind dabei dauerhafte, also periodisch auftretende Schwingungen, bei denen sich der Schlauchkörper infolge der großen Verformungen an der Betonoberfläche aufscheuern kann oder die Zugfestigkeit der Membran, der Gewebeeinlagen oder der Befestigungskonstruktion durch die dynamische Belastung überschritten wird. Der Beginn der Schwingungen erfolgt plötzlich, wenn die Anregung in der Nähe der Eigenfrequenz des Systems erfolgt. Die Grenze  $h_s/h_o$ , ab der ein Schlauchwehr in Resonanzschwingungen gerät, hängt dabei maßgeblich vom Unterwasserstand und der Überströmungshöhe sowie dem Vorhandensein von Deflektoren bzw. Störkörpern ab. Einen geringeren Einfluss haben der Innendruck, die Schlauchform und die Elastizität der Schlauchmembran.

### 7.7.1 Wassergefüllte Schlauchwehre

Beim wassergefüllten Schlauchwehr ohne Abhilfemaßnahmen sind im Modellversuch bei Schlauchhöhen von  $h_s/h_o < 0,64$  Schwingungen zu beobachten mit Amplituden von bis zu  $A_{max}/h_s = 7,5 \cdot 10^{-4}$  (ausgeprägtes Maximum in der FFT). Diese treten plötzlich auf und verschwinden beim weiteren Ablegen des Schlauchkörpers wieder. Die in den Modelluntersuchungen ermittelte „kritische“ Höhe  $h_s/h_o$  für ein Schlauchwehr ohne Abhilfemaßnahmen entspricht im Wesentlichen den Untersuchungsergebnissen von ANWAR 1967, OGIHARA UND MURAMATSU 1985 und dem JAPANESE INSTITUTE OF IRRIGATION AND DRAINAGE 1989. (s. Tabelle 7.3). Der Schlauchkörper verformt sich dabei zunächst in Fließrichtung mit einer relativ hohen Frequenz von  $f \cong 4,5$  Hz (im Modell). Das Verformungsbild kann am ehesten als ein „Pumpen“ beschrieben werden, bei dem der Schlauchkörper in vertikaler Richtung komprimiert und die Membranunterseite auf den Ablagetisch gedrückt wird (Nichtlineare Schwingung). Wegen des steigenden hydrostatischen Druckanteils bei hohen Unterwasserständen tritt diese Schwingungsart dann nicht mehr auf. Dafür ist eine zweite, selbsterregte Schwingungsart zu beobachten, die in den genannten Arbeiten keine Berücksichtigung findet und die insbesondere auch bei dem Schlauchtyp mit Fin zu beobachten ist: Der Unterwasserstand liegt dabei über dem Scheitelpunkt des Schlauchkörpers ( $h_u/h_o = 0,74$ ). Das Verformungsbild ändert sich und die Auslenkungen erfolgen

im Wesentlichen nur noch in vertikaler Richtung. Diese zweite Schwingungsart tritt im Bereich  $h_u/h_o = 0,57$  bis  $0,82$  bei Schlauchhöhen größer als  $h_s/h_o = 0,52$  bzw.  $0,56$  auf und ist auf den stationären Quertrieb zurückzuführen (s.a. Kapitel .1.1).

Typ	$\alpha_0$	Schwingungsbeginn		Anmerkungen	Referenz
	[-]	$h_u/h_o$ [-]	$h_s/h_o$ [-]		
<i>ohne Abhilfemaßnahmen</i>					
	1,6	> 0,57	< 0,64	Schwingungsbeginn abhängig vom Unterwasser	Kapitel 7.3.2
	1,3 - 2,5	o.A.	< 0,63	Höherer Innendruck stabilisiert Schlauchwehr	ANWAR 1967
	1,0	o.A.	< 0,57	(aus Abbildung 7.25 für $h_u/h_o = 0,57$ )	OGIHARA UND MURAMATSU 1985
	1,0	o.A.	< 0,61	s. Table II CHANSON 1997	BINNIE ET AL 1973
	o.A. 2,5 - 3,0 2,0 - 2,5 1,5 - 2,0	0,0 > 0,0 > 0,0 > 0,0	< 0,67 < 0,71 < 0,77 < 0,83	max. $h_s/h_o$ im Hinblick auf eine zul. Schwankung der Dehnungsbeanspruchung von 10 %	JAPANESE INSTITUTE OF IRRIGATION AND DRAINAGE 1989
<i>Deflektor (Fin)</i>					
	1,3 1,6 2,6	> 0,66	< 0,60 < 0,64 < 0,70	Finlänge $l_F/h_{s,0} = 0,04$	Kapitel 7.3.3
<i>Störkörper</i>					
	1,6	> 0,66	< 0,60	ab $h_u/h_o = 0,82$ größere Amplituden als beim Typ mit Fin (s. Abbildung 7.19)	Kapitel 7.3.4

*Anmerkung: Für die Angaben aus der Literatur gilt  $h_o \neq \text{const.}$  Der Unterwasserstand wird nicht explizit angegeben (o.A.), es ist aber davon auszugehen, dass bei horizontaler Sohle schießender Abfluss im Unterwasser vorliegt.*

**Tabelle 7.3:** Schwingungsbeginn bei verschiedenen wassergefüllten Schlauchwehrtypen, Eigene Untersuchungen und Ergebnisse aus der Literatur

Die Untersuchungen zeigen weiterhin, dass die erste Schwingungsart infolge des alternierenden Ablösepunkts mit einem Deflektor, z.B. einer Fin, oder einer Reihe von Störkörpern praktisch vollständig vermieden werden kann. Ein Deflektor wirkt sich aber auch positiv auf die Schwingungen infolge stationären Quertriebs aus. Die Schwingungen erreichen Amplituden, die mit  $A_{\max}/h_s = 5,3 \cdot 10^{-3}$  halb so groß sind, wie bei dem Schlauchwehr ohne Abhilfemaßnahmen. Die Frequenzanalysen zeigen nicht ein oder zwei ausgeprägte Maxima, wie bei den anderen Schwingungen, sondern zusätzliche Frequenzanteile über das gesamte Spektrum, die auf stochastische (regellose) Schwingungen mit unregelmäßigen und nicht periodisch wiederholenden Bewegungen der Membran zurückzuführen sind. Obwohl mit den untersuchten Störkörpern ähnliche Effekte erzielt werden können wie mit der Fin, kann sich die Formgebung der Störkörper, insbesondere bei Standorten mit hohen Unterwasserständen ( $h_u/h_o = 0,82$ ), nachteilig auf die Stabilität des Schlauchkörpers auswirken. Insgesamt treten aber die Resonanzbereiche mit den Störkörpern nicht in der ausgeprägten Form auf, wie bei den anderen untersuchten Schlauchwehrtypen: Die maximalen Amplituden betragen  $A_{\max}/h_s = 2,9 \cdot 10^{-3}$  ( $h_s/h_o = 0,46$ ,  $h_u/h_o = 0,82$ ) und sind kleiner als beim Schlauchwehr mit Fin. Hinsichtlich der Formgebung besteht sicherlich noch Optimierungsbedarf, die Untersuchungen zeigen aber bereits, dass Störkörper eine gleichwertige Alternative zu der Fin sein können. In Tabelle 7.3 finden sich die kritischen Schlauchhöhen, ab denen mit Schwingungen zu rechnen ist, für alle untersuchten Varianten sowie ausgewählte Angaben aus der Literatur.

### 7.7.2 Luftgefüllte Schlauchwehre

Im Gegensatz zu den wassergefüllten Schlauchwehren erstrecken sich die Untersuchungen für Luftfüllung nur über einen kleineren Bereich von Überströmungshöhen ( $h_s/h_o > 0,64$ ) und niedrige Unterwasserstände ( $h_u/h_o < 0,33$ ). Luftgefüllte Schlauchwehre knicken schon bei kleinen Überströmungshöhen ein und müssen insbesondere bei höheren Unterwasserständen vollständig abgelegt werden, da eine Wasserstandsregelung aufgrund der sich einstellenden Form praktisch nicht mehr möglich ist. Die gemessenen Amplituden nehmen mit steigender Überströmungshöhe zu, wobei bei  $h_s/h_o < 0,78$  eine ausgeprägte Resonanzschwingungen zu beobachten ist. Die dabei auftretenden Amplituden von  $A_{j\max}/h_s = 1,0 \cdot 10^{-3}$  können durch die Aufbringung von Störkörpern deutlich reduziert werden ( $A_{\max}/h_s = 5,0 \cdot 10^{-4}$ ). In Tabelle 7.4 finden sich die kritischen Schlauchhöhen, ab denen bei luftgefüllten Schlauchwehren mit Schwingungen

zu rechnen ist. Den untersuchten Varianten sind ausgewählten Angaben aus der Literatur gegenübergestellt. Zu den Literaturangaben ist anzumerken, dass der Innendruck bzw. das Füllvolumen nicht verändert wurde, so dass der Oberwasserstand mit zunehmendem Abfluss über den Ausgangswasserstand hinaus anstieg.

Typ	$\alpha_0$ [-]	Schwingungsbeginn		Anmerkungen	Referenz
		$h_u/h_o$ [-]	$h_s/h_o$ [-]		
<i>ohne Abhilfemaßnahmen</i>					
	1,6	0,0	< 0,78	Schlauchkörper bereits leicht eingnickt	Kapitel 7.4
	0,5 - 1,0	o.A.	< 0,80	Größere Amplituden bei geringerem Innendruck	ANWAR 1967
	0,6 - 1,2	o.A.	< 0,76	Innendruck praktisch ohne Einfluss (Abbildung 7.26 für $h_u/h_o = 0,76$ )	OGIHARA UND MURAMATSU 1985
	1,0	o.A.	< 0,83		JAPANESE INSTITUTE OF IRRIGATION AND DRAINAGE 1989
<i>mit Fin</i>					
	1,0	o.A.	< 0,69	$l_f/h_s = 0,025$ (Abbildung 7.26 für $h_u/h_o = 0,69$ )	OGIHARA UND MURAMATSU 1985
	0,6 - 1,2	o.A.	< 0,66	$l_f/h_s = 0,100$ Innendruck praktisch ohne Einfluss (Abbildung 7.26 für $h_u/h_o = 0,66$ )	OGIHARA UND MURAMATSU 1985
<i>mit Störkörper</i>					
	1,6	0,0	< 0,76	geringeres Maximum als ohne Abhilfemaßnahmen	Kapitel 7.4

*Anmerkung: Für die Angaben aus der Literatur gilt  $h_o \neq \text{const.}$  Der Unterwasserstand wird nicht explizit angegeben (o.A.), es ist aber davon auszugehen, dass bei horizontaler Sohle schießender Abfluss im Unterwasser vorliegt.*

**Tabelle 7.4:** Schwingungsbeginn bei verschiedenen luftgefüllten Schlauchwehrrtypen, Eigene Untersuchungen und Ergebnisse aus der Literatur

## 8 Praktische Anwendung

### 8.1 Ersatz der Wehranlage der Staustufe Marklendorf/Aller durch ein zweifeldriges Schlauchwehr

Die Staustufe Marklendorf befindet sich an der Aller bei Km 38,300 im Zuständigkeitsbereich des Wasser- und Schifffahrtsamtes (WSA) Verden (s. Abbildung 8.1). Die Aller verläuft von Sachsen-Anhalt nach Niedersachsen und nimmt mit ihren Nebenflüssen etwa die Hälfte der aus dem Harz abfließenden Wassermengen auf. Ab Celle ist das Gewässer Bundeswasserstraße und mündet einige Kilometer westlich von Verden in die Weser ein. Der Entwicklung der Schifffahrt auf der Aller standen anfangs die geringen Fahrwassertiefen oberhalb der Leinemündung entgegen. Das veranlasste die preußische Staatsregierung in einem Vertrag mit der Stadt Celle zwischen 1909 und 1912 vier Staustufen von Celle bis zur Leinemündung zu errichten. Die Blütezeit der Schifffahrt, gemessen an der Frachtmenge, lag zwischen der Fertigstellung der Staustufen und dem zweiten Weltkrieg. Hauptnutzer war damals die im Allertal ansässige Erdöl- und Kaliindustrie. Nach dem Krieg erholte sich die Schifffahrt nur langsam und wurde zum Ende der sechziger Jahre eingestellt. Seit dieser Zeit entwickelt sich die Sportboot- und Fahrgastschifffahrt [WSA VERDEN 2005].



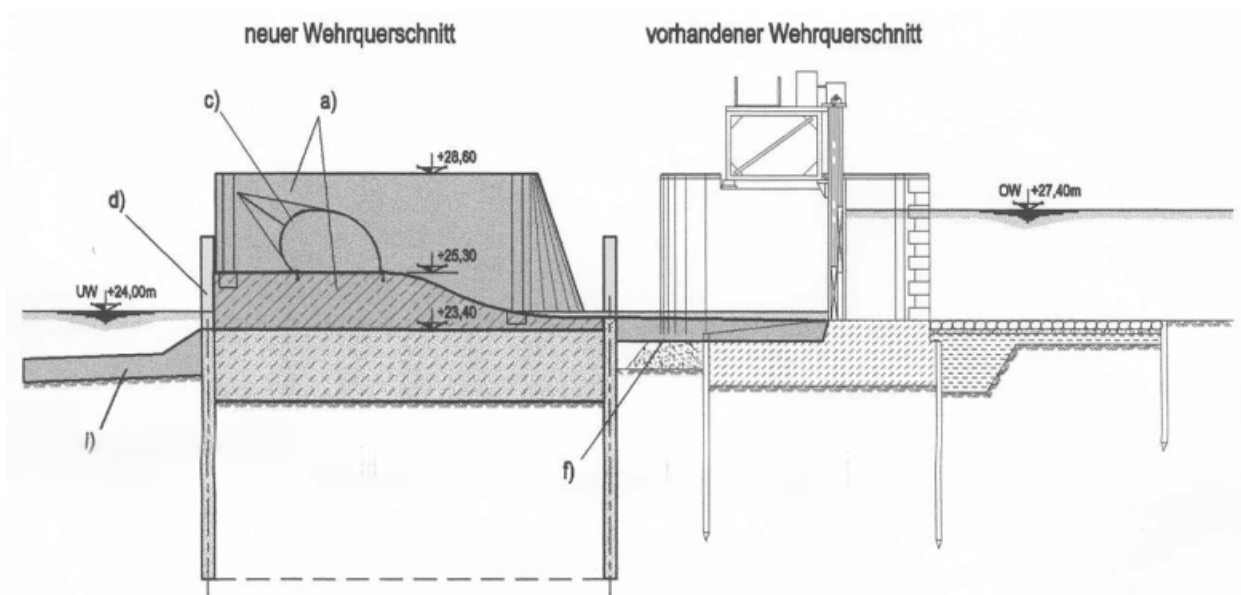
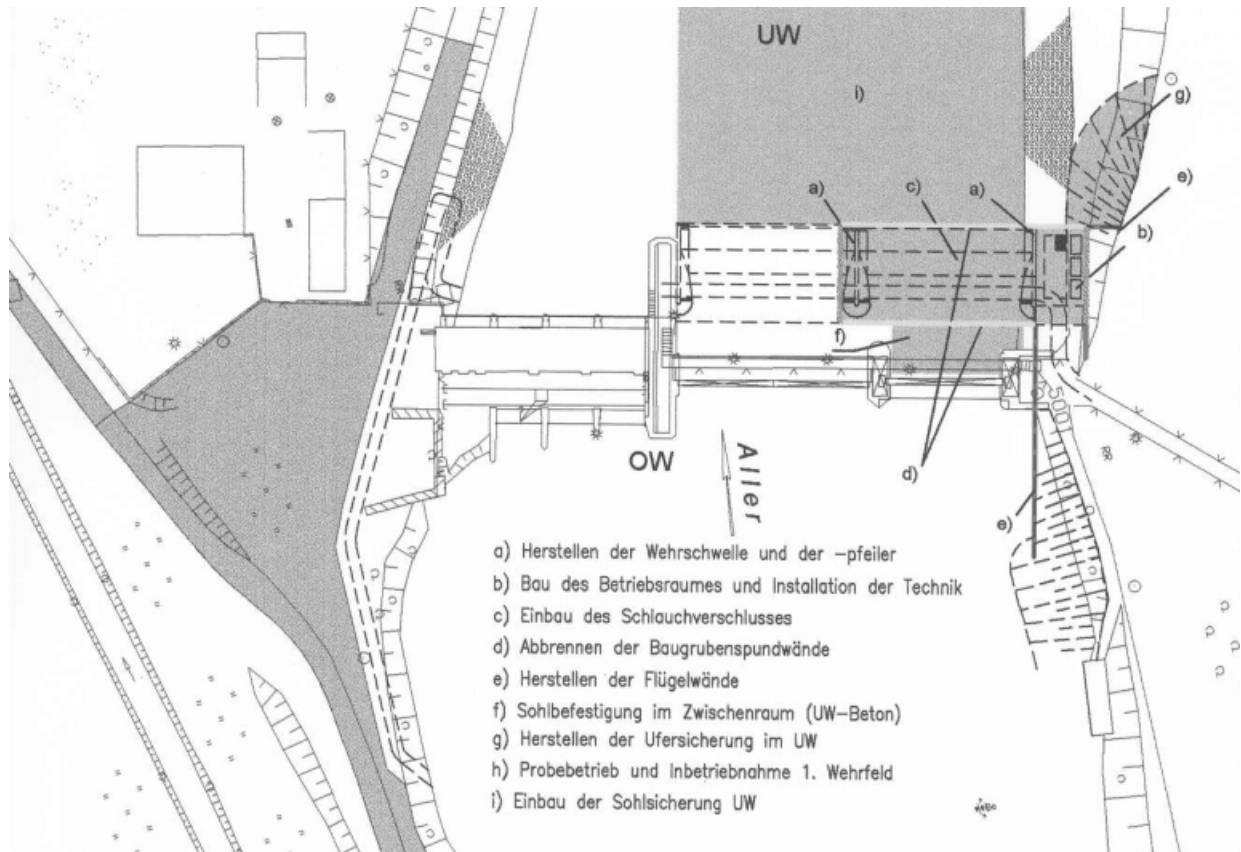
**Abbildung 8.1:** Staustufe Marklendorf an der Aller, Ansicht vom Unterwasser auf den Wehrsteg und die Hakendoppelschütze

Eine der vier gebauten Staustufen ist die Staustufe Marklendorf, bestehend aus einem Laufwasserkraftwerk mit 3 Turbinen (Ausbauwassermenge  $45,0 \text{ m}^3/\text{s}$ , Jahresleistung ca. 3 Mio. kWh) und einer Wehranlage mit einem  $25,40 \text{ m}$  breiten Wehrfeld mit 7 Hakendoppelschützen und einem  $15,00 \text{ m}$  breiten Wehrfeld mit einem einteiligem Hubschütz. Bei einem mittleren Niedrigwasserstand (MNW) im Unterwasser beträgt die Fallhöhe rund  $3,50 \text{ m}$ . Bereits 1987 wurde in einem Gutachten ein dem Bauwerksalter entsprechend schlechter baulicher Zustand des Massivbauwerkes und der Stahlwasserbauteile festgestellt: Die Stahlwasserbauteile hatten das Nutzungsalter von 70 Jahren bereits deutlich überschritten. Das WSA Verden sah die für die Aufrechterhaltung des Stauzieles erforderliche Funktionssicherheit der Wehranlage nicht mehr gegeben. Im Rahmen der Entwurfsaufstellung wurden mehrere Varianten untersucht, neben der Beibehaltung der vorhandenen Verschlüsse und dem Einsatz von Fischbauchklappen entschied sich der Bauherr für den Bau eines Schlauchwehres (s. Abbildung 8.2). Ausschlaggebend waren neben einiger betrieblicher Vorteile, u.a. Dichtigkeit, keine beweglichen Teile und keine Korrosionsschutzprobleme, die geringeren Kosten bei Bau, Betrieb und Unterhaltung der Anlage [WSA Verden 2005].

Die Grundlage für die hydraulische und statische Bemessung der geplanten Schlauchwehranlage bildeten physikalische Modelluntersuchungen im Maßstab  $1:12,5$  (s.a. Kapitel 7). Damit konnten, neben der Gestaltung des festen Wehrkörpers unter Berücksichtigung der Hochwasserneutralität, Vorschläge zum Füllmedium, zur Befestigung der Schlauchmembran, zur Belüftung und zum Schwingungsverhalten gemacht werden. Bei den Modelluntersuchungen wurden die in Tabelle 8.1 angegebenen Schlauchtypen mit unterschiedlichen Füllmedien, Innendrücken und Befestigungsabständen untersucht. Die angegebenen Innendruckkoeffizienten entsprechen dabei dem Überdruck, der erforderlich ist, um eine Schlauchhöhe von  $2,12 \text{ m}$  zu erreichen. Alle Schlauchmodelle waren nach dem System Bridgestone gefertigt und hatten im Naturmaßstab eine Fin mit einer Länge von  $l_F = 9,8 \text{ cm}$ , wie sie in Abbildung 7.15 dargestellt ist. Außer bei Variante L1 waren alle Schlauchtypen mit zwei Befestigungsschienen am Wehrkörper fixiert.

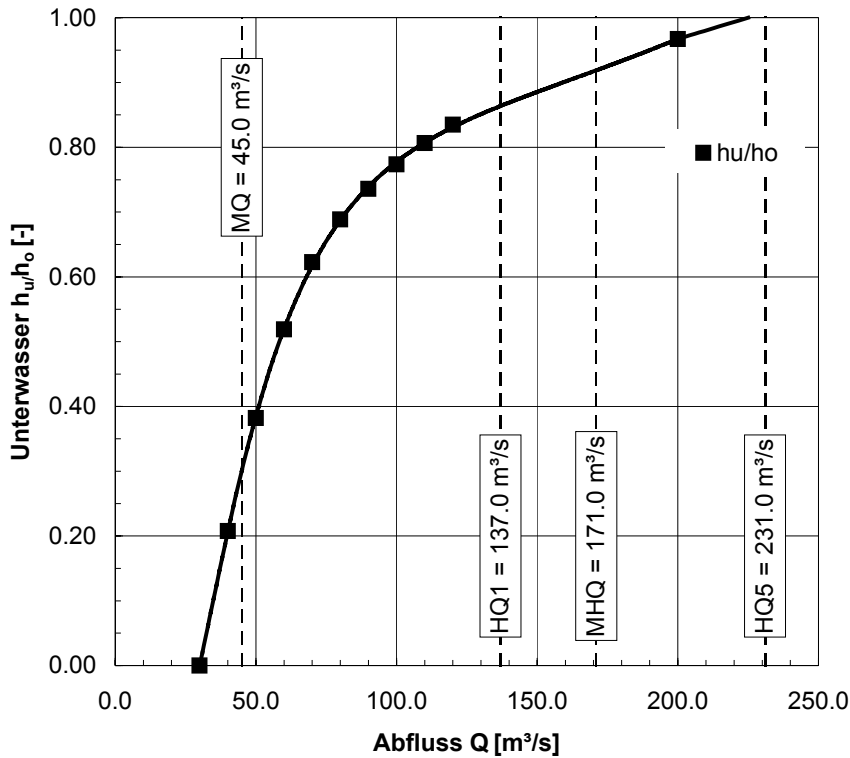
Rückstau vom Unterwasser musste bei der Bemessung der Anlage im hydrostatischen Fall (also ohne Überströmung) nicht berücksichtigt werden, wie die Wasserstands-Abfluss-Beziehung im Unterwasser der Wehranlage zeigt (s. Abbil-

Abbildung 8.3): Bis zu einem Abfluss von etwa  $30 \text{ m}^3/\text{s}$  in der Aller liegt der Unterwasserstand unter dem Ablagetisch. Ab ca.  $45 \text{ m}^3/\text{s}$  fließt neben dem Kraftwerk auch Wasser über die Wehranlage.



**Abbildung 8.2:** Staustufe Marklendorf an der Aller, Lageplan und Querschnitt für die Herstellung des rechten Wehrfelds, Bauabschnitt 4 [WSA VERDEN 2004]

Bei rund 240 m<sup>3</sup>/s sind die beiden Verschlüsse schließlich vollständig abgelegt. Das entspricht auch dem Abfluss, bei dem praktisch kein Wasserspiegelgefälle mehr an der Staustufe vorhanden ist. Mit weiter steigendem Abfluss steigt auch der Oberwasserstand über das Stauziel hinaus an.



**Abbildung 8.3:** Wasserstands-Abfluss-Beziehung im Unterwasser der Staustufe Marklendorf an der Aller

### Berechnung von Geometrie und Membrankraft

Aus den Schlauchparametern in Tabelle 8.1 kann mit Hilfe des analytischen Verfahrens (s. Kapitel 4.3.3) oder - wie in diesem Beispiel - unter Verwendung eines FE-Modells Geometrie und Lage der Fin bestimmt werden.

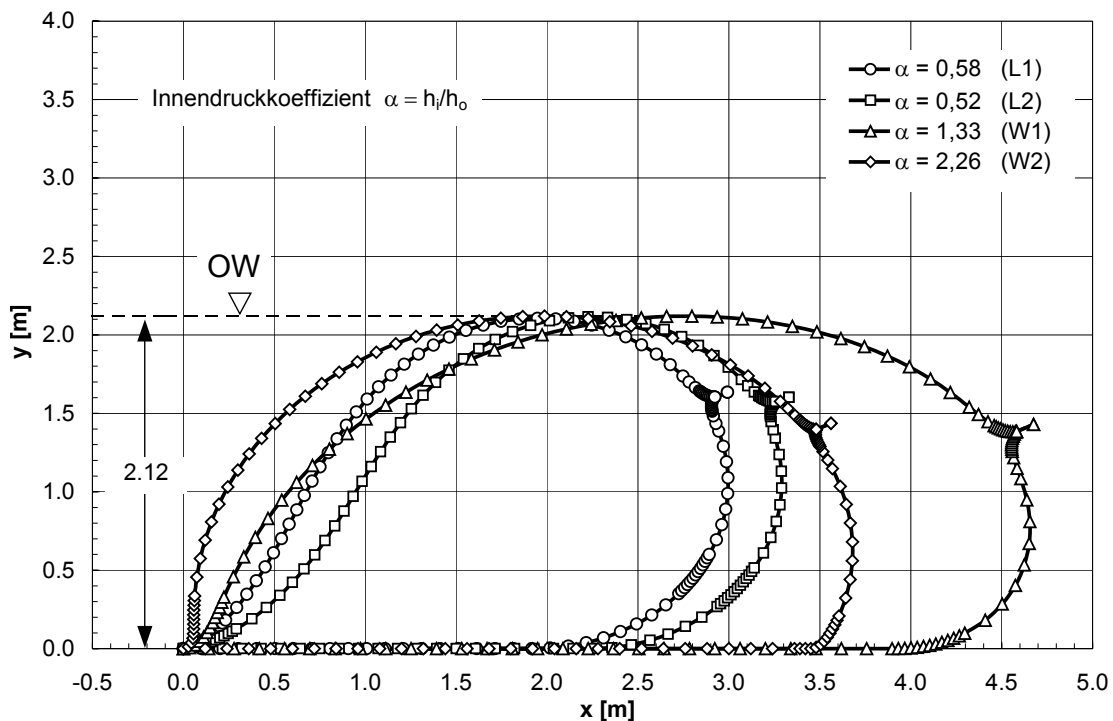
Typ	Schlauchhöhe $h_{s,0}$ [m]	Füllmedium	Ablagelänge $l_A$ [m]	Befestigungsabstand $l_B$ [m]	Innendruckkoeffizient $\alpha$ [-]	$l_s/h_{s,0}$ [-]	Membrankraft $T$ [kN/m] <sup>2)</sup>
L1	2,12	Luft	4,28	0,00 <sup>1)</sup>	0,58	3,94	11,8
L2	2,12	Luft	4,52	2,26	0,52	4,17	11,5
W1	2,12	Wasser	5,84	3,62	1,33	5,42	18,3
W2	2,12	Wasser	5,05	3,25	2,26	4,67	50,0

<sup>1)</sup> Befestigung mit einer Klemmschiene <sup>2)</sup> Berechnet nach dem Näherungsverfahren [MLIT 2000]

**Tabelle 8.1:** Untersuchte Schlauchtypen für das Allerwehr Marklendorf [BAW 2003]



Der in Tabelle 8.1 angegebene Innendruckkoeffizient  $\alpha$  entspricht dem Überdruck, der erforderlich ist, damit die Schlauchhöhe gerade das Stauziel von 2,12 m über dem Ablagetisch erreicht und nicht überströmt wird. Aus diesem Grund sind die Innendruckkoeffizienten für die beiden luftgefüllten Varianten vergleichsweise niedrig. (In der Praxis wird der Innendruckkoeffizient etwa  $\alpha_0 = 1,0$  betragen, so dass sich eine etwas größere Schlauchhöhe ergibt und damit ein Freibord zwischen Stauziel und Schlauchoberkante vorhanden ist.) Die berechneten Schlauchgeometrien für die vier untersuchten Typen in Abbildung 8.4 weisen sehr unterschiedliche Querschnitte auf. So ist der Schlauchumfang und damit der Materialbedarf beim Schlauchtyp W1 um ein Drittel größer als beim Typ L1 (s.a. Querschnittskennzahl  $I_s/h_{s,0}$  in Tabelle 8.1). Bei den Varianten L1 und W1 handelt es sich nach der Definition von WATSON 1985 (s. Kapitel 4.1.2) um vollkommene Schlauchformen, d.h. die Membrankurve weist im Anschluss an die Wehrschwelle eine horizontale Tangente auf. Dadurch können die Membrankräfte im Bemessungsfall direkt mit Gleichung 4.36 für Luftfüllung bzw. mit Gleichung 4.37 für Wasserfüllung oder unter Verwendung der Bemessungsdiagramme in den Abbildungen 4.12 und 4.13 bestimmt werden.



**Abbildung 8.4:** Geometrie der untersuchten Schlauchtypen für das Allerwehr Marklendorf (FE-Berechnung)

z.B. Membrankraft für Schlauchtyp W1:

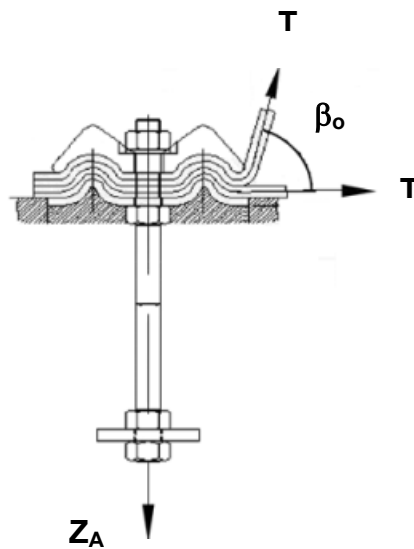
nach Gleichung 4.37:

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{1}{4}(2\alpha - 1)\rho g h_s^2 \\
 &= 0,25 \cdot (2 \cdot 1,33 - 1) \cdot 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9,81 \cdot 2,12 \text{ m}^2 \\
 &= 18,30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}
 \end{aligned}$$

Beim Typ W1 hat die zweite Befestigungsschiene keinen Einfluss auf die Membrankurve. Dies kann durch den Vergleich der berechneten Kontaktlänge und dem vorhandenen Befestigungsabstand gezeigt werden: Die Kontaktlänge  $l_K = 3,98 \text{ m}$  ist hier größer als der Befestigungsabstand  $l_B = 3,62 \text{ m}$ . Bei den Typen L2 und W2 handelt es sich um unvollkommene Schlauchformen, die Berechnung kann daher nicht direkt, sondern nur iterativ erfolgen. Beim wassergefüllten Typ W2 ist der Einfluss auf die Geometrie sehr groß, während beim luftgefüllten Typ L2 der Einfluss gering ist, da der Befestigungsabstand nur geringfügig kleiner als die Kontaktlänge ist. Aufgrund des größeren Umfangs ergibt sich dennoch ein etwas geringerer Innendruckkoeffizient und folglich eine geringere Membrankraft als beim Typ L1. Die minimalen und maximalen Membrankräfte für die vier untersuchten Schlauchtypen liegen annähernd um das 5-fache auseinander (s. Tabelle 8.1).

#### Dimensionierung der Befestigungsschienen und Ankerstäbe

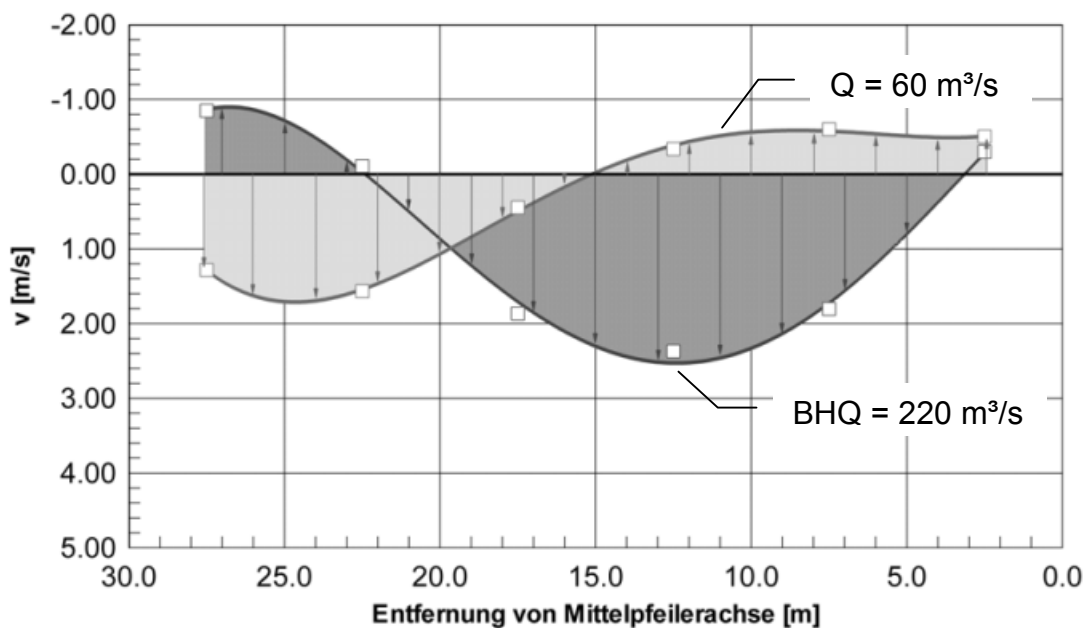
Die Lastabtragung der Membrankraft erfolgt über die Klemmschienen und die Ankerstäbe in den Beton. Je nach Schlauchtyp ergibt sich die Belastung aus einer oder aus zwei Schlauchmembranen, wie es beispielsweise in Abbildung 8.5 dargestellt ist. Während die Beanspruchung der Ankerstäbe aus der unteren Membran in der Regel ausschließlich auf Scherung erfolgt (evtl. noch abgemindert durch die Reibung zwischen Elastomer und Beton) werden die Ankerstäbe durch die Vertikalkomponente der oberen Membrankraft auf Zug beansprucht. Maßgebend für die Bemessung ist der Zustand, in dem das Schlauchwehr nicht überströmt ist und damit der größte Überdruck (Bemessungsinndruckkoeffizient  $\alpha_0$ ) vorliegt. Die Zugkraft wird dann maximal, wenn die obere Membran senkrecht an die Befestigungsschiene anschließt, d.h. für  $\beta_0 = 90^\circ$ . Um auf der sicheren Seite zu liegen, empfiehlt es sich aber, immer davon auszugehen, dass die Membrankraft vollständig als Zugkraft in den Wehrkörper eingeleitet werden muss.



**Abbildung 8.5:** Prinzipskizze zur Einleitung der Membrankraft in die Befestigungsschiene und die Ankerstäbe

### Einfluss des Füllmediums auf das Regelverhalten und die Sohlbelastung im Unterwasser

Bereits bei einer Abflussmenge von  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  tritt eine Schrägstellung der Schlauchoberkante auf, so dass der Schlauchverschluss an der einen Seite nicht und an der anderen Seite verstärkt überströmt wird (s. Abbildung 6.4). Diese für luftgefüllte Schlauchwehre typische V-Kerbe verstärkt sich mit zunehmendem Abfluss und führt zu einer ungünstigen Geschwindigkeitsverteilung im Unterwasser der Wehranlage [BAW 2003]. In Abbildung 8.6 sind die punktuell in einer Tiefe von  $1,60 \text{ m}$  gemessenen Fließgeschwindigkeiten über den Querschnitt des rechten Wehrfelds dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass bei einem Abfluss von  $60 \text{ m}^3/\text{s}$  die höchsten Geschwindigkeiten am rechten Ufer auftreten. Auf der gegenüberliegenden Seite bildet sich hingegen ein Rückströmungsgebiet aus. Der Vergleich der beiden Geschwindigkeitsverteilungen zeigt, dass schon bei geringeren Abflüssen als dem Bemessungsabfluss der Wehranlage ( $\text{BHQ} = 220 \text{ m}^3/\text{s}$ ) eine erhöhte hydraulische Beanspruchung der Sohle und der Ufer auftreten und zur Ausbildung von Kolken führen kann. Dies veranschaulichen auch die qualitativen Untersuchungen an einer beweglichen Sohle in Abbildung 8.6. Bei der Planung des Tosbeckens, der Kolksicherung und der Uferbefestigung muss dieser Umstand berücksichtigt werden. Zwischen den beiden untersuchten Varianten L1 und L2 ist dabei im Übrigen kein Unterschied festzustellen.



**Abbildung 8.6:** Auskolkung im Unterwasser des rechten Wehrfeldes bei  $60 \text{ m}^3/\text{s}$  durch eingeknickten Schlauchtyp L2 (oben), entsprechende Geschwindigkeitsverteilung im Unterwasser, 1,60 m unter dem Wasserspiegel bei  $60 \text{ m}^3/\text{s}$  und im Vergleich dazu bei  $220 \text{ m}^3/\text{s}$  (unten)

### Stabilität des Schlauchkörpers und Wirkungsweise einer Fin

In Kapitel 7.1.3 wurde gezeigt, dass durch eine Fin Schwingungen bei kleinen Überströmungshöhen praktisch vollständig verhindert und darüber hinaus bei größeren Überströmungshöhen und höheren Unterwasserständen erheblich re-

duziert werden können. Periodische Schwingungen wurden überhaupt erst bei Unterwasserständen größer als  $h_u/h_o > 0,66$  beobachtet und dann auch mit kleinerer Amplitude als bei dem Modell ohne Fin. Übertragen auf den Standort Marklendorf entspricht das einem Gesamtabfluss in der Aller von ca.  $75 \text{ m}^3/\text{s}$ . Im Vergleich der untersuchten Schlauchtypen für Marklendorf konnten im Hinblick auf das Schwingungsverhalten keine größeren Unterschiede festgestellt werden, was im Wesentlichen auf den stabilen Ablösepunkt an der Fin zurückzuführen ist. Die Amplituden waren bei Wasserfüllung allerdings etwas geringer als bei den luftgefüllten Schlauchtypen. Gegenüber den in Kapitel 7.3 beschriebenen Schwingungsuntersuchungen wurde hier zusätzlich der Schlauchinnendruck und an vier Stellen der Druck am Wehrkörper gemessen. Im Vergleich der beiden Varianten mit Luftfüllung wurden die größten Druckschwankungen bei einem Abfluss von  $120 \text{ m}^3/\text{s}$  beobachtet. Dabei waren die Druckschwankungen am Ende des Ablagetischs beim Typ L2 geringer, da die Fin den Überfallstrahl so ablenkte, dass keine Geschwindigkeitsspitzen mit dem damit verbundenen Druckabfall auftraten. Die Formänderung des Schlauches durch eine zweite Befestigungsschiene in Verbindung mit einem höheren Innendruck (bei etwa gleichem Umfang) hatten Einfluss auf die Lage der Fin und damit auf die Form des Überfallstrahls. Tendenziell führt zwar auch eine Druckerhöhung zu einer geringeren Schwingungsempfindlichkeit des Schlauchkörpers, wie u.a. die Untersuchungen von OGIHARA UND MURAMATSU 1985 zeigen (s. Kapitel 7.3.5), in diesem Fall ist aber schwer festzustellen, welcher Einfluss letztendlich dominiert. Die Unterschiede im Schwingungsverhalten waren jedenfalls zu gering, als dass sich aus den Versuchen eine stabilisierende Wirkung durch die zweite Befestigungsschiene ableiten ließe. Bei Wasserfüllung war die Wirkungsweise der Fin noch geringer: Ab  $60 \text{ m}^3/\text{s}$  hatte die Fin keinen Einfluss mehr auf den Überfallstrahl. Hier zeigte sich, dass die durch das System Bridgestone bedingte Lage der Fin nicht optimal ist.

#### Zusammenfassung und Konstruktionsvorschlag

Aufgrund des besseren Regelungsverhaltens wurde für das Schlauchwehr Marklendorf Wasser als Füllmedium empfohlen und als Alternative zur Fin eine Störkörperreihe vorgeschlagen, die bei 90 % der abgelegten Membran angeordnet ist. Mit der JAMBOR-Schwelle konnte die Verschlusshöhe um 1,50 m auf rund 2,12 m reduziert werden. Die Wehrpfeiler sind 1:3 geneigt und ergeben so eine günstigere Faltenausbildung an den Wehrwangen als bei senkrechten Wänden.



**Abbildung 8.7:** Montage der Schlauchmembran am rechten Wehrfeld der Staustufe Marklendorf/Aller im Oktober 2005

Die Elastomermembran ist in Marklendorf mit zwei Befestigungsschienen am Wehrkörper befestigt, wobei hier die zweite Schiene weniger der Stabilisierung des Schlauchkörpers dient, vielmehr ist es der Aspekt des geringeren Materialverbrauchs gegenüber einem geschlossenen Schlauchkörper. Im Juli 2005 wurde mit den Baumaßnahmen begonnen, wobei zunächst das rechte Wehrfeld im Unterwasser der bestehenden Wehranlage erstellt wurde. In Abbildung 8.7 sind Bilder von der Montage der ersten Schlauchmembran Anfang Oktober 2005 zu sehen, die einschließlich der vorbereitenden Arbeiten innerhalb von einer Woche abgeschlossen war. Die neue Wehranlage soll Ende 2006 in Betrieb genommen werden und ist die erste, von insgesamt drei geplanten Schlauchwehren an der Aller.

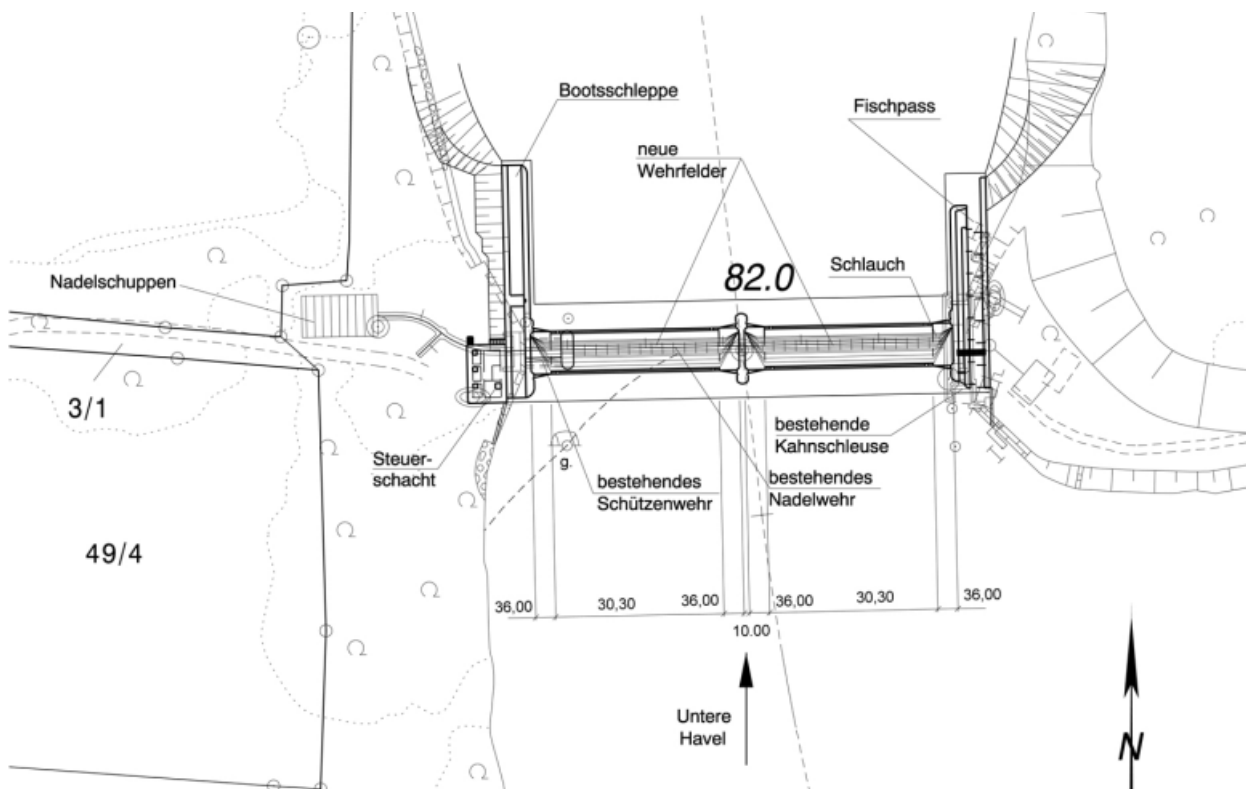
## 8.2 Ersatzneubau eines zweifeldrigen Schlauchwehrs an der Staustufe Bahnitz/Untere Havel

Die Staustufe Bahnitz ist Teil der Unteren-Havel-Wasserstraße und besteht aus einer Schleuse in einem Durchstich der Havelschleife und der eigentlichen Stauanlage. Sie besteht aus einem Nadelwehr, einem Hubschütz und einer Kahn-schleuse mit einer Gesamtbreite von 81,00 m. Die Stauhaltung Bahnitz erstreckt sich über einen Teil der Havel, über den Plauer See bis in den Elbe-Havel-Kanal, der zur Wasserstraßenverbindung Hannover-Berlin gehört.



**Abbildung 8.8:** Staustufe Bahnitz an der Unteren Havel – Ansicht vom Oberwasser auf das Hubschütz und das Nadelwehr

Bei Mittelwasser MQ beträgt die Fallhöhe nicht mehr als 0,70 m, bei Niedrigwasser NQ erreicht sie maximal 1,50 m. Die Stauregelung erfolgte bisher durch das Setzen und Ziehen einzelner Nadeln von Hand, die Feinregelung über das Schütz. Die Nadeln sind 4,50 m lange Kanthölzer, welche an der Sohle am unteren Nadelanschlag und oben an der Nadellehne am Wehrbock angelegt werden. Die 19 Böcke sind über die Nadellehne und einen Bedienungsteg miteinander verbunden und können z.B. bei Staulegung ganz ausgebaut werden. Die Staustufe Bahnitz wurde im Jahre 1910 fertiggestellt und 1977 grundinstandgesetzt. Aufgrund der geringen Restnutzungsdauer, des arbeitsintensiven Betriebs und den damit verbundenen Risiken sollte die bestehende Wehranlage im Zuge des Verkehrsprojektes Deutsche Einheit Nr. 17 durch ein zweifeldriges Schlauchwehr ersetzt werden. Die Wehrfeldbreite soll jeweils 30,30 m und die Schlauchhöhe 2,40 m betragen. Der Ersatzneubau wird durch das Wasserstraßen-Neubauamt (WNA) Berlin geplant und realisiert: Im Februar 2005 wurde mit dem Bau begonnen. Auch hier waren neben den betrieblichen Vorteilen die geringeren Investitions- und Unterhaltungskosten ausschlaggebend bei der Entscheidung für den neuen Verschlusstyp [WNA BERLIN 2003].

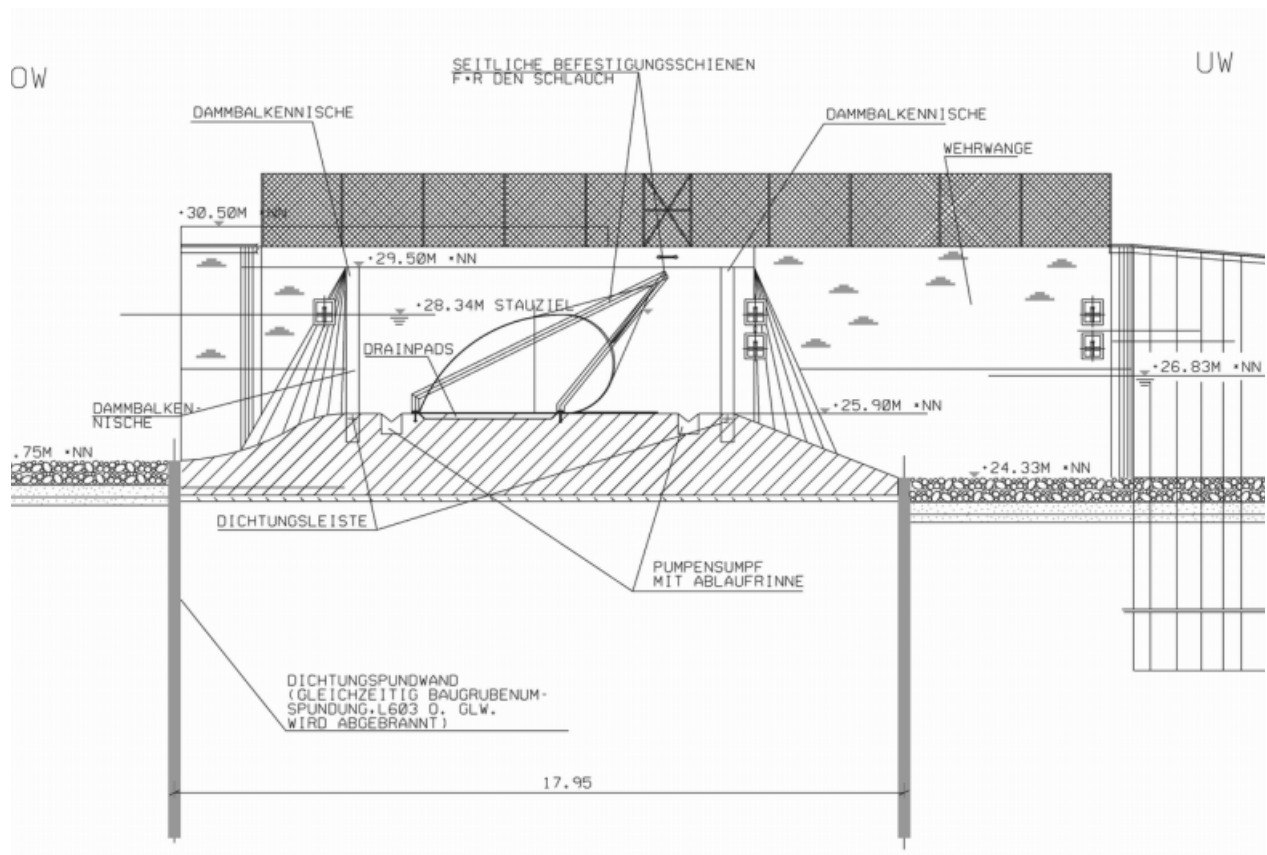


**Abbildung 8.9:** Staustufe Bahnitz an der Unteren Havel – Lageplan des geplanten Schlauchwehrs [WNA BERLIN 2003]



### Bestimmung von Geometrie und Membrankraft

Beim Schlauchwehr Bahnitz handelt es sich um eine ständig überströmte Wehranlage, deren unterstromige Seite immer eingestaut ist. Daher ergibt die Berechnung der Schlauchgeometrie mit Hilfe analytischer Verfahren zu große Schlauchhöhen. Aus diesem Grund sind für die Wehrbezugskurven, die den Zusammenhang von Schlauchhöhe, Innendruck, Ober- und Unterwasserstand beschreiben, physikalische Modellversuche zu empfehlen (s. Kapitel 4.6). Da für die statische Bemessung aber in der Regel der ungünstigste Lastfall - der hydrostatische Zustand - maßgebend ist (z.B. bei Niedrigwasser und der Abführung über ein Wehrfeld), können mit Hilfe analytischer und numerischer Methoden alle für die Dimensionierung des Schlauchwehres erforderlichen Größen bestimmt werden.



**Abbildung 8.10:** Querschnitt durch das Schlauchwehr Bahnitz an der Unteren Havel [WNA BERLIN 2003]

Unter der Annahme, dass kein Unterwasser ansteht (z.B. bei gesetzten Notverschlüssen) kann die Membrankraft mit Gleichung 4.37 oder unter Verwendung von Abbildung 4.13 berechnet werden:

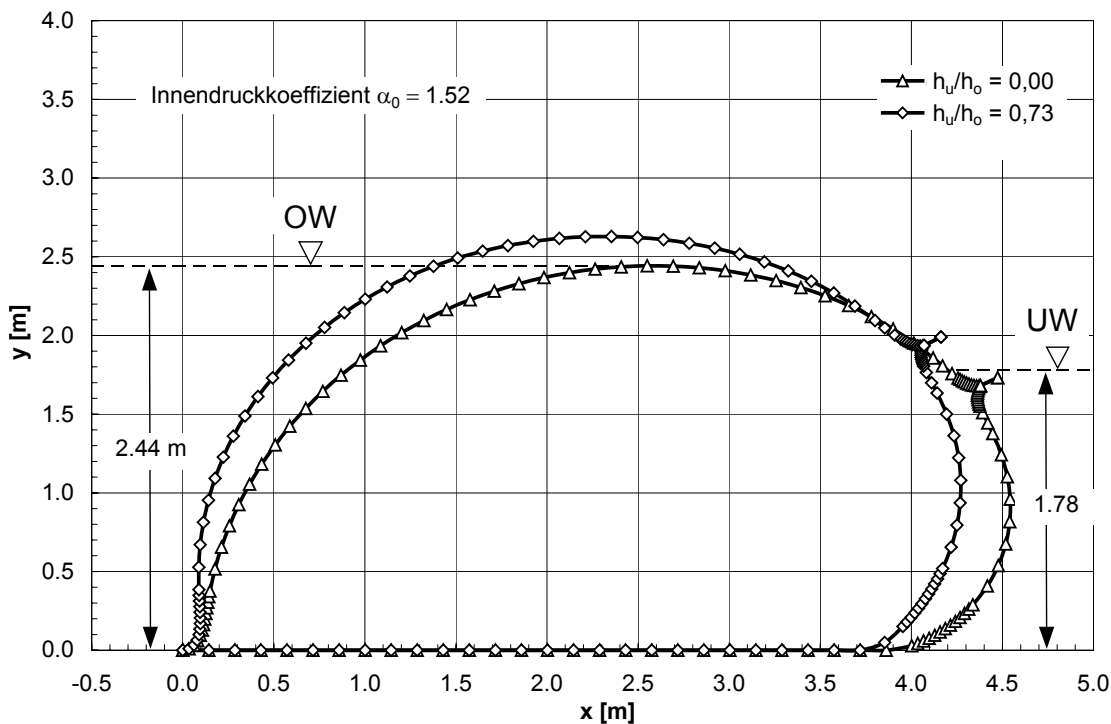
Membrankraft für  $\alpha_0 = 1,52$   
aus Gleichung 4.37:

$$\begin{aligned} T &= \frac{1}{4}(2\alpha - 1)\rho g h_s^2 \\ &= 0,25 \cdot (2 \cdot 1,52 - 1) \cdot 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9,81 \cdot 2,44 \text{ m}^2 \\ &= 29,79 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Kontaktlänge  $l_K$   
aus Abbildung 4.13:

$$\begin{aligned} \frac{l_K}{h_s} &= 1,40 \\ l_K &= 1,40 \cdot 2,44 \\ &= 3,42 \text{ m} \end{aligned}$$

Die Kontaktlänge  $l_K$  ist damit geringfügig kürzer als der Abstand der beiden Befestigungsschienen von  $l_B = \text{ca. } 3,70 \text{ m}$  (s. Abbildung 8.10), so dass die Annahme für die Berechnung als vollkommener Schlauch mit dem Analytischen Verfahren nicht (ganz) richtig ist. Die folgende iterative analytische Berechnung für einen unvollkommenen Schlauch ergibt dann eine geringfügig höhere Membrankraft von  $29,94 \text{ kN/m}$ .

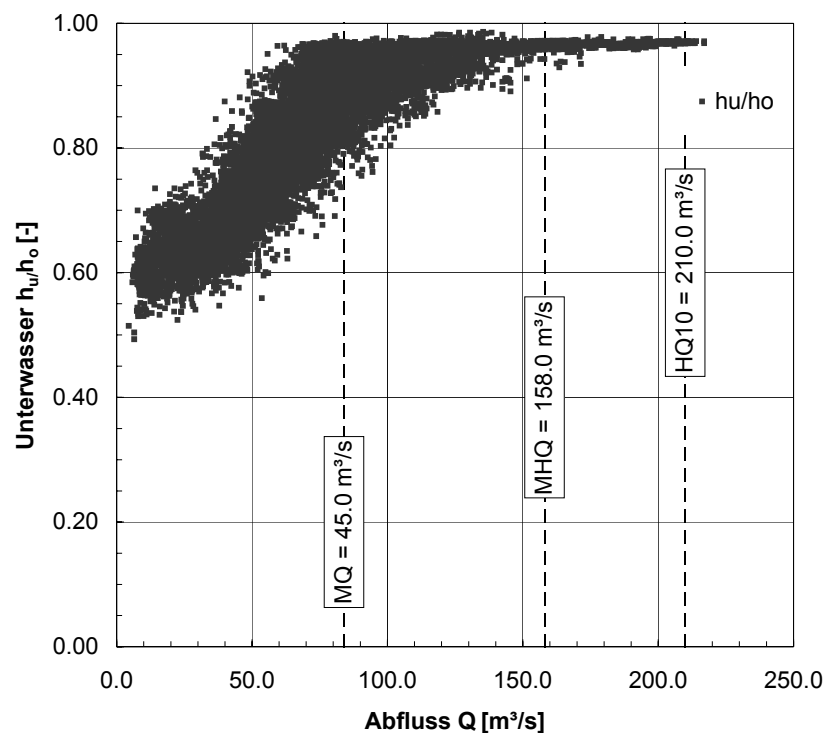


**Abbildung 8.11:** Geometrie für das Schlauchwehr Bahnitz mit ( $h_u/h_o = 0,73$ ) und ohne Unterwassereinfluss ( $h_u/h_o = 0,00$ ) ermittelt mit einer FE-Berechnung

Mit Berücksichtigung des Unterwassereinflusses würde sich die Kontaktlänge verringern und der Schlauchkörper aufschwimmen, wenn er nicht durch die zweite Befestigungsschiene fixiert wäre. Legt man beispielsweise einen mittleren Unterwasserstand von 27,68 m+NN zugrunde ( $h_u/h_o = 0,73$ ), so ergeben sich die mit Hilfe einer FE-Berechnung ermittelten Geometrien in Abbildung 8.11 mit und ohne Unterwassereinfluss ( $h_u/h_o = 0,00$ ).

### Stabilität des Schlauchkörpers bei hohen Unterwasserständen und mögliche Abhilfemaßnahmen gegen Schwingungen

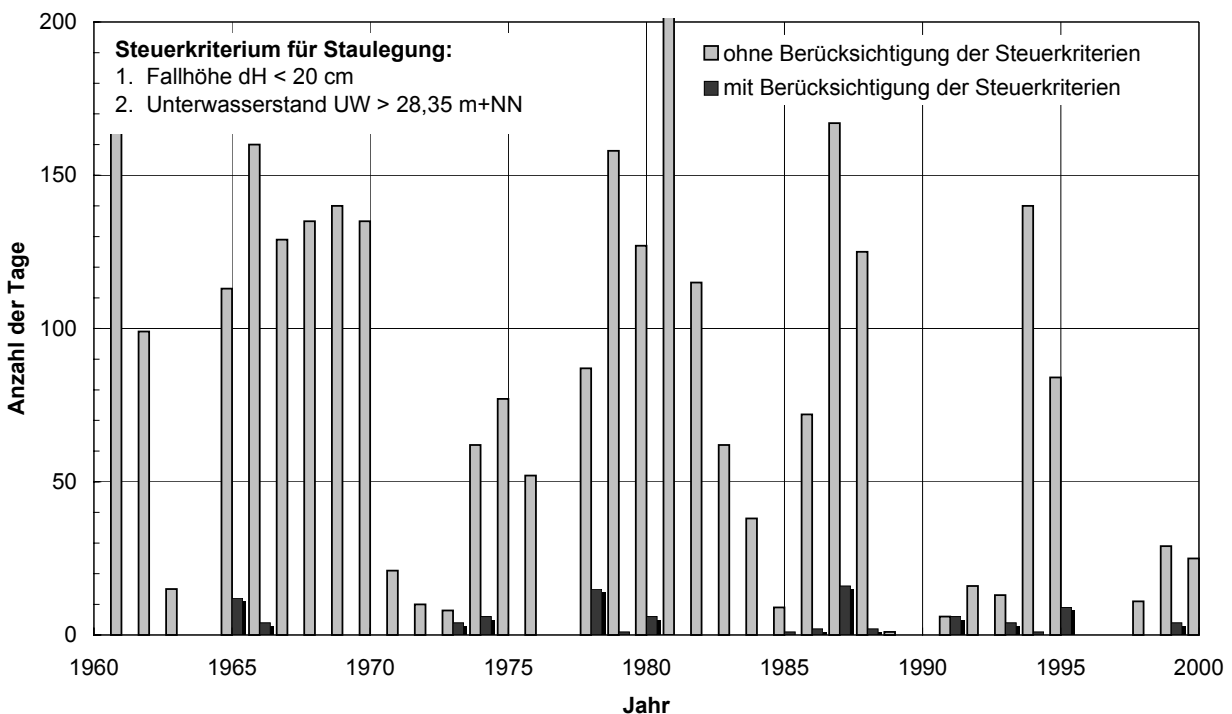
Wie bei der Staustufe Marklendorf konnte auch am Standort Bahnitz durch eine 1,00 m hohe JAMBOR-Schwelle die Höhe des Schlauchverschlusses auf 2,44 m reduziert werden. Ein wassergefülltes Schlauchwehr erwies sich hier ebenfalls als geeigneter als eines mit Luftfüllung, insbesondere vor dem Hintergrund der hohen Unterwasserstände (s. Abbildung 8.12).



**Abbildung 8.12:** Gemessene Unterwasserstände an der Staustufe Bahnitz/Untere Havel in Abhängigkeit des Abflusses

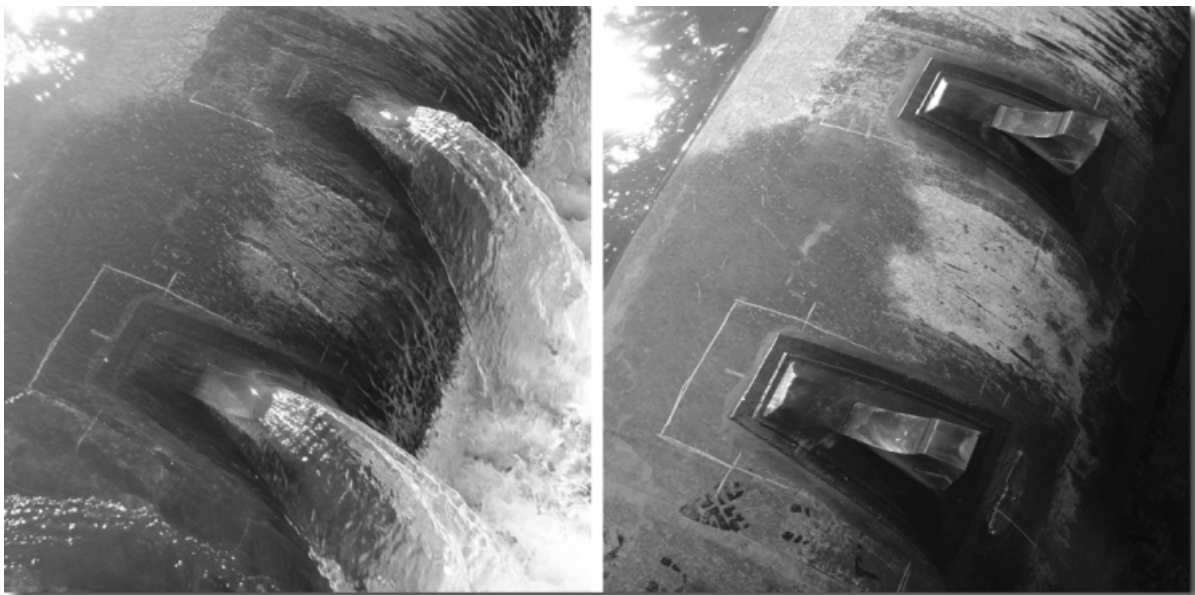
In diesem Zusammenhang stellte sich auch die Frage nach der Schwingungsgefahr und der Wirkungsweise möglicher Abhilfemaßnahmen. Daher wurde der Betrieb mit Hilfe des physikalischen Modells an einem konkreten Abflussereignis im

Zeitraum Oktober 1999 bis Juni 2000 simuliert. Um dabei den Untersuchungsaufwand zu begrenzen, wurden Tagesmittelwerte im Abstand von 15 Tagen verwendet. Die Untersuchungen zeigten, dass schon bei Abflüssen größer als etwa  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $h_s/h_o = 0,84$ ) und Unterwasserständen höher als ca.  $27,00 \text{ m}+\text{NN}$  ( $h_u/h_o = 0,45$ ) kein belüfteter Überfallstrahl mehr vorhanden ist. Dennoch war zu erkennen, dass die Fin eine Strömungsablösung bewirkt, was an der stark gewellten Oberfläche im Unterwasser zu erkennen war. Mit zunehmendem Abfluss verringerte sich dieser Einfluss. Die Überfallcharakteristik veränderte sich hin zu einem eingetauchten Strahl mit deutlich ruhigerer Oberfläche. Aufgrund der vergleichsweise hohen Unterwasserstände waren bei der geplanten Anlage in Bahnitz Schwingungen aber auch mit einem Deflektor nicht völlig auszuschließen, wie aus den Modellversuchen gefolgert werden kann (s. Kapitel 7.1.3): Hier wurden periodische Schwingungen ab einem Unterwasserstand von  $h_u/h_o > 0,66$ , wie er in Bahnitz häufig auftritt und bei Schlauchhöhen zwischen  $0,55 < h_s/h_o < 0,64$  beobachtet. Um die Zeiträume, in denen Schwingungen auftreten können, zu quantifizieren, wurde eine statistische Auswertung der Jahresreihe zwischen 1960 bis 2000 vorgenommen.



**Abbildung 8.13:** Anzahl der Tage im Jahr, an denen sich das geplante Schlauchwehr Bahnitz im Zeitraum 1960 bis 2000 im schwingungsgefährdenden Bereich befunden hätte (Schwingungsbeginn  $h_s/h_o > 0,55$ ) ohne und mit Berücksichtigung der Kriterien für die Staulegung.

Hierzu wurden aus den Ganglinien der Tagesmittelwerte (Abflüsse und Unterwasserstände) und unter Verwendung der Ergebnisse aus den physikalischen Modelluntersuchungen die Schlauchhöhen bestimmt, die sich in dem Untersuchungszeitraum ergeben hätten. Die Anzahl der Tage im Jahr, an denen sich das Schlauchwehr in schwingungsgefährdenden Zwischenstellungen befindet, ist in Abbildung 8.13 dargestellt: Sie schwankt je nach Charakteristik des Abflussjahrs. Berücksichtigt man weiterhin, dass der Stau gelegt wird, sobald der Unterwasserstand 28,35 m+NN über- oder die Fallhöhe 0,20 m unterschreitet, dann verbleiben nur wenige Tage im Jahr (0,2 % im untersuchten Zeitraum), an denen sich das Schlauchwehr theoretisch in einer kritischen Zwischenstellung befindet und Schwingungen auftreten könnten. In der Praxis verbleibt dann immer noch die Möglichkeit durch Steuerungseingriffe, wie Absenken des einen bzw. Anheben des anderen Verschlusses, zu reagieren. Die statistische Auswertung für Bahnitz zeigt, dass auch ein Standort mit hohen Unterwasserständen, der im Hinblick auf mögliche Schwingungen tendenziell eher ungünstig zu bewerten ist, nicht grundsätzlich ungeeignet für ein Schlauchwehr ist.



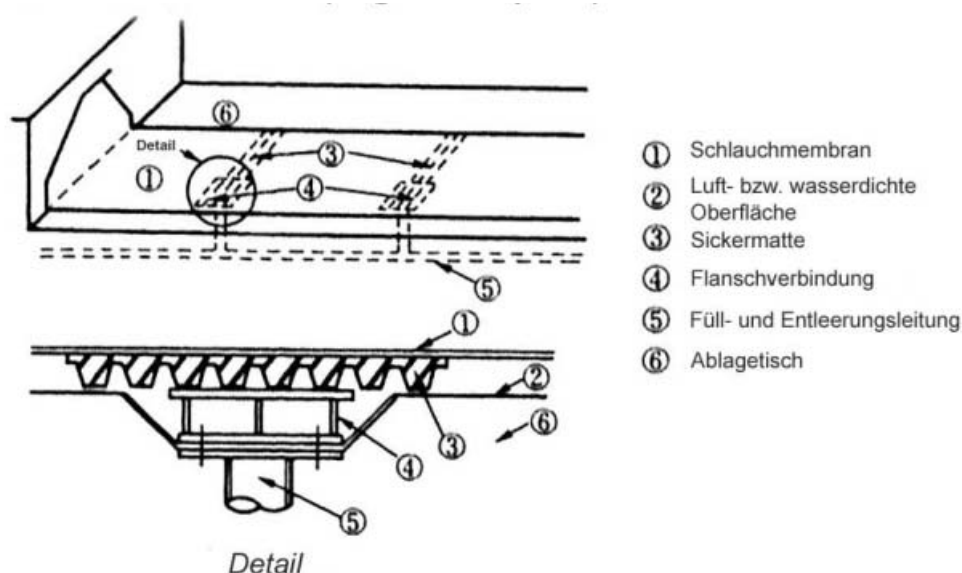
**Abbildung 8.14** Vorversuche an Störkörpern aus Polyurethan an einem wassergefüllten Schlauchwehr in Eschwege

Aufgrund der positiven Erfahrungen im Modellversuch wurde für das Schlauchwehr Bahnitz als Alternative zu einem Deflektor eine Reihe von Störkörpern vorgeschlagen. Vorversuche fanden im Juli 2005 an einer bestehenden Anlage an

der Werra statt, bei der die Störkörper bei ca. 0,9 der Ablagelänge  $l_A$  angeordnet wurden (s. Abbildung 8.14). In Naturuntersuchungen soll Form und Abstand der Störkörper weiter optimiert werden.

### Entleeren des Schlauchkörpers bei geringer Fallhöhe

Bei geringer Fallhöhe und geringer Fließgeschwindigkeit legt sich der entleerte Schlauch u.U. nicht vollständig ab und schwimmt in der Strömung. Dadurch ist die Gefahr der Beschädigung durch Treibgut wesentlich größer. Die Entleerung des Schlauchkörpers ist aufgrund des geringen Druckunterschieds zwischen Schlauchinnerem und Auslauf im Unterwasser nicht immer sichergestellt, so dass als Abhilfemaßnahme eine Entleerungsvorrichtung vorgesehen werden kann, mit der das Restvolumen abgepumpt wird. Als unterstützende Vorrichtungen zum Zweck einer vollständigen Entleerung können hier zusätzlich konstruktive Maßnahmen ergriffen werden, wie die Anordnung von Sickermatten (s. Abbildung 8.15) oder das Anbringen von Entleerungsleitungen. Beide sorgen dafür, dass beim Verlegen der Auslassöffnungen durch den teilabgelegten Schlauch das Restvolumen entweichen kann. Beim Schlauchwehr Bahnitz sind je Schlauchkörper zwei Entleerungsleitungen vorgesehen.



**Abbildung 8.15:** Prinzipskizze der Sickermatten (engl. drain pads) zur vollständigen Entleerung des Schlauchkörpers aus MLIT 2000

## 9 Zusammenfassung und Ausblick

Bis heute wurden seit dem Bau des ersten Schlauchwehrs am Los Angeles River im Jahre 1956 weltweit mehr als 2500 Anlagen, mit Schlauchhöhen bis zu 8,0 m und Wehrfeldbreiten bis zu 145 m, realisiert. Dabei wird bei fast 90 % der flexiblen Verschlüsse Luft als Füllmedium verwendet. In Deutschland wurden seit Anfang der achtziger Jahre annähernd 70 Anlagen installiert, von denen 68 % mit Wasser und 32 % mit Luft betrieben werden. Wegen ihrer einfachen Bauart lassen Schlauchwehre geringe Investitions- und Unterhaltungskosten erwarten und können darüber hinaus mit wenig Aufwand betrieben und unterhalten werden. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden die Grundlagen zur hydraulischen und statischen Bemessung für Luft- und Wasserfüllung vorgestellt.

### 9.1 Entscheidungshilfen, Bemessungsgrundlagen und Hinweise für die praktische Anwendung

Ob Luft oder Wasser als Füllmedium verwendet wird, hängt von den hydraulischen und baulichen Randbedingungen am Standort und den Anforderungen an den Betrieb der Anlage ab. Luftgefüllte Schlauchwehre sind interessant aufgrund des geringeren Membranzumfangs und des 30 bis 40 % kürzeren Ablagetisches. Die Investitionskosten sind insgesamt geringer als bei Wasserfüllung, die Luftversorgung ist einfach und die Probleme der Verlandung durch Schwebstoffe im Füllwasser treten nicht auf. Ist ein ausreichend dimensioniertes Tosbecken an der Wehranlage vorhanden, kann das Einknicken des Schlauchkörpers in Kauf genommen werden. Ein wichtiges Kriterium zur Entscheidung für das Füllmedium ist die Regelungsmöglichkeit. Aufgrund der gleichmäßigeren Überströmung kann bei Wasserfüllung das Stauziel über das gesamte Abflussspektrum, auch bei Unterwasserständen, die über dem Ablagetisch liegen, gehalten werden. Eine Anforderung, wie sie meist an großen Stauanlagen gestellt wird, wie beispielsweise an den Bundeswasserstraßen. Aus diesem Grund liegt auch der Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit in der Bemessung wassergefüllter Schlauchwehre.

Mit Hilfe von systematischen Untersuchungen an zwei physikalischen Modellen wird gezeigt, dass Schlauchwehre ab einer bestimmten Überströmungshöhe zu Resonanzschwingungen angeregt werden können (s. Kapitel 7). Beim wassergefüllten Schlauchwehr ohne Abhilfemaßnahmen sind im Modellversuch bei Schlauchhöhen von  $h_s/h_o < 0,64$  Schwingungen zu beobachten, die plötzlich auftreten und beim weiteren Ablegen des Schlauchkörpers wieder verschwinden.

Bei hohen Unterwasserständen ist eine zweite, ebenfalls selbsterregte Schwingungsart zu beobachten, bei der sich das Verformungsbild ändert und die Auslenkungen im Wesentlichen nur noch in vertikaler Richtung erfolgen. Die erste Schwingungsart wird durch Druckschwankungen auf der Unterwasserseite des Schlauchkörpers induziert, während die zweite durch Quertrieb, also durch Unterdruck im Scheitel, entsteht. Beide Schwingungsarten können durch Abhilfemaßnahmen, wie Deflektoren und Störkörper, vermieden, zumindest aber erheblich reduziert werden. Hinweise zur Lage und Form der Störkörper werden im Rahmen dieser Arbeit gegeben (s. Kapitel 6). Aufgrund der geringeren Masse neigen luftgefüllte Schlauchwehre hier eher zu Schwingungen und knicken bereits bei geringen Überströmungshöhen ein ( $h_s/h_0 = 0,85$  bis  $0,90$ ).

Der maßgebende Zustand für die statische Bemessung ist der Fall, dass der Schlauchkörper nicht überströmt wird: Die Druckdifferenz und die daraus resultierende Membrankraft sind dann am größten. Neben der Schlauchhöhe und dem Innendruck beeinflusst das Vorhandensein und die Lage einer zweiten Befestigungsschiene die Schlauchform und die Membrankraft. Zur Berechnung der Geometrie werden grundsätzliche Überlegungen angestellt und ein Näherungsverfahren zur Berechnung der Geometrie und der Membrankraft ausführlich beschrieben (Kapitel 4). Der Vergleich zu den Messungen an den Schlauchwehrmodellen belegt, dass das Verfahren sehr gut für die Bemessung geeignet ist. Für den Fall der Überströmung weichen die berechneten Geometrien allerdings von den gemessenen ab. Es zeigt sich, dass der dynamische Druckanteil bei der Berechnung nicht vernachlässigt werden und für die Ermittlung von genaueren Wasserstands-Abfluss-Beziehungen nicht auf einen physikalischen Modellversuch verzichtet werden kann. Für eine Konfiguration ( $\alpha_0 = 1,60$ ;  $l_s/h_0 = 4,47$ ) wird eine empirische Funktion zur Berechnung der Schlauchhöhe mit Hilfe des Innendrucks angegeben.

Finite-Elemente-Berechnungen setzen voraus, dass Abmessungen und Werkstoffverhalten zumindest näherungsweise bekannt sind, da jede Abweichung der Geometrie, der Materialkennwerte oder der Randbedingungen von der Realität das Ergebnis beeinflusst. In Kapitel 5 werden Berechnungen mit Schalenelementen durchgeführt und die Berechnungsergebnisse im Vergleich zu analytischen Berechnungsverfahren basierend auf der Membrantheorie und physikalischen Modelluntersuchungen diskutiert und interpretiert. Über die Ermittlung der Primärschnittgrößen aus dem Normalspannungsverlauf kann gezeigt werden, dass



der Anteil der Biegung gering ist und die Ermittlung der Membrankraft nach dem Näherungsverfahren meist ausreichend genau ist. Ausgenommen sind dabei die Randbereiche, beispielsweise im Anschluss an den Wehrkörper oder im Bereich der seitlichen Falten der Wehrwangen, die mit detaillierteren FE-Modellen berechnet werden müssen. VAN DER HORST 2001 gibt hier für das Sturmflutwehr Ramspol einen Faktor von  $SCF = 4,2$  (stress concentration factor) zur Berücksichtigung der Spannungsspitzen an.

Aus den Erfahrungen beim Betrieb von wasser- und luftgefüllten Schlauchwehren und den Ursachen der in der Vergangenheit aufgetretenen Schadensfälle können eine Reihe von Anforderungen an die Planung, den Betrieb und die Unterhaltung von Schlauchwehren abgeleitet werden: Dauerhafte Schwingungen im teilabgelegten Zustand müssen verhindert werden, da sich die Schlauchmembran dadurch an der Betonoberfläche aufscheuern kann. Sie waren die Hauptursache für einige Schadensfälle in der Vergangenheit (s. Kapitel 3). Bei der Planung sollte beachtet werden, dass die Wehrachse eines Schlauchwehrs senkrecht zur Hauptströmungsrichtung liegt, um einen in Querrichtung näherungsweise konstanten Strömungsdruck zu erreichen. Querschwingungen können sonst die Folge sein. Eine strömungsgünstig ausgebildete Wehrschwelle verhindert, dass die Schlauchmembran im abgelegten Zustand durch die Turbulenzen an der Gewässersohle zu Schwingungen angeregt wird.

## **9.2 Ausblick und weiterer Untersuchungsbedarf**

Mit den Finite-Elemente-(FE) Berechnungen konnte gezeigt werden, dass diese Verfahren ein unverzichtbares Instrument für die Lösung allgemeiner Schlauchgeometrien vor allem für beliebige Randbedingungen sind. Während die Lastabtragung bei Schlauchwehren in Feldmitte im Wesentlichen in Umfangsrichtung erfolgt, entstehen im Anschluss an die Wehrpfeiler bzw. -wangen Falten und dadurch zweiaxiale Spannungszustände. Je größer die Wehrhöhen und damit auch die Membrandicken gewählt werden, umso stärker ist die Biegesteifigkeit des Materials zu beachten. Die Berechnung der Bereiche mit großen Krümmungen sowie von Falten unter Berücksichtigung von Eigenkontakt ist nach wie vor schwierig und erfordert weitere Untersuchungen. Neben der Ermittlung statischer Spannungsspitzen ist unklar, wie hoch der dynamische Anteil, beispielweise durch Turbulenzen in der Überströmung, durch Wellenbildung oder durch Querschwingungen sein kann. Wie das Beispiel am Mangla Dam verdeutlicht, können die Spannungen senkrecht zur Strömungsrichtung so groß sein, dass die Memb-

ranstöße aufgehen. Fluid-Struktur-Modelle können hier Aufschluss über die Rückkopplung der Strömung auf das Schlauchwehr geben. Untersuchungen zur punktuellen Belastung durch Schiffsstoß oder Treibgut sollten die Bemessung vervollständigen.

Weiterer Untersuchungsbedarf besteht hinsichtlich der Optimierung von Lage und Form der Störkörper, da diese im abgelegten Zustand in die Strömung ragen und Angriffspunkte für mitgeführtes Geschiebe und Treibgut sind. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass durch die Ablösungen an den Störkörpern die Turbulenz in der Strömung erhöht wird. Da Turbulenz ein Austauschprozess ist, bei dem Energie im Allgemeinen von großen Wirbeln auf kleine Wirbel übertragen wird, werden die Druckschwankungen durchmischt und die Resonanzschwingungen verhindert. Vorstellbar ist, dass dieselbe Wirkung mit einem erhöhten Oberflächenwiderstand, z.B. durch eine erhöhte Rauheit oder durch ein Vielzahl kleinerer Störkörper unterschiedlicher Höhe und Form, erreicht werden kann. Hier besteht weiterer Untersuchungsbedarf. Dies betrifft in gleichem Maße die Geometrie des Schlauchkörpers: Ein sensibler Punkt stellt die Faltenbildung an der seitlichen Befestigung dar, da die Membran bei Schwingungen an der Betonkonstruktion aufscheuern kann. Dies kann allerdings durch Optimierung des „Schnittmusters“, der Wangenneigung und der Lage der seitlichen Klemmschienen u.U. verbessert werden. Schließlich zeigen zahlreiche Ausführungsbeispiele in der Welt, dass Schlauchwehre auch in großen Dimensionen möglich sind und eine kostengünstige Alternative zu den konventionellen Stahlwasserbauverschlüssen darstellen. Daher gilt es, aus den Betriebserfahrungen und den wenigen Schadensfällen zu lernen und die technischen Neuerungen in der Schlauchwehrtechnik zu nutzen und sie zu verbessern.

**10 Literaturverzeichnis**

- [1] Ackermann, H. Schwingungen an unter- und überströmten Wehren und deren Beseitigung, Der Bauingenieur, Heft 9 (1962), S.337-344.
- [2] Al-Brahim, A.M. Free vibration of membrane dams, European Earthquake Engineering, Vol. 8 (Oktober 1994), S.31-37.
- [3] Alefeld, G.;  
Neher, M. Gutachten über die Arbeit „Inflatable Dams“ von H.O. Anwar im Auftrag der Bundesanstalt für Wasserbau, unveröffentlicht (2002).
- [4] Allen, P.W. How the Dutch keep water in its place with rubber, The Natural Rubber Producers Research Association, rubber developments Vol.24 no.1 (1971), S.7-9.
- [5] Alwan, A .D. Modal analysis of inflatable dams under hydrodynamic conditions, 6<sup>th</sup> International Modal Analysis Conference, Orlando, Florida (Februar 1988), S.1180-1185.
- [6] Anwar, H.O. Inflatable dams, Journal of the Hydraulic Division, ASCE, Vol. 93 (Mai 1967), S.99-119.
- [7] Baudirektion Zürich Medienmitteilung zur Demonstration der Ölsperre Hochfelden aus [www.baudirektion.zh.ch](http://www.baudirektion.zh.ch) (2003).
- [8] Bechteler, W.;  
Vollmers, H.-J. Sohlenstützwelle in der Isar bei km 78,5, Modellversuch für ein Schlauchwehr, Institut für Wasserwesen, Universität der Bundeswehr München (1979), S.64-66.
- [9] Binnie, G.M. et al. Inflatable weir used during construction of Mangla Dam, S. 625-639, Heft Nr. 7655 (1974), S.625-639.
- [10] Bohl, W. Technische Strömungslehre, 12. Auflage, Verlag Vogel, Würzburg (2001).
- [11] Bollrich, G. Technische Hydromechanik, Band 1, 5. Auflage, Verlag Bauwesen, Berlin (2000).
- [12] Bridgestone History of the Susquehanna Rubber Dam, Firmenbroschüre von Bridgestone Ind. Ltd., Marine & Industrial News No.1 (1988), S.8-9.

- [13] Bridgestone Study & Countermeasures for Vandalism on Rubber Dam, Firmenbroschüre von Bridgestone Ind. Ltd.
- [14] Bridgestone Cutting and Abrasion of Rubber Dam, Firmenbroschüre von Bridgestone Ind. Ltd.
- [15] Bundesanstalt für Wasserbau Staustufe Marklendorf/Aller, Gutachten über den Ersatz der Wehranlage durch ein Schlauchwehr, unveröffentlicht (2003).
- [16] Bundesanstalt für Wasserbau Bericht zu den im Zeitraum 2002 bis 2003 im Rahmen des FuE-Vorhabens „Einsatz von Schlauchwehren an Bundeswasserstraßen“ durchgeführten physikalischen Modelluntersuchungen, unveröffentlicht (2003).
- [17] Bundesanstalt für Wasserbau Materialuntersuchungen an Elastomerproben, unveröffentlicht (2002).
- [18] Brummer, K.-H.; Ungethüm, K. Das neue Wehr des Wasserkraftwerkes Thierbach, Wasserwirtschaft Wassertechnik 8 (1995), S.34-38.
- [19] Chanson, H. A Review of the overflow of inflatable flexible membrane dams, Australian Civil/Structural Engineering Transactions, Vol. CE39, No.2 & 3 (1997), S.107-116.
- [20] Chanson, H.; Montes, J.S. Overflow characteristics of cylindrical weirs, Research Report No. CE154, UB/TIB Hannover, RN 7711 (154) (April 1997).
- [21] Chanson, H.; Montes, J.S. Overflow characteristics of circular weirs: Effects of inflow conditions, Journal of irrigation and drainage engineering (Mai/Juni 1998), S.152-162.
- [22] Chanson, H. Hydraulics of rubber dam overflow: A simple design approach 13<sup>th</sup>, Australasian Fluid Mechanics Conference (Dezember 1998), S.255-258.
- [23] Chervet, A. Model-prototype comparison of the defective behaviour of an inflatable dam, Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures, Sept. 3-6 (1984), S.1.16-1 bis 1.16-6.
- [24] Chow, V.T. Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill International Editions (1973).

- [25] Dakshina Moorthy, C.M.; Reddy, J.N.; Plaut, R.H. Three-dimensional vibrations of inflatable dams, thin-walled structures, Vol. 21 (1995), S.291-306.
- [26] Dillon, A.; Carnobroda, M. L'installation et la mise en œuvre de barrages gonflables permettant la surélévation de barrages existants, La houille blanche, No. 2/3 (1992), S.205-211.
- [27] Dumont, U. Schlauchwehre - Technik, Funktion und Einsatz Wasserwirtschaft 78, Nr. 7/8 (1988), S.311-316.
- [28] Dumont, U. The use of inflatable weirs for water level regulation, Water Power & Dam Construction (Oktober 1989), S.44-46.
- [29] Dumont, U. Experience with inflatable weirs at two German small hydro plants, Hydropower & Dams (September 1994), S.80-81.
- [30] DVWK Merkblatt 241/1996 Modernisierung von Wehren, Deutscher Verband für Wasser- und Kulturbau, Wirtschafts- u. Verlagsgesellschaft Gas u. Wasser mbH, Bonn (1996), S.9-10.
- [31] Economides, T.A.; Walker, D.A. Non-intrusive experimental setup for inflatable dam models, American Society of Civil Engineers/Hydraulics Divisions (1994), S.500-508.
- [32] Eijgenraam, S. J. De balgstuwkering bij Ramspol, Constructie & Uitvoering, Cement, Heft No. 7 (2000), S.48-51.
- [33] Floecksmühle Schlauchwehre, Reguliersysteme, Material, Fin, Referenzliste der Floecksmühle Energietechnik GmbH, <http://www.floecksmuehle.com> (2004).
- [34] Fördern und Heben Schlauchwehre in der Schweiz, Fördern und Heben 21, Nr.16 (1971), S.967.
- [35] Gebhardt, M.; Maisner, M; Gabrys, U. Inflatable Dams - Prospects for the use of flexible gates. Advantages and application range - Hydraulic and structural design - Initial experience on federal waterways, 31st PIANC Congress, Estoril 14-18 Mai 2006.
- [36] Gissing, K. Alterungsbeständigkeit der bei den Schlauchwehren der Mürzkraftwerke verwendeten Gummibahnen, unveröffentlichtes Gutachten (Dezember 1990).

- [37] Günther, H.; Jäger, F. Flexibler Staukörper auf dem Muldewehr Penig, WWT 20.Jahrgang, Heft 10 (1970), S.332-336.
- [38] Haehnel, R. B. Einfluss von Eis auf Schlauchwehre, persönliche Mitteilung (April 1999).
- [39] Hafner, E. Schlauchwehre für kleine Wasserkraftanlagen, Wasserwirtschaft 73, 2 (1983), S.53-54.
- [40] Harrisburg-Susqueh. River Working Group Dock Street Dam, Draft Report on Alternatives considered for the Dam (Mai 2001).
- [41] Higgs, J. A. Friant dam spillway rehabilitation, hydraulic model study, Water Resources Research Laboratory, Bureau of Reclamation, Denver Technical Center (Juli 1996)
- [42] Hsieh, J.-C. Free vibrations of inflatable dams, Dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg (1988)
- [43] Hsieh, J.-C.; Plaut, R.H.; Yucel, O. Vibrations of an inextensible cylindrical membrane inflated with liquid, Journal of Fluids and Structures 3 (1989), S.151-163.
- [44] Huishen, D. Maximizing resources, improving hydro operations with rubber dams, Hydro Review Worldwide (1994), S.50
- [45] Hydroconstruct Schlauchwehre von Hydroconstruct Ges.m.b.H, Referenzliste, <http://www.hydroconstruct.at> (2004)
- [46] Imbertson, N. Collapsible dam aids Los Angeles water supply, Civil Engineering (September 1960), S.42-44.
- [47] Ittel, G.; Heimerl, St. Innovative Sanierung der Wasserkraftanlage Kiebingen am Neckar, Wasserwirtschaft 91, Heft 9 (2001), S.434-442.
- [48] Ittel G. Bau- und Betriebserfahrungen mit dem Schlauchwehr Kiebingen/Neckar, Vortrag im Rahmen eines BAW-Kolloquiums (Juni 2002)
- [49] Jambor, F. Mögliche Erhöhung und Entwicklung der festen Wehrschwelle sowie Gestaltung der damit verbundenen Wehrkonstruktionen, im besonderen des Sektorwehrs, Die Bautechnik, Heft 6 und 8 (1959)

- [50] Jongeling, T.H.G.; Rövekamp, N.H. Wave-induced response of inflatable barrier, XXVIII<sup>th</sup> IAHR Congress, Graz (August 1999).
- [51] Leviel, C. French experience of inflatable dams, Hydropower & Dams (September 1994), S.78-79.
- [52] Luzerne County Flood Protection Authority Feasibility study für ein Schlauchwehr am Susquehanna River im Wyoming Valley (2000).
- [53] Kobus, H. Anwendung der Dimensionsanalyse in der experimentellen Forschung des Bauingenieurwesens, Die Bautechnik, Heft 3 (1974)
- [54] Kobus, H. (Hrsg.) Wasserbauliches Versuchswesen, DVWK-Schriften Heft 39, 2. Auflage, Verlag Paul Parey (1984)
- [55] Kutalek, P.; Polasek, P. Aquatis collapsible dams, Siviele Ingenieurswese (Mai 1993), S.16-17
- [56] Maisner, M; Gebhardt, M.; Gabrys, U. Schlauchwehre aus Elastomerbahnen für den Verkehrswasserbau, KGK Kautschuk Gummi Kunststoffe, Nr. 12 (2003), S.642-644.
- [57] Maurer, J. Elastische Schlauchwehre, Wasserwirtschaft 62, Heft 11 (1972)
- [58] Lugt, H. J. Wirbelströmung in Natur und Technik, Taschenausgaben Wissenschaft + Technik, Verlag Braun (1979)
- [59] Ministry of Land, Infrastructure and Transport, River Bureau Technische Richtlinie für Schlauchwehre, Übersetzung aus dem Japanischen im Auftrag der Bundesanstalt für Wasserbau, unveröffentlicht (2000)
- [60] Minor, H.-E. Schwingungen überströmter Wehre und ihre Beseitigung, Universität Stuttgart, Mitteilungen Nr. 35 (1975)
- [61] Mysamore, G.V. Vibration analysis of single-anchor inflatable dams, Thesis for the degree of Master of Science, Faculty of the Virginia Institute and State University, Blacksburg (1997)
- [62] Naudascher, E. Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke, 2. Auflage, Springer-Verlag, Wien New York (1992)

- [63] Oberleitner, P.;  
Vischer, D. Schlauchwehre, Zusammenfassung eines Vortrages von Vischer, D., Wasser, Energie, Luft -eau, energie, air, 75. Jahrgang, Heft 4, Baden (1983), S.95-97.
- [64] Ogihara, K.;  
Muramatsu, T. Rubber dam, causes of oscillations of rubber dams and countermeasures, 21st IAHR Congress, Melbourne, Australia (Aug.1985), S.601-604.
- [65] Plaut, R.H.;  
Leewrik, M.J. Non-linear oscillations of an inextensible, air inflated, cylindrical membrane, Int. J. Non-Linear Mechanics, Vol. 23, No. 5/6 (1988), S.347-353.
- [66] Plaut, R.H. Parametric excitation of an inextensible, air inflated, cylindrical membrane, Int. J. Non-Linear Mechanics, Vol. 25, No. 2/3 (1990), S.253-261.
- [67] Ramm, E. Vorlesungsumdruck Baustatik II, Teil VIII: Räumliche Stabtragwerke, Institut für Baustatik, Universität Stuttgart (2004).
- [68] Satwornitzki, O.G. Konstruktionen aus flexiblen Hüllen im Wasserbau, Bibliothek der Wassertechnik und Wasserkraftnutzung, Übersetzung aus dem Russischen im Auftrag der Bundesanstalt für Wasserbau (1975).
- [69] Shepherd, E.M. et al. The Fabridam extension on Koombooloomba Dam of the Tully Falls Hydro-Electric Power Project, The Journal of the Institution, Vol. 41, (Januar 1969), S.1-7.
- [70] Service Technique  
Central des Ports  
Maritimes et Voies  
Navigables Etude des conditions technico-economiques nécessaires au développement des barrages gonflables en France, Rapport Final, unveröffentlicht (Nov.1997).
- [71] Sumitomo Electric  
Industries, Ltd. Inflated ideas, Nachdruck aus dem New Civil Engineer (September 1990)
- [72] Sumitomo Electric  
Industries, Ltd. Reaching New Heights, The Sumigate Inflatable rubber dam from Sumitomo Electric, Kurotani Dam, Firmenbroschüre (2001)
- [73] Takasaki, M. The Omata inflatable weir at the Kawarabi hydro-scheme, Japan, Water Power & Dam Construction (Nov.1989)



- [74] Tam, P.W.M. Use of rubber dams for flood mitigation in Hong Kong, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* (März/April 1997), S.73-78.
- [75] Tam, P.W.M. Application of inflatable dam technology-problems and countermeasures, *Canadian Journal of Civil Engineering*, No. 2 (1998), S.383-388.
- [76] The Japanese Institute of Irrigation and Drainage Engineering manual for irrigation & drainage, inflatable rubber dams (März 1989), S.444-464.
- [77] U.S. Army Corps of Engineers Ice Engineering, Performance survey of inflatable dams in ice-affected waters, U.S. Army Research and Engineering Laboratory, Ice Engineering Information Exchange Bulletins, Hanover, New Hampshire (Oktober 2001), S.1-5.
- [78] van der Horst, A.Q.C; Rövecamp, N. H. Design of the storm surge barrier Ramspol, The Netherlands, HTC Congres (2001)
- [79] Voies Navigable de France de Nancy Mouzon Objéctifs, Tischvorlage zur Besprechung am 04.04.2003 in Sedan, unveröffentlicht (April 2003)
- [80] Wang, C.Y. Similarity shapes of an inclined, partially filled membrane container, *Journal of Engineering Mechanics* (Februar 2002), S.249-250.
- [81] Weiß, R.; Osen, E. FEM-Berechnung von Elastomerbauteilen, Werkstoffspezifische Grundlagen, *ATZ Automobiltechnische Zeitschrift* 103 (2001)3, S.242-246
- [82] Wasser- und Schifffahrtsamt Verden Ersatzneubau für das Allerwehr Marklendorf, Entwurf-AU, unveröffentlicht (2003).
- [83] Wasserstraßen Neubauamt Berlin Ersatzneubau für das Wehr Bahnitz an der Unteren Havel, Entwurf-AU, unveröffentlicht (2004)
- [84] Watson, R. A note on the shapes of flexible dams, *Journal of Hydraulic Research*, Vol.23, No.2 (1985), S.179-194.
- [85] World Water Inflatable dams furnish flexibility, *World Water* (Juli 1987), S.21-23.

- [86] Wriggers, P. Nichtlineare Finite-Element-Methoden, Springer Verlag, Berlin. (Februar 2001).
- [87] Wu, P.H.; Plaut, R.H. Analysis of the vibrations of inflatable dams under overflow conditions, Thin-Walled Structures Vol. 26, No. 4 (1996). S.241-259.

**Abbildungsverzeichnis**

Abbildung 2.1:	Systemskizze für ein luftgefülltes Schlauchwehr nach Bridgestone Corporation	5
Abbildung 2.2:	Übersicht über die Anzahl der Schlauchwehranlagen weltweit (Zeitraum 1956 bis 2002)	6
Abbildung 2.3:	Wasser- und luftgefülltes Schlauchwehr in Ramspol/Overijssel, Niederlande (Schlauchhöhe 8,35 m, 3 Wehrfelder à 75,00 m, Inbetriebnahme 2001)	7
Abbildung 2.4:	Luftgefülltes Schlauchwehr am Kurotani Dam, Japan (Schlauchhöhe 6,00 m, Wehrfeldbreite 34,50 m, Inbetriebnahme 1984)	7
Abbildung 2.5:	Luftgefülltes Schlauchwehr am Tempe Town Lake, USA (Schlauchhöhe 4,90 m, 4 Wehrfelder à 16,75 m, Inbetriebnahme 1989)	8
Abbildung 2.6:	Querschnitt durch das Muldewehr Penig, Deutschland (Schlauchhöhe 1,10 m, Wehrbreite 46,00 m, Inbetriebnahme 1969)	9
Abbildung 2.7:	Übersicht über Schlauchwehranlagen in Deutschland (Zeitraum 1969 bis 2004)	10
Abbildung 2.8:	Wassergefülltes Schlauchwehr in Lechbruck, Deutschland (Schlauchhöhe 3,15 m, 3 Wehrfelder à 24,80 m und 1 Wehrfeld à 45,80 m, Inbetriebnahme 2001)	13
Abbildung 2.9:	Schlauchwehre als Verschlüsse bei Wehren	14
Abbildung 2.10:	Schlauchwehre als Verschlüsse bei Talsperren	16
Abbildung 2.11:	Schlauchwehre zur temporären Abdämmung und Regelung	18
Abbildung 2.12:	Typische Wehrgeometrien für Schlauchwehre	20
Abbildung 2.13:	Systemskizze für ein wassergefülltes Schlauchwehr mit mehrteiligem Steuerschacht	22
Abbildung 2.14:	Systemskizze für ein wassergefülltes Schlauchwehr mit Steuerschacht und Regulierbehälter [MLIT 2000]	23
Abbildung 2.15:	Einknicken bei luftgefüllten Schlauchwehren	25
Abbildung 2.16:	Systemskizze für ein luftgefülltes Schlauchwehr	26
Abbildung 2.17:	Ein- und zweireihige Verankerung der Schlauchmembran am Wehrkörper	29
Abbildung 2.18:	System Bridgestone für die einreihige Verankerung von Schlauchwehren (Systemskizze und Montage am HRB Wiesentalpolder)	30
Abbildung 2.19:	Muschel-Wehr und Obermeyer-Wehr	31

Abbildung 2.20:	Anwendungsbeispiele für Schlauchwehre zum temporären Einsatz	32
Abbildung 3.1:	Beispiele für Beschädigungen der Schlauchmembran	34
Abbildung 3.2:	Wasserkraftanlage Ebenhofen/Wertach (D) und Broadwater Dam, Missouri River (USA) bei Hochwasser	35
Abbildung 4.1:	Gleichgewichtsbetrachtung an einem Membranelement	44
Abbildung 4.2:	Schnitt durch eine 3-lagig gewebeverstärkte Schlauchmembran [BAW 2002]	45
Abbildung 4.3:	Kraft-Dehnungs-Diagramm für eine 3-lagige Schlauchmembran, $d_s = 12,5 \text{ mm}$ , in Anlehnung an DIN ISO EN 10319 [BAW 2002]	48
Abbildung 4.4:	Definition nach ANWAR 1967 für den luftgefüllten Schlauch unter hydrostatischer Belastung	53
Abbildung 4.5:	Berechnete Schlauchgeometrien nach dem analytischen Ansatz von ANWAR 1967 – Luftfüllung, hydrostatisch (nicht überströmt)	55
Abbildung 4.6:	Gleichgewichtsbetrachtung an einem Membranelement nach WATSON 1985	56
Abbildung 4.7:	Membrankurven für „leicht“ und „fest“ aufgepumpte“ Schlauchwehre, hydrostatisch nach WATSON 1985 mit $y_1 = 1,1$ mit relativem Druckbild	60
Abbildung 4.8:	Form eines wassergefüllten Schlauchs, hydrostatisch (nicht überströmt) nach WATSON 1985	61
Abbildung 4.9:	Form eines luftgefüllten Schlauchs, hydrostatisch (nicht überströmt) nach WATSON 1985	62
Abbildung 4.10:	Definitionsskizze aus MLIT 2000 für den luft- und den wassergefüllten Schlauch ohne Überströmung	63
Abbildung 4.11:	Definitionsskizze aus MLIT 2000 für den luft- und wassergefüllten Schlauch mit Überströmung und Unterwassereinfluss	68
Abbildung 4.12:	Membrankraft und geometrische Parameter für den luftgefüllten Schlauch, hydrostatisch (nicht überströmt), ohne Unterwasser	73
Abbildung 4.13:	Membrankraft und geometrische Parameter für den wassergefüllten Schlauch, hydrostatisch (nicht überströmt), ohne Unterwasser	73
Abbildung 4.14:	Membrankraft und geometrische Parameter für den wassergefüllten Schlauch mit einer bzw. zwei Befestigungsschienen, hydrostatisch (nicht überströmt), ohne Unterwasser	75

Abbildung 4.15:	Schlauchform für Wasserfüllung, hydrostatisch (nicht überströmt), Berechnung nach dem Näherungsverfahren und Messung am physikalischen Modell	76
Abbildung 4.16:	Schlauchform für Luftfüllung, hydrostatisch (nicht überströmt), Berechnung nach dem Näherungsverfahren und Messung am physikalischen Modell	77
Abbildung 4.17:	Schlauchform für Wasserfüllung, überströmt/ohne Unterwassereinfluss - Berechnung nach dem Näherungsverfahren und Messung am physikalischen Modell	78
Abbildung 4.18:	Innendruckkoeffizient im Modell und nach dem Näherungsverfahren bei gleicher Schlauchhöhe und gleichem Schlauchumfang (Wasserfüllung, $\alpha_0 = 1,60$ , $h_o = \text{const.}$ , $h_u = 0,00$ )	80
Abbildung 4.19:	Druckverteilung entlang der Schlauchoberfläche ( $h_s/h_o = 0,42$ ; $h_u/h_o = 0,42$ ) – Vergleich des hydrostatischen Ansatzes mit dem Ergebnis einer dreidimensionalen numerischen Berechnung [BAW 2004]	81
Abbildung 4.20:	Schlauchhöhe bei Wasserfüllung in Abhängigkeit des Innendrucks bei verschiedenen Unterwasserständen ( $\alpha_0 = 1,30$ ; $h_o = \text{const.}$ )	83
Abbildung 5.1:	Finite-Elemente-Modell eines Schlauchwehrs (20 cm breiter Ausschnitt des Vollmodells mit Fin) – Diskretisierung, Randbedingungen und Belastungen	87
Abbildung 5.2:	Konfiguration eines S4R-Elements in ABAQUS	88
Abbildung 5.3:	Einzelne Berechnungsschritte für ein wassergefülltes Schlauchwehr mit einer Befestigungsschiene ( $\alpha_0 = 1,60$ ; $h_o/h_s = 1,0$ )	92
Abbildung 5.4:	Berechnete Schlauchgeometrien mit dem FE-Modell und dem analytischen Modell [MLIT 2000] sowie Messungen aus dem physikalischen Modellversuch (Wasserfüllung, 2 Befestigungsschienen)	94
Abbildung 5.5:	Berechnete Schlauchgeometrien mit dem FE-Modell für den reinen Membranspannungszustand und mit dem Analytischen Modell [MLIT 2000]	94
Abbildung 5.6:	Einfluss der Diskretisierung der Randbereiche im FE-Modell (oberstromige Befestigungsschiene und Fin) auf die Verformungen	95
Abbildung 5.7:	Spannungsverteilung in einem wassergefüllten Schlauchwehr mit einer Befestigungsschiene ( $\alpha_0 = 1,60$ ; $h_o/h_s = 1,0$ )	96

Abbildung 5.8:	Membrankraft für den vollständigen Schlauchkörper bei Luft- bzw. Wasserfüllung ohne Überströmung nach Gleichung 4.36 bzw. 4.37	97
Abbildung 5.9:	Vergleich der Längsspannungen in einem wassergefüllten Schlauchwehr mit einer Befestigungsschiene ( $\alpha_0 = 1,60$ ; $h_o/h_s = 1,0$ ) bei verschiedenen Randbedingungen an der oberwasserseitigen Befestigungsschiene (links: gelenkig, rechts: eingespannt)	99
Abbildung 5.10:	Verlauf der Normalspannungen und der daraus berechneten Schnittgrößen in der oberen Membran (Wasserfüllung, eine Befestigungsschiene, $\alpha_0 = 1,60$ , $h_s/h_o = 1,0$ ) bei verschiedenen Randbedingungen an der oberwasserseitigen Befestigungsschiene	100
Abbildung 5.11:	Vergleich der Längsspannungen in einem luftgefüllten Schlauchwehr mit einer und mit zwei Befestigungsschienen ( $h_o = h_i = 19,0$ cm WS)	101
Abbildung 5.12:	Einzelne Berechnungsschritte von ABAQUS für ein luftgefülltes Schlauchwehr mit einer Befestigungsschiene ( $\alpha_0 = 1,00$ , $h_o/h_s = 1,0$ )	102
Abbildung 5.13:	Membrankraft in Abhängigkeit des Innendrucks und des Befestigungsabstandes bei Luftfüllung	103
Abbildung 5.14:	Schnittgrößenverlauf in der oberen Membran (Wasserfüllung, eine Befestigungsschiene, $\alpha_0 = 1,50$ , $h_s/h_o = 1,0$ )	105
Abbildung 6.1:	Überfallbeiwert für ein wassergefülltes Schlauchwehr (vollkommener Überfall, $\alpha_0 = 1,60$ ; $l_s/h_{s,0} = 4,47$ , $h_o = \text{const.}$ )	110
Abbildung 6.2:	Überfallbeiwert für ein wassergefülltes Schlauchwehr bei rückgestautem Abfluss ( $\alpha_0 = 1,60$ ; $l_s/h_{s,0} = 4,47$ , $h_o = \text{const.}$ )	111
Abbildung 6.3:	Überströmung eines wassergefüllten Schlauchwehrs (M 1:12,5; mit Fin; $h/b = 2,12/23,60$ m; $\alpha_0 = 1,60$ ; $Q_{\max} = 120$ m <sup>3</sup> /s)	112
Abbildung 6.4:	Überströmung eines luftgefüllten Schlauchwehrs (M 1:12,5; mit Fin; $h/b = 2,12/23,60$ m; $\alpha_0 = 1,00$ ; $Q_{\max} = 120$ m <sup>3</sup> /s) mit eingeknicktem Schlauchkörper	113
Abbildung 6.5:	Beginn des Einknickens bei luftgefüllten Schlauchwehren in Abhängigkeit der Überströmungshöhe und des Innendrucks	114
Abbildung 6.6:	Überfallbeiwert für ein luftgefülltes Schlauchwehr (vollkommener Überfall; $\alpha_0 = 1,60$ ; $l_s/h_{s,0} = 3,91$ ; $h_o = \text{const.}$ ), Beginn des Einknickens	115

Abbildung 6.7:	Lage eines Deflektors bei einem wassergefüllten Schlauchwehr in Abhängigkeit der Überströmungshöhe bei konstantem Oberwasserstand ( $\alpha_0 = 1,60$ , $h_u/h_o = 0,00$ )	117
Abbildung 6.8:	Untersuchungen am Ausschnittsmodell zur Anordnung und Form von Deflektoren	118
Abbildung 6.9:	Trajektorien des belüfteten Überfallstrahls für verschiedene Neigungswinkel des Deflektors nach CHANSON 1998 ( $h_u/h_s = 0,35$ und $\varphi_{\text{def}} = 40^\circ$ )	119
Abbildung 7.1:	Schwingungen des Überfallstrahls (Strahlpendeln, Wehrbeben)	123
Abbildung 7.2:	Schwingungen infolge Druckschwankungen nach OGIHARA UND MURAMATSU 1985	124
Abbildung 7.3:	Schwingungen infolge Quertrieb	125
Abbildung 7.4:	Schwingungen im abgelegtem Zustand nach CHERVET 1984	126
Abbildung 7.5:	Vollmodell im Maßstab ca. 1:13: a) Blick vom Unterwasser, b) Induktiver Wegaufnehmer für Geometriemessungen, c) wassergefülltes Modell mit Fin, d) Videodokumentation, e) Messverstärker und Oszilloskop, f) Triangulationslaser zur Messung der Vertikalamplituden	133
Abbildung 7.6:	Ausschnittsmodell im Maßstab 1:5 in der Versuchsrinne: a) Blick vom Unterwasser, b) Triangulationslaser und Spitzentaster c) seitliche Dichtungsflächen, d) Regulierungsschacht	134
Abbildung 7.7:	Wahl der Modellmembran über die Einhaltung der Cauchy-Zahl	138
Abbildung 7.8:	Prinzip der Triangulationsmessung	139
Abbildung 7.9:	Ergebnis einer Fast Fourier Transformation von zwei Messsignalen - dominantes Rauschen (links) und Resonanzschwingung (rechts)	140
Abbildung 7.10:	Querschnitt durch das Schlauchmodell (Maßstab 1:12,3 bis 1:15,9)	141
Abbildung 7.11:	Ermittlung der ersten Eigenfrequenz am Vollmodell durch einmalige Anregung in Wehrfeldmitte	144
Abbildung 7.12:	Maximale Amplituden in Abhängigkeit der zugehörigen Frequenz (Versuchsreihe A)	145
Abbildung 7.13:	Maximale Amplituden $A_{\text{max}}/h_o$ der Versuchsreihe A in Abhängigkeit von Schlauchhöhe ( $h_s/h_o$ ) und Unterwasserstand ( $h_u/h_o$ ) – Gesamt (oben), Grundschwingung (links unten) und Oberschwingung (rechts unten)	146

Abbildung 7.14:	Maximale Amplituden $A_{\max}/h_0$ der Versuchsreihe $B_2$ in Abhängigkeit von Schlauchhöhe ( $h_s/h_0$ ) und Unterwasserstand ( $h_u/h_0$ ) – Gesamt (oben), Grundschwingung (links unten) und Oberschwingung (rechts unten)	148
Abbildung 7.15:	Abmessungen der untersuchten Fin (Versuchsreihe B) im Naturmaßstab ( $h_s = 2,44$ m)	149
Abbildung 7.16:	Abmessungen der untersuchten Störkörper (Versuchsreihe C) im Naturmaßstab ( $h_s = 2,44$ m)	150
Abbildung 7.17:	Maximale Amplituden $A_{\max}/h_0$ der Versuchsreihe C in Abhängigkeit von Schlauchhöhe ( $h_s/h_0$ ) und Unterwasserstand ( $h_u/h_0$ ) – Gesamt (oben), Grundschwingung (links unten) und Oberschwingung (rechts unten)	151
Abbildung 7.18:	Wirkungsweise von Fin und Störkörper auf das Schwingungsverhalten bei $h_s/h_0 = 0,60$ und $h_u/h_0 = 0,74$ am Beispiel der Frequenzanalyse (Amplituden und Frequenzen im Modell)	152
Abbildung 7.19:	Einfluss versch. Abhilfemaßnahmen (Deflektor, Störkörper) auf das Schwingungsverhalten eines wassergefüllten Schlauchwehrs	153
Abbildung 7.20:	Maximale Amplituden $A_{\max}/h_0$ der Versuchsreihe $B_1$ in Abhängigkeit von Schlauchhöhe ( $h_s/h_0$ ) und Unterwasserstand ( $h_u/h_0$ ) – Gesamt (oben), Grundschwingung (links unten) und Oberschwingung (rechts unten)	155
Abbildung 7.21:	Maximale Amplituden $A_{\max}/h_0$ der Versuchsreihe $B_3$ in Abhängigkeit von Schlauchhöhe ( $h_s/h_0$ ) und Unterwasserstand ( $h_u/h_0$ ) – Gesamt (oben), Grundschwingung (links unten) und Oberschwingung (rechts unten)	156
Abbildung 7.22:	Maximale Amplituden in Abhängigkeit der Frequenz für die Versuchsreihe $B_2$ (ohne Rampe) und die Versuchsreihe D (mit Rampe)	158
Abbildung 7.23:	Maximale Amplituden $A_{\max}/h_0$ der Versuchsreihe D in Abhängigkeit von Schlauchhöhe ( $h_s/h_0$ ) und Unterwasserstand ( $h_u/h_0$ ) – Gesamt (oben), Grundschwingung (links unten) und Oberschwingung (rechts unten)	159
Abbildung 7.24:	Maximale Amplituden für ein luftgefülltes Schlauchwehr ( $\alpha_0 = 1,60$ ) in Abhängigkeit der Schlauchhöhe für die Versuchsreihe E (ohne) und die Versuchsreihe F (mit Störkörper)	160
Abbildung 7.25:	Einfluss der Finlänge auf das Schwingungsverhalten eines luftgefüllten Schlauchwehrs ( $\alpha_0 = 1,60$ ) nach OGIHARA UND MURAMATSU 1985	164



- Abbildung 7.26: Einfluss des Bemessungsinwendrucks  $\alpha_0$  auf das Schwingungsverhalten eines luftgefüllten Schlauchwehrs mit und ohne Fin nach OGIHARA UND MURAMATSU 1985 164
- Abbildung 8.1: Staustufe Marklendorf an der Aller, Ansicht vom Unterwasser auf den Wehrsteg und die Hakendoppelschützen 169
- Abbildung 8.2: Staustufe Marklendorf an der Aller, Lageplan und Querschnitt für die Herstellung des rechten Wehrfelds, Bauabschnitt 4 [WSA VERDEN 2004] 171
- Abbildung 8.3: Wasserstands-Abfluss-Beziehung im Unterwasser der Staustufe Marklendorf an der Aller 172
- Abbildung 8.4: Geometrie der untersuchten Schlauchtypen für das Allerwehr Marklendorf (FE-Berechnung) 173
- Abbildung 8.5: Prinzipskizze zur Einleitung der Membrankraft in die Befestigungsschiene und die Ankerstäbe 175
- Abbildung 8.6: Auskolkung im Unterwasser des rechten Wehrfeldes bei  $60 \text{ m}^3/\text{s}$  durch eingeknickten Schlauchtyp L2 (oben), entsprechende Geschwindigkeitsverteilung im Unterwasser,  $1,60 \text{ m}$  unter dem Wasserspiegel bei  $60 \text{ m}^3/\text{s}$  und im Vergleich dazu bei  $220 \text{ m}^3/\text{s}$  (unten) 176
- Abbildung 8.7: Montage der Schlauchmembran am rechten Wehrfeld der Staustufe Marklendorf/Aller im Oktober 2005 178
- Abbildung 8.8: Staustufe Bahnitz an der Unteren Havel – Ansicht vom Oberwasser auf das Hubschütz und das Nadelwehr 179
- Abbildung 8.9: Staustufe Bahnitz an der Unteren Havel – Lageplan des geplanten Schlauchwehrs 180
- Abbildung 8.10: Querschnitt durch das Schlauchwehr Bahnitz an der Unteren Havel 181
- Abbildung 8.11: Geometrie für das Schlauchwehr Bahnitz mit ( $h_u/h_o = 0,73$ ) und ohne Unterwassereinfluss ( $h_u/h_o = 0,00$ ) ermittelt mit einer FE-Berechnung 182
- Abbildung 8.12: Gemessene Unterwasserstände an der Staustufe Bahnitz/Untere Havel in Abhängigkeit des Abflusses 183
- Abbildung 8.13: Anzahl der Tage im Jahr, an denen sich das geplante Schlauchwehr Bahnitz im Zeitraum 1960 bis 2000 im schwingungsgefährdenden Bereich befunden hätte (Schwingungsbeginn  $h_s/h_o > 0,55$ ) ohne und mit Berücksichtigung der Kriterien für die Staulegung. 184
- Abbildung 8.14: Vorversuche an Störkörpern aus Polyurethan an einem wassergefüllten Schlauchwehr in Eschwege 185

Abbildung 8.15: Prinzipskizze der Sickerplatten (engl. drain pads) zur vollständigen Entleerung des Schlauchkörpers aus MLIT 2000 186

## Anhang A1

Abbildung A1.1:	Lage und Kenndaten der Ölsperre Hochfelden/Glatt (CH)	A 1.1
Abbildung A1.2:	Lageplan und Längsschnitt der Ölsperre Hochfelden/Glatt (CH) aus CHERVET 1984	A 1.2
Abbildung A1.3:	Ölsperre Hochfelden/Glatt in Betrieb [BAUDIREKTION ZÜRICH 2003], Querschnitt aus CHERVET 1984	A 1.3
Abbildung A1.4:	Lage und Kenndaten der Staustufe Hollerich/Lahn (D)	A 1.4
Abbildung A1.5:	Lageplan der Staustufe Hollerich/Lahn	A 1.5
Abbildung A1.6:	Blick vom Unterwasser auf die Wehranlage Hollerich mit dem im Bau befindlichen Schlauchwehr vor dem rechten Wehrfeld.	A 1.6
Abbildung A1.7:	Querschnitt des Schlauchwehrs und Detail zum seitlichen Anschluss der Schlauchkörper	A 1.7
Abbildung A1.8:	Anschluss der Schlauchmembran an die Wehrschwelle	A 1.8
Abbildung A1.9:	Lage und Kenndaten des Sunbury Dam/Susquehanna River (USA)	A 1.9
Abbildung A1.10:	Querschnitt des Sunbury Dam	A 1.10
Abbildung A1.11:	Schlauchwehr im aufgestellten und abgelegten Zustand [LUZERNE COUNTY FLOOD PROTECTION AUTHORITY 2000]	A 1.11
Abbildung A1.12:	Lage und Kenndaten der Staustufe Villers-devant-Mouzon (F)	A 1.13
Abbildung A1.13:	Querschnitt des Schlauchwehrs in Villers-devant-Mouzon	A 1.14
Abbildung A1.14:	Staustufe Villers-devant-Mouzon und ehemaliger Standort des Schlauchwehrs	A 1.15
Abbildung A1.15:	Konstruktionsprinzip des mehrteiligen Schlauchwehrs in Villers-devant-Mouzon	A 1.16
Abbildung A1.16:	Reste der Schutzmembran an der rechten Wehrwange und Detail der oberstromigen Befestigungsschiene	A 1.17
Abbildung A1.17:	Lage und Kenndaten des Mangla Dam (PK)	A 1.18
Abbildung A1.18:	Mangla Dam, Ansicht vom Unterwasser	A 1.19
Abbildung A1.19:	Mangla Dam, Lageplan und Längsschnitt des Kraftwerk- auslaufs aus BINNIE ET AL. 1974	A 1.20

**Anhang A2**

Abbildung A2.1:	Membrankraft und geometrische Parameter für den wassergefüllten Schlauch, hydrostatisch (nicht überströmt); unvollständige Schlauchformen mit zweiter Befestigungsschiene; $h_u/h_o = 0,00$ ;	A 2.3
Abbildung A2.2:	Membrankraft und geometrische Parameter für den wassergefüllten Schlauch, hydrostatisch (nicht überströmt); mit Unterwassereinfluss für $h_u/h_o = 0,20$ (oben) und $h_u/h_o = 0,40$ (unten)	A 2.4
Abbildung A2.3:	Membrankraft und geometrische Parameter für den wassergefüllten Schlauch, hydrostatisch (nicht überströmt); mit Unterwassereinfluss für $h_u/h_o = 0,60$ (oben) und $h_u/h_o = 0,80$ (unten)	A 2.5
Abbildung A2.4:	Membrankraft und geometrische Parameter für den wassergefüllten Schlauch, überströmt $h_o/h_s = 1,20$ (oben) und $h_o/h_s = 1,40$ (unten); $h_u/h_o = 0,00$	A 2.6
Abbildung A2.5:	Membrankraft und geometrische Parameter für den wassergefüllten Schlauch, überströmt $h_o/h_s = 1,60$ (oben) und $h_o/h_s = 1,80$ (unten); $h_u/h_o = 0,00$	A 2.7

**Tabellenverzeichnis**

Tabelle 2.1:	Übersicht über Schlauchwehranlagen in Deutschland (Zeitraum 1969 bis 2004)	11
Tabelle 2.2:	Vergleich der spezifischen Eigenschaften von wassergefüllten, luftgefüllten sowie wasser- und luftgefüllten Schlauchwehren	27
Tabelle 3.1:	Kenndaten der fünf Stauanlagen, bei denen Schäden an den Schlauchkörpern aufgetreten sind	38
Tabelle 4.1:	E-Moduli für verschiedene Schlauchmembranen [BAW 2002]	50
Tabelle 4.2:	Gleichungen zur Berechnung von Membrankraft und Geometrie nach dem Näherungsverfahren für Wasserfüllung [MLIT 2000]	71
Tabelle 4.3:	Gleichungen zur Berechnung von Membrankraft und Geometrie nach dem Näherungsverfahren für Luftfüllung [MLIT 2000]	72
Tabelle 7.1:	Versuchsreihen A bis F der Schwingungsuntersuchungen	146
Tabelle 7.2:	Vergleich der Versuchsreihen B <sub>1</sub> bis B <sub>3</sub> zum Einfluss des Bemessungssinnendruck auf das Schwingungsverhalten	160
Tabelle 7.3:	Schwingungsbeginn bei verschiedenen wassergefüllten Schlauchwehrtypen, Eigene Untersuchungen und Ergebnisse aus der Literatur	169
Tabelle 7.4:	Schwingungsbeginn bei verschiedenen luftgefüllten Schlauchwehrtypen, Eigene Untersuchungen und Ergebnisse aus der Literatur	171
Tabelle 8.1:	Untersuchte Schlauchtypen für das Allerwehr Marklendorf [BAW 2003]	176

## Anhang



## 1 Schadensanalyse Ölsperre Hochfelden (CH)

### 1.1 Beschreibung der Anlage

Nach einem extremen Hochwasserereignis wurde durch die Verwaltung des Kantons Zürich im Frühjahr 1979 in Hochfelden ein Schlauchwehr als Ölsperre installiert, da sich im Einzugsgebiet der Glatt zahlreiche Mineralöllager befinden und Gewässerverschmutzungen nicht ausgeschlossen werden konnten. Bei einem Unfall sollte der Schlauch mit Wasser gefüllt, das Gewässer aufgestaut und das Öl damit zurückhalten werden. Das 1,60 m hohe und 22,00 m breite Schlauchwehr bestand aus einer 5 mm starken Membran aus Chloroprenkautschuk mit einer Gewebeeinlage aus Nylon. Die Membran war seitlich und an der Sohle in einem trapezförmigen Querschnitt aus Stahlbeton befestigt [CHERVET 1984].



**Abbildung A1.1:** Lage und Kenndaten der Ölsperre Hochfelden/Glatt (CH)

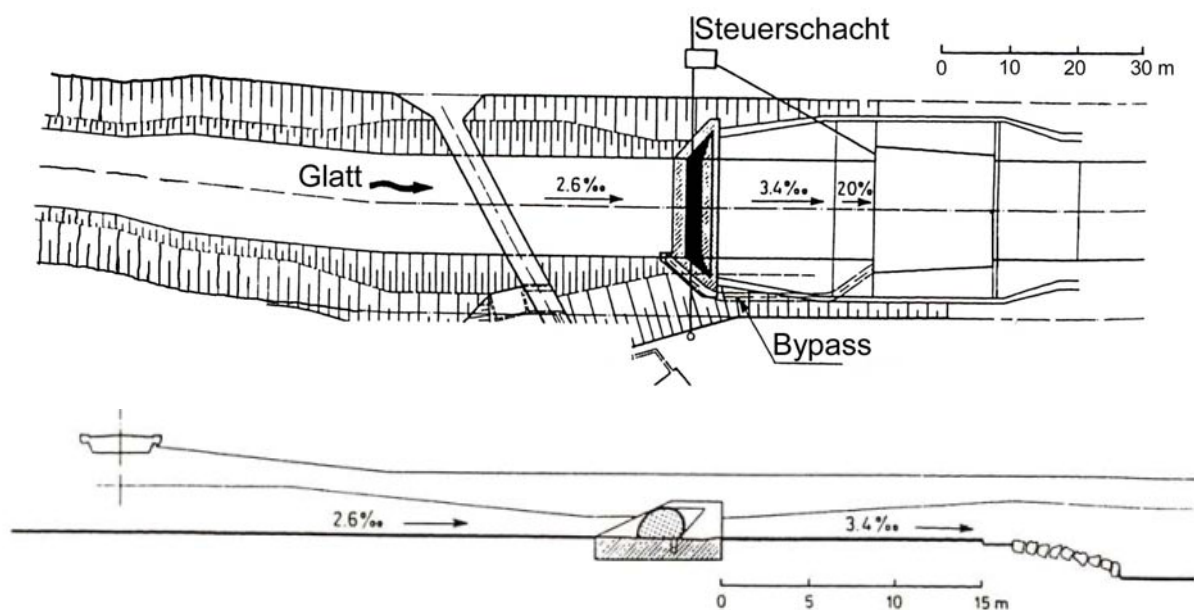
### 1.2 Beschreibung der aufgetretenen Schäden

Nur 4 Monate nach der Inbetriebnahme des Schlauchwehrs wurden an der Unterseite der Membran Schäden durch Abrasion festgestellt. Es wurde angenommen, dass die Löcher in der Membran, die in der Regel flach auf der Wehrsohle liegt, durch Schwingungen verursacht wurden. Die Direktion der öffentlichen Bauten des Kantons Zürich, Amt für Gewässerschutz und Wasserbau beauftragte daraufhin die Versuchsanstalt für Wasserbau der ETH Zürich mit physikalischen Modelluntersuchungen, über deren Ergebnisse CHERVET 1984 berichtet.

### 1.3 Schadensursache

Die Untersuchungen in der Versuchsanstalt für Wasserbau wurden an einem Modell im Maßstab 1:50 und an einem Ausschnittsmodell im Maßstab 1:10

durchgeführt. Interessanterweise ergaben Abflussmessungen in der Natur, dass während des 4-monatigen Betriebs nur kleinere Hochwasserereignisse zwischen 20 und 30 m<sup>3</sup>/s aufgetreten waren. Für diese Abflüsse wurden mit Hilfe hydraulischer Berechnungen Froude-Zahlen ermittelt, die am Standort zwischen 0,70 bis 0,85 lagen. Im Vollmodell konnten bei diesen Abflusszuständen stehende Wellen beobachtet werden, die maßgebenden Einfluss auf Pulsationen in der Strömung hatten und die Membran zu Schwingungen anregte. Dabei konnten zwei Arten von Schwingungen beobachtet werden: Längslaufende Wellen in der Membran und ein Flattern des Schlauchendes (s.a. Kapitel 7). Während bei der ersten Art am oberen Ende eine vertikale Verformung entsteht, die vergleichbar einer Welle mit der Strömung ins Unterwasser wandert, beschränkt sich bei der zweiten Art die Bewegung auf das Schlauchende. Beide Schwingungsarten traten bei schwach schießendem Abfluss auf ( $Fr \approx 1,3$ ).

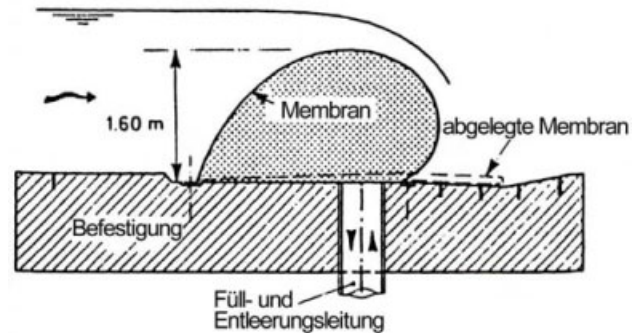


**Abbildung A1.2:** Lageplan und Längsschnitt der Ölsperre Hochfelden/Glatt (CH) aus CHERVET 1984

Nachdem die Schwingungen im Modell naturähnlich abgebildet werden konnten, untersuchte CHERVET 1984 verschiedene Abhilfemaßnahmen zu deren Vermeidung. Dabei stellt er fest, dass eine Teilfüllung, die ungefähr 20 % der Schlauchhöhe entsprach, die Membran in der Strömung stabilisierte und schießenden Abfluss unmittelbar oberhalb verhinderte. Dieser Vorschlag wurde nach der Reparatur des Schlauchwehres umgesetzt. In den folgenden vier Jahre konnten keine



weiteren Schwingungen beobachtet und keine Beschädigungen festgestellt werden.



**Abbildung A1.3:** Ölsperre Hochfelden/Glatt in Betrieb [BAUDIREKTION ZÜRICH 2003], Querschnitt aus CHERVET 1984

#### 1.4 Fazit

Das Schlauchwehr an der Glatt zeigt deutlich, dass Pulsationen in der Anströmung, die bei schwach schießendem Abfluss auftreten, die abgelegte Membran zu Schwingungen anregen und innerhalb von kurzer Zeit zu erheblichen Beschädigungen führen können. Diese Strömungsverhältnisse, die insbesondere bei Gewässern mit großem Längsgefälle auftreten, sind in jedem Fall zu verhindern. Das Prinzip ist einfach, wie es die Untersuchungen von CHERVET 1984 zeigen: Durch einen Aufstau des Gewässers, z.B. mit Hilfe eines festen Wehrkörpers, werden die Fließgeschwindigkeiten und damit die Froude-Zahl in der Anströmung verringert. Ist das nicht möglich, wenn beispielsweise die Hochwasserneutralität der Wehranlage sichergestellt sein muss, ist der Standort nicht für ein Schlauchwehr geeignet. Die von CHERVET 1984 vorgeschlagene Maßnahme einer Teilfüllung ist dabei nicht unproblematisch und die Betriebserfahrungen von vier Jahren reichen nicht aus, um den Vorschlag abschließend zu bewerten. Wahrscheinlich ist aber, dass die Teilfüllung nur in diesem speziellen Fall an der

Glatt tatsächlich Schwingungen vermeidet, denn die Betriebserfahrungen an anderen Anlagen zeigen, dass auch eine teilgefüllte Schlauchmembran zu Schwingungen neigt und durch Abrasion beschädigt werden kann. Diese Beobachtungen konnten durch eigene Untersuchungen bestätigt werden (s. Kapitel 7).

## 2 Schadensanalyse Wehr Hollerich (D)

### 2.1 Beschreibung der Anlage

In den Jahren 1926/1927 wurde an der Lahn bei Lahn-km 113,08 anstelle eines Streichwehrs ein zweifeldriges Walzenwehr errichtet. Ein halbes Jahrzehnt später wies die Wehranlage so starke Schäden auf, dass ein Durchbrechen der Anlage befürchtet wurde. In einer Überprüfung durch die Bundesanstalt für Wasserbau wurde 1972 festgestellt, dass die Wehranlage unterströmt und der Zustand der Wehrpfeiler, der Walzen und der Antriebe so schlecht war, dass eine erfolgreiche Sanierung nicht möglich ist.



#### Kenndaten

Einzugsgebiet	5300 km <sup>2</sup>
MQ	47,1 m <sup>3</sup> /s
HQ <sub>5</sub>	510,0 m <sup>3</sup> /s
Wehrbreite	36,50 m
Wehrfelder	2 à 17,60 m
Schlauchhöhe	2,05 m
Membranstärke	4 - 5 mm
Typ	wassergefüllt
Inbetriebnahme	Juli 1975

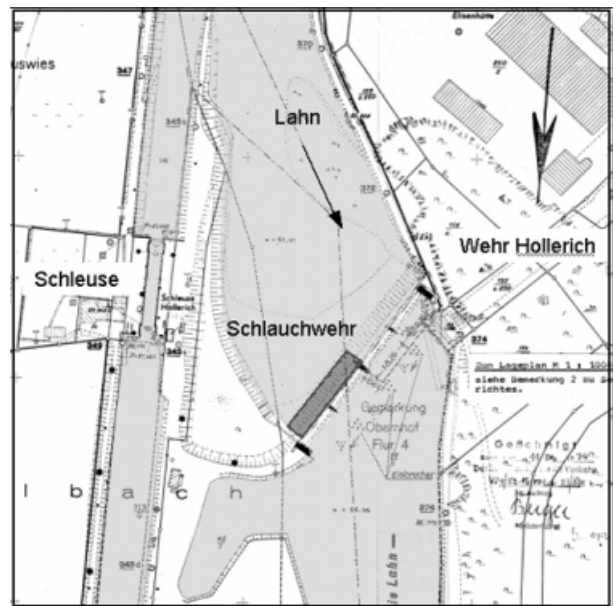
**Abbildung A1.4:** Lage und Kenndaten der Staustufe Hollerich/Lahn (D)

Aufgrund fehlender Haushaltsmittel war aber ein Wehrneubau trotz der Dringlichkeit nicht möglich, so dass das damalige Wasser- und Schifffahrtsamt Diez Sicherungsmaßnahmen vorsah, die im Fall eines Wehrdurchbruchs eine kurzfris-

tige Wiedererrichtung des Staus ermöglichten. Neben dem Einbau von Eisabweisern war vor dem rechten, stärker gefährdeten Wehrfeld ein Schlauchwehr vorgesehen [WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT DIEZ 1976]. Im April 1975 wurde mit der Umsetzung der Sicherungsmaßnahmen begonnen. Die erforderlichen Mittel von etwa 0,41 Mio. € konnten dabei im Rahmen eines Konjunkturprogramms bereitgestellt werden. Der Anteil für das zweifeldrige Schlauchwehr der Fa. Nederhorst B.V., Gouda (NL) betrug damals ca. 0,16 Mio. €. Die beiden 17,60 m langen und 2,05 m hohen Schlauchwehre bestanden aus einem 4 bis 5 mm starken, gummierten Polyestergewebe, das an der Wehrsohle befestigt war. Seitlich war keine Befestigungsschiene, wie heute üblich, vorgesehen. Die Abdichtung sollte alleine über den Anpressdruck gegen die holzverkleideten Wehrpfeiler erfolgen. Als Schutz gegen die Beschädigung durch Treibgut oder Geschiebe war eine Schutzmembran aus demselben Material wie der eigentliche Schlauch vorgesehen. Diese Schutzmembran, die nur an der Oberwasserseite befestigt war, wurde bereits an Anlagen in der ehemaligen DDR ausgeführt und sollte die Schlauchmembran im abgelegtem Zustand vor Beschädigungen schützen [GÜNTHER UND JÄGER 1970]. Die beiden Schlauchwehre, mit einem Volumen von jeweils ca. 110 m<sup>3</sup>, konnten innerhalb von einer Stunde gefüllt werden.

## 2.2 Beschreibung der aufgetretenen Schäden

Bereits bei der Abnahme der beiden Schlauchwehre im Juli 1975 zeigten sich große Undichtigkeiten der Konstruktion. So wurde im Rahmen einer Druckprüfung ein Wasserverlust von 5 bis 10 m<sup>3</sup>/h festgestellt. Einer der beiden Schläuche entleerte sich innerhalb von 10,5 h vollständig. Die Wasserverluste wurden von dem Hersteller aber als normal bezeichnet und im Vergleich zu Anlagen in Holland als eher gering eingestuft. Letztlich konnten die Verluste durch eine Verlängerung der Befestigungsschienen verringert werden. Nach dem ersten Winter wurden im Rahmen eines Probetriebs wieder große-



**Abbildung A1.5:** Lageplan der Staustufe Hollerich/Lahn

re Wasserverluste beobachtet, die auf eine Beschädigung der Membran zurückgeführt wurden. Nach zwei Jahren Betrieb waren die beiden Schlauchmembrane aber so stark beschädigt, dass eine Aufrichtung nicht mehr möglich war. Bei der Trockenlegung des Wehrfeldes wurde festgestellt, dass der rechte Schlauch der Länge nach aufgeschlitzt und der linke Schlauch ebenfalls stark beschädigt war. Das Schlauchwehr wurde daraufhin abgebaut [WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT DIEZ 1976].



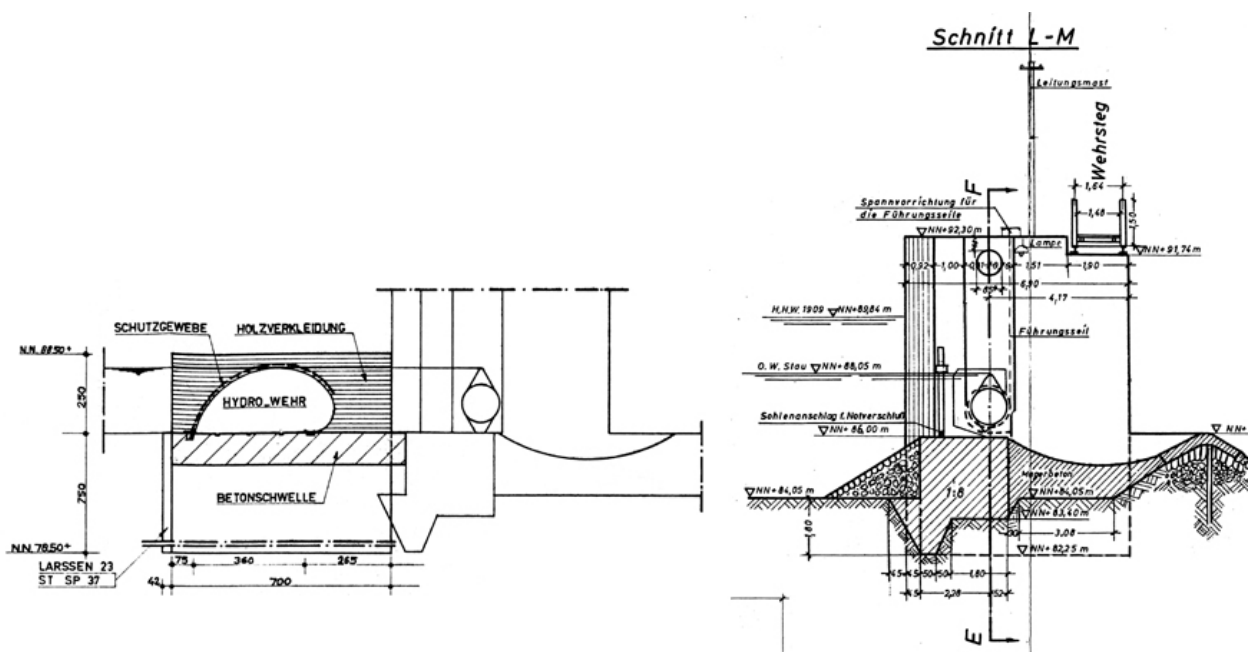
**Abbildung A1.6:** Blick vom Unterwasser auf die Wehranlage Hollerich mit dem im Bau befindlichen Schlauchwehr vor dem rechten Wehrfeld.

### 2.3 Schadensursache

Aufgrund des Schadenbildes ist die Zerstörung der beiden Schlauchmembrane auf die Beschädigung durch abgebrochene Äste von Baumstämmen während eines Hochwasserereignisses zurückzuführen. Warum aber das Treibgut hier zu einer Zerstörung führte, während es an anderen Standorten schadlos abgeführt wird, hängt mit der speziellen Konstruktion des Schlauchwehrs und den Strömungsverhältnissen im Bereich der Wehranlage zusammen. Im Gegensatz zu den heute üblichen Befestigungskonstruktionen wurden die Membrane lediglich an der Wehrsohle und nicht zusätzlich an den Wehrpfeilern fest geklemmt. Dadurch ergibt sich ein „Schnittmuster“, das sich im abgelegten Zustand nicht eben auf die Wehrsohle ablegt, sondern besonders in der Nähe der Wehrpfeiler Falten aufwirft. Diese Unebenheiten stellen aber Angriffspunkte für die Strömung dar.

Die aus den Ablösungen resultierenden Druckschwankungen können die Schlauchmembran zu Schwingungen anregen, so dass diese in der Strömung flattert und eine Angriffsfläche für mitgeführtes Treibgut bietet. Die Schutzmembran verstärkt diesen Effekt eher, als dass sie die darunter liegende Membran vor Beschädigungen schützt, weil sie lediglich an der Befestigungsschiene im Oberwasser befestigt ist.

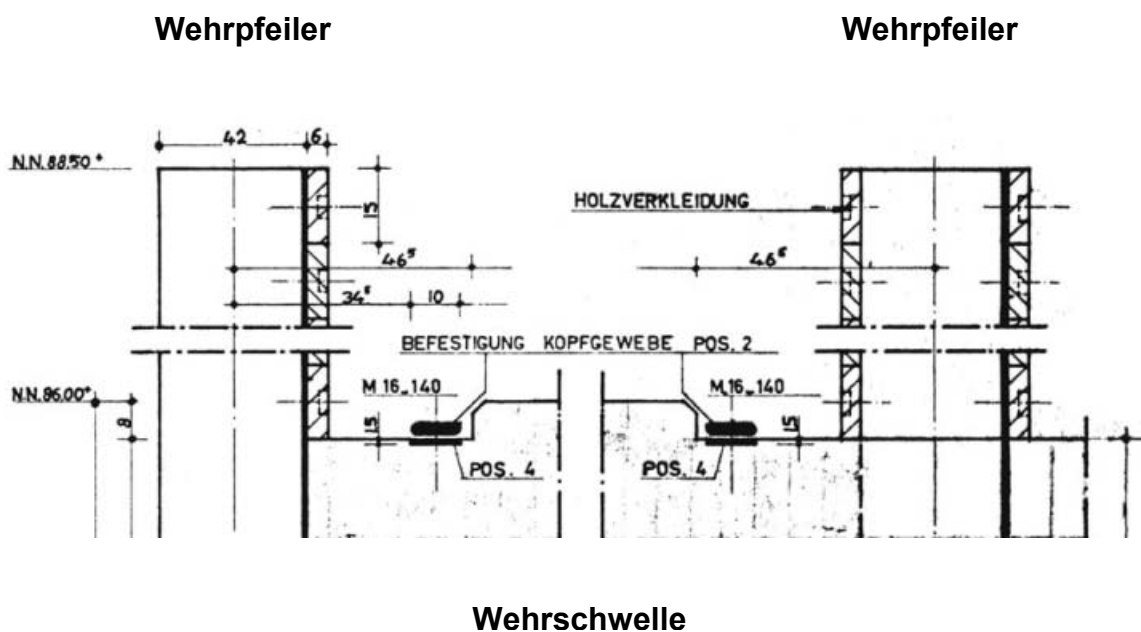
Die Konstruktion des Schlauchwehrs war aber nicht die alleinige Ursache, vielmehr ist die Zerstörung im Zusammenhang mit den besonderen hydraulischen Randbedingungen zusehen. Zum einen liegt die Wehranlage nicht senkrecht zur Hauptströmungsrichtung der Lahn und zum anderen befand sich das Schlauchwehr im Oberwasser der eigentlichen Wehranlage. Durch die schräge Anströmung und die damit verbundenen Strömungsablösungen an den holzverkleideten Wehrpfeilern verringerte sich die effektive Wehrfeldbreite. Es ist anzunehmen, dass sich dadurch bei gezogenen Versenkwalzen die Abflusskontrolle in den Querschnitt des Schlauchwehrs verlagerte und im Bereich der abgelegten Membrane schwach schießender Abfluss auftrat. Durch die Turbulenzen in der Strömung und die fluktuierenden Sohlschubspannungen wurden die Schlauchmembrane zu Schwingungen angeregt, das Treibgut verding sich in den in der Strömung flatternden Membrane und führte zu deren Zerstörung.



**Abbildung A1.7:** Querschnitt des Schlauchwehrs und Detail zum seitlichen Anschluss der Schlauchkörper

## 2.4 Fazit

Anfang der siebziger Jahre befand sich die Schlauchwehrtechnik noch in den Anfängen. In mehreren Ländern wurden unabhängig voneinander verschiedene Materialien und Befestigungskonstruktionen für die Schlauchmembran entwickelt, ohne dass ein Austausch über die Erfahrungen stattfand. Die Konstruktion am Lahnwehr Hollerich geht auf Ausführungsbeispiele in Holland und in der damaligen DDR zurück. Die Schlauchwehre in Holland wurden meist als Absperrverschlüsse bzw. Sturmflutwehre eingesetzt und wurden praktisch nicht überströmt. Auch die Anforderungen an die Dichtigkeit im Hochwasserfall waren aufgrund des temporären Einsatzes geringer. Die Schutzmembran geht auf eine in [GÜNTHER UND JÄGER 1970] beschriebene Konstruktion am Muldewehr Penig zurück. Dieses bestand aus mehreren aufblasbaren Schlauchkörpern aus einem Polymer, die über ein Haltetuch aus Chloroprenkautschuk am festen Wehrkörper befestigt waren. Sog. Schutz- und Wehrwagentücher aus demselben Material sollten dabei das Haltetuch gegen Beschädigung schützen. Über die Betriebserfahrungen des 46,0 m breiten und 1,10 hohen flexiblen Wehraufsatzes ist nur wenig bekannt. GÜNTHER UND JÄGER 1970 beschreiben lediglich den Betrieb im Winter 1969/1970, bei dem auch Eis über das Schlauchwehr abgeführt wurde. Mit Sicherheit aber ist diese mehrteilige Konstruktion bei ungünstigen Strömungsverhältnissen, wie z.B. bei schräger Anströmung oder Rückstau, sehr problematisch.



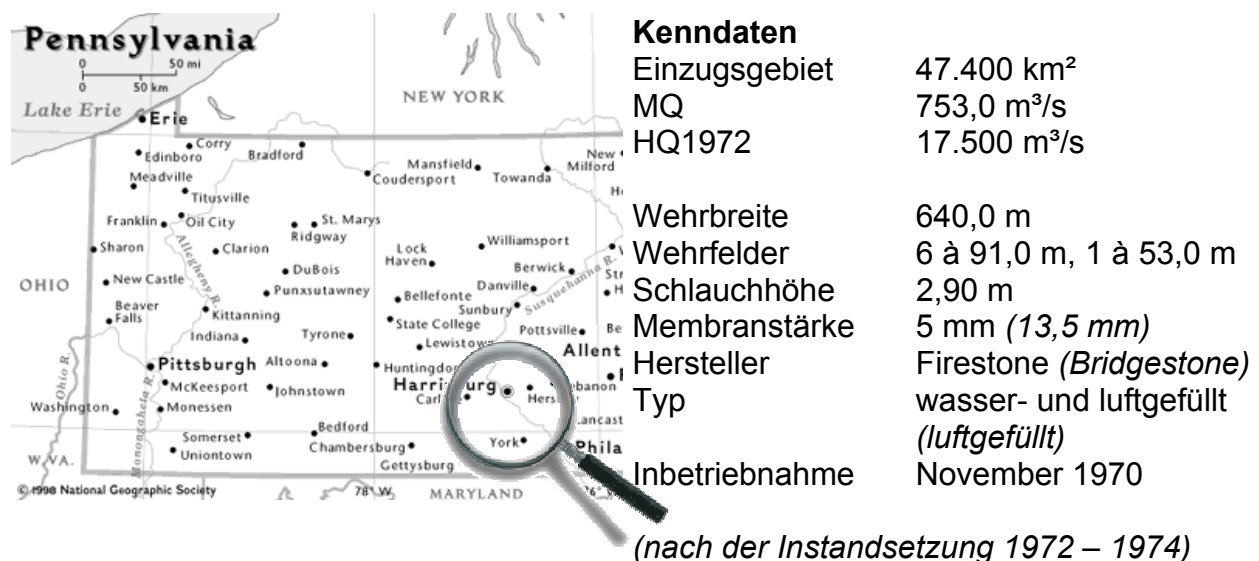
**Abbildung A1.8:** Anschluss der Schlauchmembran an die Wehrschwelle

Die Schlauchwehrkonstruktion am Lahnwehr Hollerich wies aus heutiger Sicht zahlreiche Mängel auf, auch war die Membranstärke deutlich geringer als bei vergleichbaren neuen Anlagen. Maßgebend für die Zerstörung waren aber vielmehr die ungünstigen Strömungsverhältnisse, die die abgelegten Membrane zu Schwingungen anregten und im Zusammenhang mit Treibgut schließlich zerstörten. Berücksichtigt man dann noch die Tatsache, dass das Schlauchwehr praktisch über das ganze Jahr im abgelegten Zustand auf der Wehrsohle lag und damit immer Strömung, Geschiebe und Treibgut ausgesetzt war, wird deutlich, dass die Konstruktion einer wesentlich höheren hydraulischen Beanspruchung unterlag wie andere Anlagen. Im Vergleich dazu werden Schlauchwehre an Stauanlagen mit Wasserkraftnutzung an 100 bis 130 Tagen im Jahr überströmt und sind nur an wenigen Tagen vollständig abgelegt.

### 3 Schadensanalyse Sunbury Dam (USA)

#### 3.1 Beschreibung der Anlage

Der Sunbury Dam befindet sich am Susquehanna River, ca. 65 km südlich von Wilkes-Barre in Pennsylvania, USA. Durch den Aufstau entstand hier der ca. 10,5 km lange und ca. 1200 ha große Lake Augusta, der 300.000 Naherholungssuchende pro Jahr anzieht.

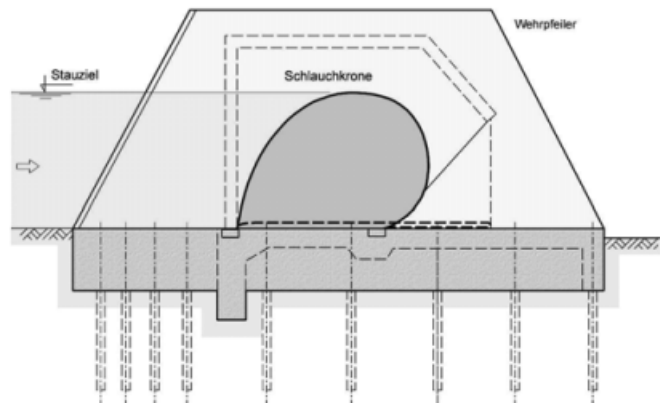


**Abbildung A1.9:** Lage und Kenndaten des Sunbury Dam/Susquehanna River (USA)

Die ersten Überlegungen zu einem Schlauchwehr gehen bereits auf Mitte der 60'er Jahre zurück. Mit dem Bau des Schlauchwehrs wurde dann im Herbst 1966 begonnen, im November war die 640 m lange, 7-feldrige Wehranlage fertig gestellt. Die Gesamtkosten betragen damals 1,31 Mio. \$. Die 5 mm dicken und mit 2 Gewebelagen verstärkten Schlauchmembrane wurden von Firestone Rubber Company geliefert und waren mit zwei Befestigungsschienen an der Wehrsohle befestigt. Betrieben wurden die 2,90 m hohen Schlauchkörper mit einer kombinierten Luft-/Wasserfüllung, wobei der Schlauch zu ca. 1,00 m mit Wasser gefüllt war. Der Innendruck der manuell oder automatisch betriebenen Anlage betrug 0,175 bar [MARINE & INDUSTRIAL NEWS 1988] .

### 3.2 Beschreibung der aufgetretenen Schäden

Bereits kurz nach der Fertigstellung wurden an den Seitenflächen der Schlauchkörper, zwischen Wehrpfeiler und Befestigungsschienen, Scheuerstellen bemerkt, die sich zunehmend verstärkten. Bevor Reparaturmaßnahmen durchgeführt werden konnten, zerstörte im Juni 1972 ein extremes Hochwasser sechs der sieben Schlauchkörper. Von August 1972 bis Oktober 1974 wurden daher die Schlauchmembrane durch neue, 3-lagige Membrane ersetzt. Die Gesamtkosten betragen damals 0,7 Mio. \$. In den folgenden 11 Jahren mussten wiederholt, insgesamt 16 mal, einzelne Membrane ausgetauscht werden, weil die Schäden so groß waren, dass die Schlauchkörper nicht mehr gefüllt werden konnten. Der Schlauchverschluss im dritten Wehrfeld hatte beispielsweise 46 Reparaturstellen bevor er schließlich ausgetauscht wurde.



**Abbildung A1.10:** Querschnitt des Sunbury Dam

Im Zeitraum von 1984 bis 1988 wurden die Schlauchkörper dann durch ein Bridgestone-Fabrikat ersetzt, das ein etwas anderes Konzept aufwies: Die Membranstärke betrug 13,5 mm, also fast 3 mal so dick wie die Originalmembrane. Als Füllmedium wurde nur noch Luft verwendet und im Schlauchinneren wurden Entlüftungsleitungen (engl. spacer) angebracht. Mit der Umstellung auf Luft konnte auch die Entleerungszeit um das 44-fache reduziert werden. Die neuen



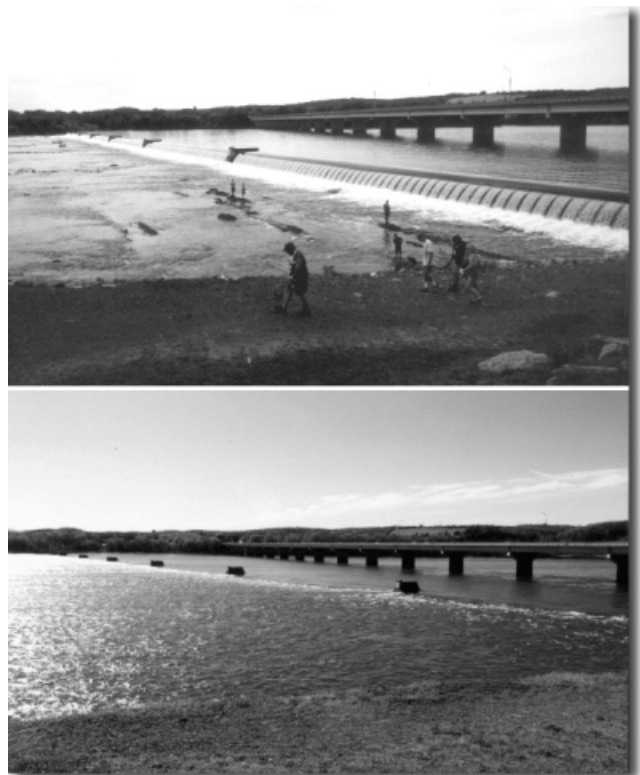
Membrane wiesen außerdem einen Deflektor (engl. fin) sowie eine höhere Anzahl von Befestigungsankern auf, um die Wahrscheinlichkeit des Herausziehens der Membran aus den Befestigungsschienen zu verringern.

Im Herbst 1988 war die Instandsetzung der Wehranlage abgeschlossen. Die Kosten für die sieben Schlauchwehre, das neue Befestigungssystem und die dafür erforderlichen Betonarbeiten betrugen 3,0 Mio. \$ [MARINE & INDUSTRIAL NEWS 1988]. Die neuen Schlauchmembrane zeigten eine größere Abriebsbeständigkeit und wiesen in den ersten Jahren auch keine Schäden auf. Obwohl die Membrane für eine Lebensdauer von 30 Jahren ausgelegt waren, mussten im Jahr 2000 zwei der Membrane nach der Hälfte ihrer prognostizierten Lebenszeit ausgetauscht werden, weil diese undicht geworden waren [U.S. ARMY COLD REGION RESEARCH AND ENGINEERING LABORATORY 2001].

### 3.3 Schadensursache

Die Schäden im Zeitraum 1966 bis 1988 sind zum einen auf die, im Vergleich zu heutigen Schlauchwehren verwendeten, dünneren Membrane und die geringere Abriebsbeständigkeit des Materials zurückzuführen. Bridgestone entwickelte erst 1970 einen widerstandsfähigeren Gummityp aus dem synthetischen Kautschuk EPDM (Ethylen-Propylen-Dien-Monomer), der eine sehr hohe Beständigkeit gegen Sonnenlicht,

Ozon, Oxidation, Verwitterung und Alterung aufwies. Die Originalmembrane am Sunbury Dam waren damals wesentlich anfälliger gegen mechanische Beschädigungen wie z.B. durch das Scheuern der Membran am Betonkörper.



**Abbildung A1.11:** Schlauchwehr im aufgestellten und abgelegten Zustand [LUZERNE COUNTY FLOOD PROTECTION AUTHORITY 2000]

Die Scheuerstellen an der Schlauchunterseite sind nach OGIHARA UND MURAMATSU 1985 auf selbsterregte Schwingungen im aufgestellten Zustand zurückzuführen. Da die Schlauchkörper keinen Deflektor aufwiesen, war der Ablösepunkt des Überfallstrahls nicht definiert und das pulsierende Wasser-Luft-Gemisch regte den Schlauchkörper zu Schwingungen an. Hinzu kam, dass durch die unzureichend konzipierten Entleereinrichtungen die Schlauchkörper nicht vollständig entleert werden konnten und dadurch ein Restvolumen im Inneren verblieb. Durch die Überströmung wurde der nur teilweise abgelegte Schlauch zu Schwingungen angeregt und scheuerte sich an der Wehrsohle und an den Wehrwangen auf. In der Folge mussten in den ersten 22 Betriebsjahren die Schlauchwehre immer wieder repariert und ausgetauscht werden. Mit dem neuen Bridgestone-Konzept erhöhte sich die Betriebssicherheit nach 1988 wesentlich und in den ersten drei Jahren traten keinerlei Schäden auf [MARINE & INDUSTRIAL NEWS 1988]. Das dennoch zwei der sieben Schlauchkörper bereits nach 14 Betriebsjahren ausgetauscht werden mussten, führt das US Army Corps of Engineers darauf zurück, dass die Schlauchmembran über den Winter, also über eine Dauer von mehreren Monaten, vollständig entleert auf der Wehrsohle lagen und durch Eis und Treibgut beschädigt wurden [U.S. ARMY COLD REGION RESEARCH AND ENGINEERING LABORATORY 2001].

### 3.4 Fazit

Der Sunbury Dam am Susquehanna River ist eines der größten und gleichzeitig ältesten Schlauchwehre der Welt, dessen Schwierigkeiten im 36-jährigen Betrieb in einer Reihe von Veröffentlichungen dokumentiert und analysiert wird [LUZERNE COUNTY FLOOD PROTECTION AUTHORITY 2000, WU UND PLAUT 1995]. Bei der Anlage ist deutlich der Einfluss des technischen Fortschritts in der Schlauchwehertechnologie zu erkennen, wie z.B. die Verbesserung des verwendeten Gummimaterials, die Anordnung eines Deflektors zur Stabilisierung des Überfallstrahls und die Anordnung von Entleereinrichtungen. Ein wesentlicher Aspekt ist dabei, Schwingungen des Schlauchkörpers sowohl im aufgestellten als auch im abgelegtem Zustand zu vermeiden. Ein Deflektor kann hier eine deutliche Verbesserung der Überfallcharakteristik bewirken. Bei Staulegung, also im abgelegtem Zustand, muss ein vollständiges Entleeren gewährleistet sein, damit die Membran vollkommen eben auf der Wehrsohle liegt, keine Ablösungszonen in der Strömung entstehen und die Membran durch die resultierenden Druckschwankungen zu Schwingungen anregen kann.

## 4 Schadensanalyse Villers-devant-Mouzon (F)

### 4.1 Beschreibung der Anlage

An der Maas (franz. Meuse), oberstrom von Sedan, im Departement des Ardennes, Frankreich befindet sich die Staustufe Villers-devant-Mouzon der Voies Navigable de France (VNF). Die Maas teilt sich hier in den Schifffahrtskanal und in zwei Flussarme, in denen sich ein 17,0 m und ein 34,0 m breites Nadelwehr befindet. Im Mai 1982 begannen die Planungen des Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales (CETMEF) das kleinere der beiden Nadelwehre durch ein Schlauchwehr zu ersetzen. Nach einem halben Jahr Bauzeit wurde das Schlauchwehr im Dezember 1985 in Betrieb genommen. Die Gesamtkosten betrugen damals 2,09 Mio. FF, wobei 0,66 Mio. FF auf die Schlauchkörper und das Füll- und Entleerungssystem entfielen. Das Schlauchwehr mit einer Höhe von 1,45 m wurde wenige Meter unterstrom des vorhandenen Nadelwehrs installiert.



#### Kenndaten

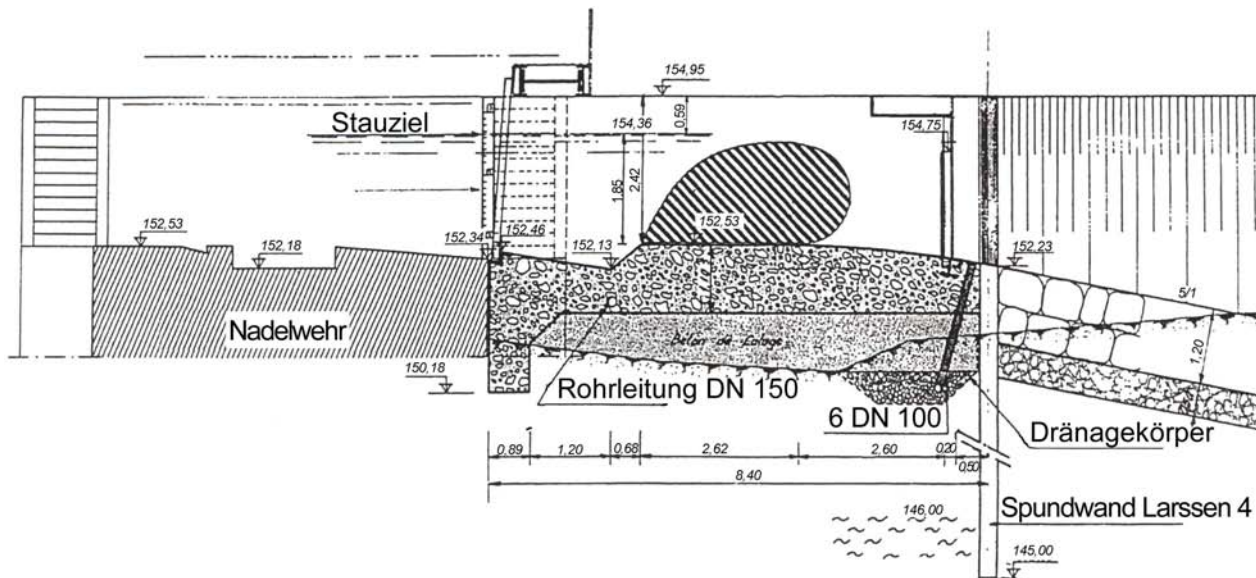
MQ	753,0 m <sup>3</sup> /s
HQ1972	17.500 m <sup>3</sup> /s
Wehrbreite	17,0 m
Schlauchhöhe	1,45 m
Membranstärke	5 mm (13,5 mm)
Hersteller	Satujo
Typ	wassergefüllt
Inbetriebnahme	November 1985

**Abbildung A1.12:** Lage und Kenndaten der Staustufe Villers-devant-Mouzon (F)

### 4.2 Beschreibung der aufgetretenen Schäden

Bereits im Januar 1986, vor der eigentlichen Abnahme durch die VNF, wurden erste Schäden an dem Schlauchwehr festgestellt. Der rechte Schlauchkörper des großen Verschlusses wurde während eines Hochwasserereignisses weggerissen und der linke teilweise zerstört. Die Schlauchkörper wurden daraufhin ersetzt und die Befestigungskonstruktion verstärkt. Parallel dazu wurde die Tech-

nip-Géoproduction mit einer Untersuchung zu den Ursachen beauftragt. Das Gutachten, das auch Verbesserungsvorschläge enthielt, wurde 1987 vorgelegt. Darin werden mehrere Faktoren angeführt, die zu dem Versagen führten: Die nicht funktionierende Entlüftung, die fehlende Elastizität der Seitenwände für die Füll- und Entleerungsöffnungen und vor allem die mangelhafte Befestigungskonstruktion des Schlauchkörpers und der Schutzmembran.



**Abbildung A1.13:** Querschnitt des Schlauchwehrs in Villers-devant-Mouzon

Bis 1990 wurde die Originalkonstruktion in vielen Punkten verändert, u.a. wurde das Füll- und Entleerungssystem verbessert, das Befestigungssystem geändert und eine Luftpumpe installiert. Das so modifizierte Schlauchwehr arbeitete anschließend 5 Jahre ohne nennenswerte Probleme. Dann aber, während eines extremen Hochwassers (Jährlichkeit  $T_n > 100$ ) im Januar 1995, wurde das Schlauchwehr ein zweites Mal zerstört: Die Schlauchkörper waren auf großer Länge durch mitgeführtes Treibgut aufgeschlitzt. Nach dieser zweiten Zerstörung wurde das Nadelwehr, das man bisher als Revisionsverschluss vorgehalten hatte, wieder in Betrieb genommen. Von einer Reparatur des Schlauchwehrs wurde zunächst abgesehen und man stellt sich die Frage, ob die Schlauchmembran unterdimensioniert, die Werkstoffe richtig gewählt und das Befestigungssystem angemessen für den Standort waren [VOIES NAVIGABLE DE FRANCE DE NANCY 2003].

### 4.3 Schadensursache

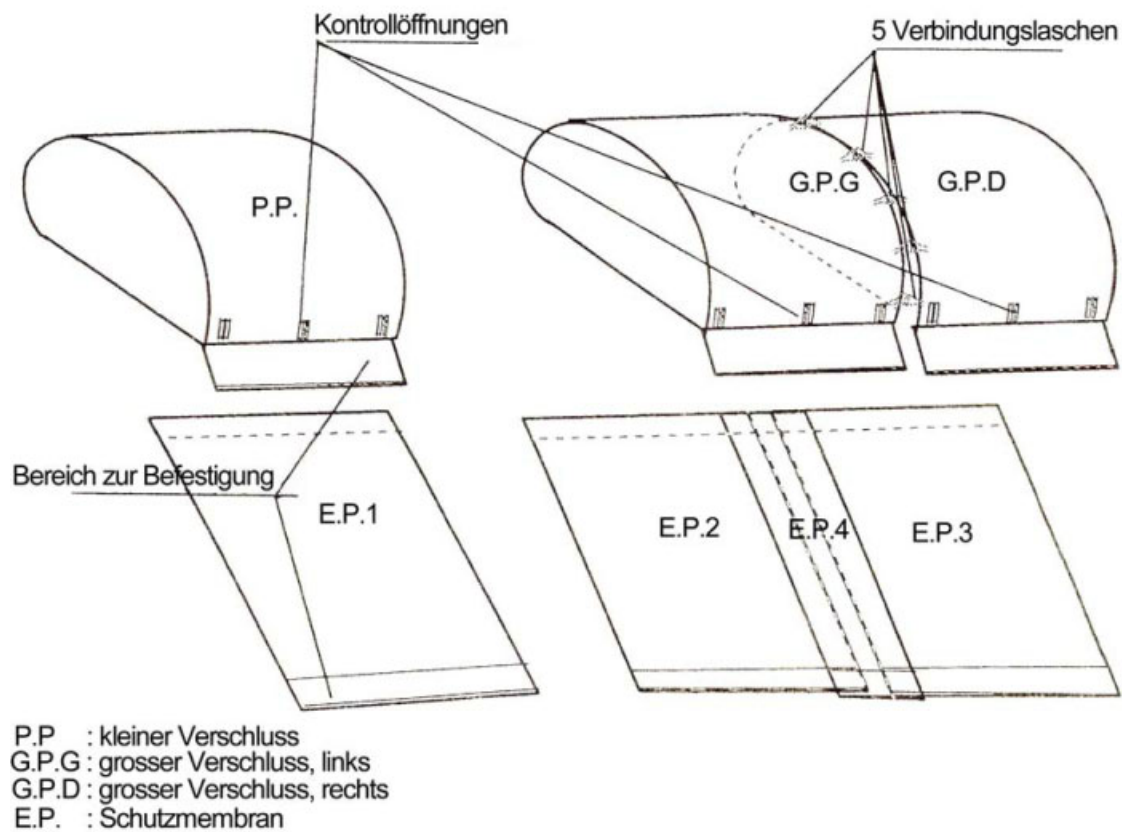
Die erste Zerstörung im Jahre 1986 war im wesentlichen auf das mangelhafte Füll- und Entleerungssystem und die unterdimensionierten Befestigungsschienen zurückzuführen. Offenbar hatten sich Sedimente in den Füll- und Entleerungsleitungen abgelagert, die zu Problemen bei der Regulierung geführt hatten. Die Schlauchkörper konnten wahrscheinlich bei auflaufendem Hochwasser nicht vollständig entleert werden. Für die auftretenden hydrodynamischen Kräfte war das Befestigungssystem nicht ausgelegt und der Schlauchkörper wurde aus der Verankerung gerissen. Zwar konnte die Schlauchkonstruktion offensichtlich bis 1990 verbessert werden, mit dem extremen Hochwasser im Januar 1995, zeigten sich allerdings die Grenzen der hydraulischen Beanspruchung. Das mehrteilige System, 3-teiliger Schlauchkörper mit Schutzmembran, ist ein ähnliches Prinzip, wie es bereits am Muldewehr Penig [GÜNTHER UND JÄGER 1970] und am Lahnwehr Hollerich [WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT DIEZ 1976] realisiert wurde.



**Abbildung A1.14:** Staustufe Villers-devant-Mouzon und ehemaliger Standort des Schlauchwehrs

Die Abdichtung sollte alleine über den Anpressdruck an den Seitenflächen erfolgen und die Schutzmembran sollte die Schlauchkörper vor der Beschädigung durch Treibgut oder Geschiebe schützen. Diese mehrteiligen Systeme haben den wesentlichen Nachteil, dass sie sich im entleerten Zustand nicht eben auf die Wehrsohle legen und insbesondere in der Nähe der Wehrpfeiler Falten aufwerfen. Die aus den Ablösungen resultierenden Druckschwankungen regen

Schlauch- und Schutzmembran zu Schwingungen an und bilden eine Angriffsfläche für mit geführtes Treibgut.

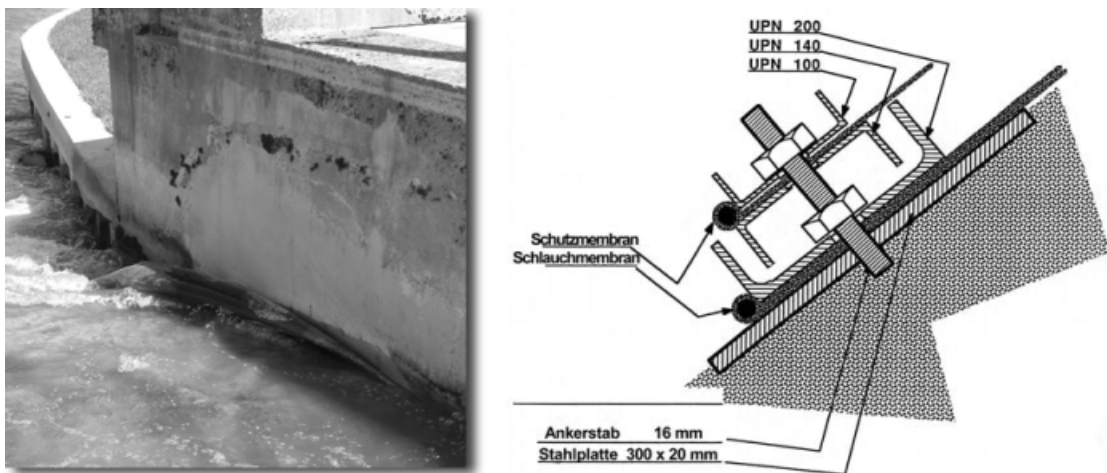


**Abbildung A1.15:** Konstruktionsprinzip des mehrteiligen Schlauchwehrs in Villers-devant-Mouzon

#### 4.4 Fazit

Die Schlauchwehrkonstruktion an der Staustufe Villers-devant-Mouzon wies aus heutiger Sicht zahlreiche Mängel auf: Die Aufteilung des Verschlusses in mehrere Schlauchkörper, die Schutzmembran gegen Beschädigung, die fehlende seitliche Befestigung, die einreihige Verankerung und die Art der Befestigung von Schlauch- und Schutzmembran. Mit den seitlichen Dichtungsflächen konnte keine Dichtigkeit erreicht werden, wie sie bei heutigen Anlagen Stand der Technik ist. Außerdem sind diese Konstruktionen nur geringen hydraulischen Belastungen gewachsen und damit bestenfalls für einen temporären Einsatz, beispielsweise als Fangedamm bei wasserbaulichen Maßnahmen oder als Hochwasserschutz geeignet.

Gegenwärtig befinden sich die CETMEF und die VNF in der Planung für ein weiteres Schlauchwehr, das diesmal an dem zweiten Flussarm der Staustufe Villers-devant-Mouzon realisiert werden soll. Bis 2006 ist hier ein zweifeldriges, wassergefülltes Schlauchwehr mit einer Gesamtbreite von 34,0 m geplant. Das Schlauchwehr bildet ein Pilotprojekt im Rahmen des Sanierungskonzeptes für die mehr als 100 Instandsetzungsbedürftigen Wehranlagen an den Bundeswasserstraßen in Frankreich [SERVICE TECHNIQUE CENTRAL DES PORTS MARITIMES ET VOIES NAVIGABLES 1997].



**Abbildung A1.16:** Reste der Schutzmembran an der rechten Wehrwange und Detail der oberstromigen Befestigungsschiene

## 5 Schadensanalyse Mangla Dam (Pk)

### 5.1 Beschreibung der Anlage

Der Mangla Dam in Pakistan wurde 1967 im Auftrag der Pakistan Water and Power Development Authority ca. 60 km nordöstlich von Islamabad zur Energiegewinnung, zur landwirtschaftlichen Bewässerung und zum Hochwasserschutz der Region gebaut. Für die Herstellung des ca. 115 m hohen Erdschüttdamms musste der Fluss Jhelum zeitweise über fünf Druckstollen des späteren Wasserkraftwerks mit einem Durchmesser von je 9,1 m in das Unterwasser der Baustelle geleitet werden sollte. Während der Zeit der Flussumleitung wurde mit Abflüssen von etwa 140 bis 2.800 m<sup>3</sup>/s gerechnet. Voruntersuchungen ergaben, dass in den Stollen mit dem Auftreten eines Wechselsprungs zu rechnen war und Lufteinschlüsse zu lokalen Über- und Unterdrücken und damit zu Schäden

führen könnten. Diese Untersuchungsergebnisse und ein Schadensfall auf den Philippinen unter vergleichbaren Randbedingungen führten dazu, dass Abhilfe-maßnahmen konzipiert wurden, die u.a. ein Schlauchwehr vorsahen, das den Unterwasserstand am Auslauf der Druckstollen anheben und das Auftreten eines Wechselsprungs in den Tunnels verhindern sollte.



#### Kenndaten

Einzugsgebiet	20.712 km <sup>2</sup>
BHQ	2.800 m <sup>3</sup> /s
Wehrbreite	220,0 m
Wehrfelder	3 à 63,5 m bis 76,0 m
Schlauchhöhe	3,00 m
Typ	wassergefüllt
Inbetriebnahme	1965

**Abbildung A1.17:** Lage und Kenndaten des Mangla Dam (Pakistan)

Das Schlauchwehr wurde im Sommer 1965 in Betrieb genommen. Das dreiteilige Schlauchwehr mit Wehrfeldbreiten von 76,20, 63,70 und 74,40 m konnte mit Wasser und Luft gefüllt werden und sollte im voll aufgestellten Zustand die Wehrkrone des breitkronigen Streichwehrs am Auslauf der Druckstollen um ca. 3,00 m erhöhen. Die Schlauchkörper waren an zwei senkrechten Betonpfeilern und an den geneigten Wehrwangen befestigt. Im Bemessungsfall sollte das Schlauchwehr mit einer Überfallhöhe von 3,95 m überströmt werden, wobei die Schlauchkörper aufgrund der ständigen Überströmung und der zu erwartenden Schwingungen bei den großen Überströmungshöhen entweder vollständig aufgestellt oder abgelegt sein sollten [BINNIE ET AL. 1974]. Physikalische Modelluntersuchungen der British Hydromechanics Research Association ergaben, dass die Membranspannungen aufgrund der zu erwartenden Schwingungen maximal 223,6 kN/m betragen werden. Dem gegenüber betrug die Reißfestigkeit der Membran mit 4 Gewebelagen 393,6 kN/m (Sicherheit  $f = 1,76$ ). Durch die Veränderung des Innendrucks und durch das Zuführen von Luft sollten den



Schwingungen im Betrieb entgegengewirkt werden, wobei man sich erhoffte, dass die Manometer im Schlauchinneren Hinweise auf den Schwingungsbeginn geben würden.

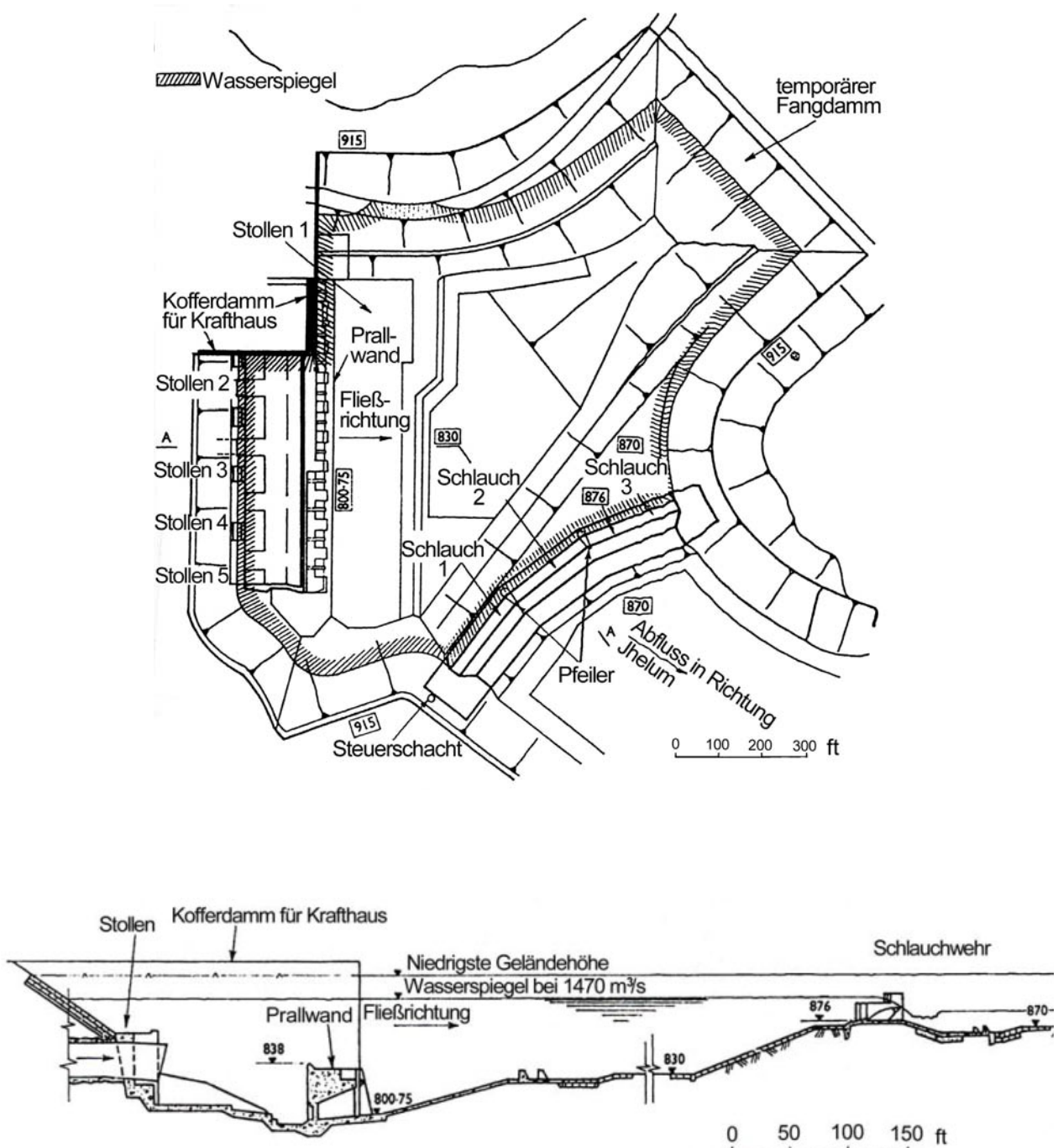


**Abbildung A1.18:** Mangla Dam, Ansicht vom Unterwasser

## 5.2 Beschreibung der aufgetretenen Schäden

Während der ersten 6 Betriebsmonate war der Abfluss im Jhelum mit bis zu  $850 \text{ m}^3/\text{s}$  vergleichsweise gering. Die Schlauchwehre waren über den gesamten Zeitraum vollständig gefüllt und zeigten ein stabiles Verhalten bei Überströmung. Bei der Regulierung erkannte man aber, dass die Schlauchkörper nicht vollständig entleert werden konnten. Wahrscheinlich blockierte eine Falte die Auslassöffnungen, so dass große Luftblasen im Schlauch verblieben. Obwohl die Modelluntersuchungen ergaben, dass Deflektoren nicht wirksam sind, wurden nachträglich horizontale Rippen angebracht, die im Betrieb auch dann nur bis zu einem Abfluss von  $28 \text{ m}^3/\text{s}$  zu einem vollausgebildeten Überfallstrahl führten. Nach einem weiteren Monat wurden die drei Schlauchkörper zu Inspektionszwecken vollständig entleert. Dabei wurde bei einem der Schlauchkörper eine Undichtigkeit entdeckt, die im Zusammenhang mit Abriebserscheinungen stand und die sich über die gesamte Breite am unterstromigen Ende der abgelegten Membran erstreckte. Im selben Bereich war der Wehrkörper stark beschädigt, als ob Unterdrücke die Betonoberfläche aufgeraut hätten. Die Schlauchmembran und die

Betonoberfläche wurden instandgesetzt und darüber hinaus zusätzliche Entlüftungsventile in die Membrane eingebaut.



**Abbildung A1.19:** Mangla Dam, Lageplan und Längsschnitt des Kraftwerksauslaufs aus BINNIE ET AL. 1974

Im Februar 1966 wurden bei Abflüssen zwischen 850 und 990 m<sup>3</sup>/s Vertikal-schwingungen in Kombination mit Querschwingungen beobachtet. Die Schwin-

gungen traten zum Teil zufällig, zum Teil aber auch mit konstanter Frequenz auf. Die Querschwingungen, die nicht im Modellversuch beobachtet wurden, äußerten sich dadurch, dass der Schlauchkörper an einer Stelle stärker überströmt wurde und der Ablösepunkt des Überfallstrahls nach unterstrom wanderte. Die Stelle mit dem höheren spezifischen Abfluss wanderte von einer Seite zur anderen. Versuche zur Reduktion der Schwingungen durch eine Veränderung des Innendrucks und die Zugabe bzw. Entnahme von Luft führten nur kurzfristig zum Erfolg. Bei weiter steigendem Abfluss nahmen die Schwingungen stetig zu und bei einem Abfluss von  $1470 \text{ m}^3/\text{s}$  fiel der Innendruck des schon beschädigten Schlauchkörpers plötzlich ab. Bei der Inspektion der drei Schlauchkörper wurde festgestellt, dass die Deckschicht der Membrane an den Fertigungsstößen auf der Schlauchoberseite zurückgerollt war und lediglich eine verstärkte Elastomerschicht übrig blieb. Es war klar, dass die Schlauchmembrane nicht mehr lange halten und an den Stößen aufgehen würden. Eine Woche später wurde ein weiterer Schlauch undicht. Das Schlauchwehr wurde dann außer Betrieb genommen und durch einen Steinschüttdamm ersetzt [BINNIE ET AL. 1974].

### 5.3 Schadensursache

Bei der Inspektion der zerstörten Schlauchwehre konnten zwei Arten von Schäden festgestellt werden: Die Scheuerstellen am unterstromigen Ende der Membranunterseite und das Aufgehen der Fertigungsstöße. Durch die Vertikalschwingungen entstanden kurzfristig Unterdrücke auf dem Wehrkörper, der zu Abplatzungen der glatten Betonoberfläche führte. Die Schlauchmembran scheuerte sich an der aufgerauten Oberfläche auf bis schließlich Undichtigkeiten auftraten. Für das schlagartige Versagen war aber die zweite Schadensart verantwortlich, da durch das Aufgehen der Stöße plötzlich große Leckagen entstanden und zu einem Abfall des Innendrucks führte. Die Vertikalschwingungen stehen im Zusammenhang mit dem instabilen Überfallstrahl, der wegen der hohen Unterwasserstände nicht ausreichend belüftet war und die Druckschwankungen auf der Unterwasserseite den Schlauch zu Schwingungen anregte. Dies konnte auch in den physikalischen Modelluntersuchungen beobachtet werden. Die Blasen und die lokalen Abflusskonzentrationen hingegen und die damit verbundenen Querschwingungen konnten aber nicht reproduziert werden, was BINNIE ET AL. 1974 auf die nicht naturähnliche Abbildung der Elastizität im Modell zurückführen. Die Querschwingungen führten aber zu hohen Membranspannungen in Querrichtung, denen die Fertigungsstöße nicht standhielten.

#### 5.4 Fazit

Solange der Oberwasserspiegel niedriger als die Schlauchhöhe im Ausgangszustand war, traten bis zu einem spezifischen Abfluss von  $4,6 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$  keine Schwingungen auf. In den physikalischen Modelluntersuchungen lag der Schwingungsbeginn bei  $6,5 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$ . Für größere Abflüsse wurde das Schlauchwehr immer instabiler, bis zu dem Versagen bei  $8,8 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$ . Das eigentliche Versagen erklären BINNIE ET AL. 1974 durch die Querschwingungen und die damit verbundenen Membranspannungen, die zu einem Aufgehen der Fertigungsstöße und plötzlichen Entleeren der Schlauchkörper führte. Für Belastungen dieser Art war die Schlauchmembran nicht bemessen. Inwieweit die schräge Anströmung im physikalischen Modell nachgebildet wurde, ist nicht bekannt. Die Autoren führen die Tatsache, dass im Modell keine Querschwingungen beobachtet werden konnten, im Wesentlichen darauf zurück, dass im Modell eine steifere Membran verwendet und die Elastizität nicht naturähnlich abgebildet wurde. Wie aus den Betriebserfahrungen an Schlauchwehren in Deutschland aber bekannt ist, führt der ungleichmäßige Strömungsdruck in der Anströmung des Wehrs zu unterschiedlichen Überströmungshöhen, die gleichzeitig eine Wassermassenschwingung im Schlauchinneren induzieren. Noch stärker tritt dieser Effekt bei luftgefüllten Schlauchwehren auf. Ob diese Wassermassenschwingung bei der Unterteilung des Schlauchkörpers in Querrichtung, z.B. durch teildurchlässige Membrane, verringert werden kann, wurde bisher nicht untersucht. Besser ist es, das Schlauchwehr senkrecht zur Hauptströmungsrichtung anzuordnen, wie es u.a. in der japanischen Richtlinie empfohlen wird. Bemerkenswert ist, dass das Schlauchwehr ungeachtet der schrägen Anströmung und trotz der ungünstigen hydraulischen Randbedingungen und der aus den Modellversuchen bekannten Schwingungsprobleme realisiert wurde. Neben den sehr hohen Bemessungsabflüssen von bis zu  $2.800 \text{ m}^3/\text{s}$ , den hohen Unterwasserständen sind insbesondere die großen Überströmungshöhen anzuführen. Hier ging man bereits in der Planung von Überströmungshöhen von  $3,95 \text{ m}$  bei einer Schlauchhöhe von  $3,0 \text{ m}$  aus ( $h_{\bar{u}}/h_s = 1,3$ ). Aufgrund jüngerer wissenschaftlicher Erkenntnisse ist bereits bei einer Überströmungshöhe von  $h_{\bar{u}}/h_s = 0,50$  mit Schwingungen zu rechnen. Bei dem Schlauchwehr am Mangla Dam hat man sich weit dieser Grenze bewegt und gehofft, den Schwingungen alleine durch die Regulierung des Innendrucks begegnen zu können.

## Bemessungsdiagramme für wassergefüllte Schlauchwehre

Anhang 2 enthält die Ergebnisse des in Kapitel 4.3.3 beschriebenen Näherungsverfahrens zur Berechnung der Membrankraft und der Schlauchgeometrie für vollständige (eine Befestigungsschiene) und unvollständige Schlauchformen (zwei Befestigungsschienen) unter Berücksichtigung der Wassertiefe im Unterwasser. Die Anwendung der Bemessungsdiagramme wird im Folgenden anhand einiger Beispiele erklärt.

**Beispiel 1:** *Wie groß ist der Schlauchumfang bei einem vorgegebenem Innendruckkoeffizienten von  $\alpha_0 = 1,50$  ?*

Aus Abbildung 4.13 ergibt sich für  $\alpha_0 = 1,50$  eine Querschnittskennzahl von  $(l_s + l_k)/h_s = 4,73$ , d.h. um eine Schlauchhöhe von  $h_s = 1,0$  zu erreichen, ist ein Schlauchumfang von 4,73 m erforderlich. Die zugehörige Bodenkontaktlänge bei einem System mit einer Befestigungsschiene beträgt damit  $l_k/h_s = 1,46$  (Dies entspricht dem maximalen Befestigungsabstand bei dem System mit zwei Befestigungsschienen, so dass sich eine „vollständige Schlauchform“ einstellen kann, d.h.  $\beta_u = \pi$ ).

**Beispiel 2:** *Wie hoch muss der Befestigungsabstand bei der Verwendung von zwei Befestigungsschienen gewählt werden, wenn der Innendruckkoeffizient auf  $\alpha_0 = 1,80$  erhöht wird und sich die Schlauchhöhe dadurch nicht verändern soll ?*

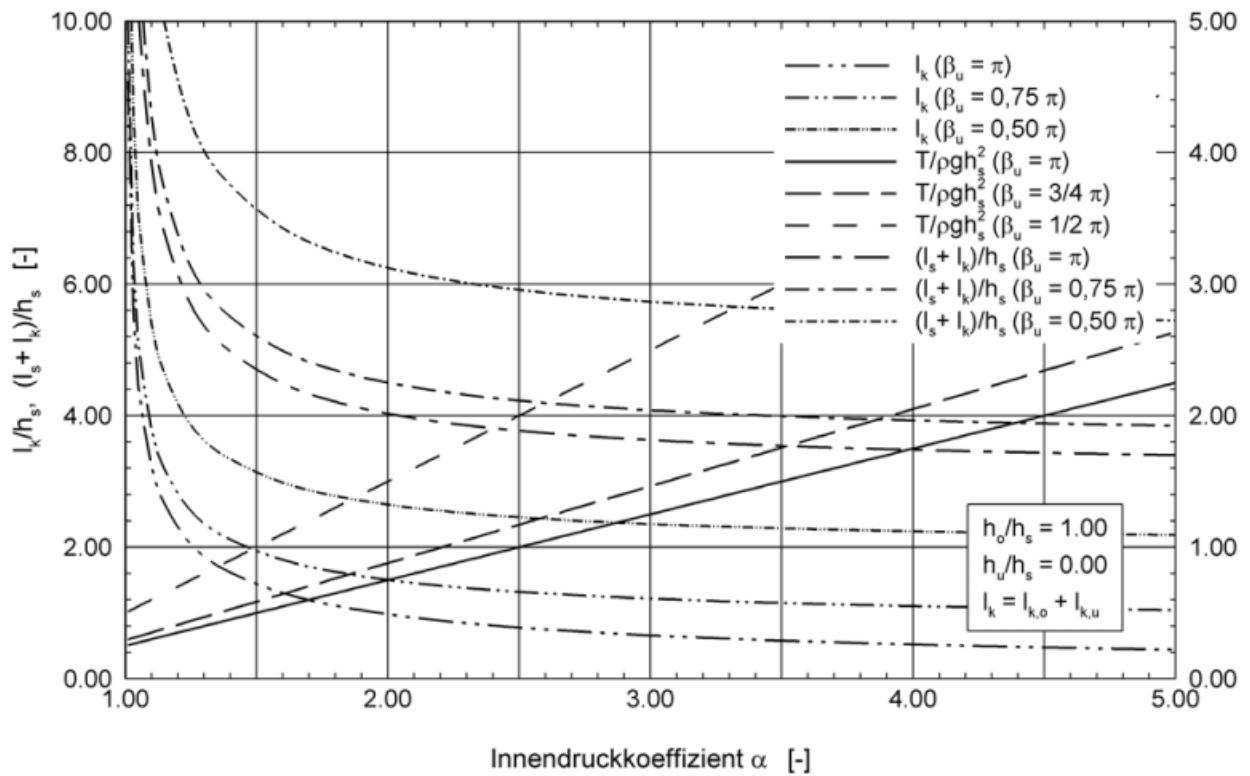
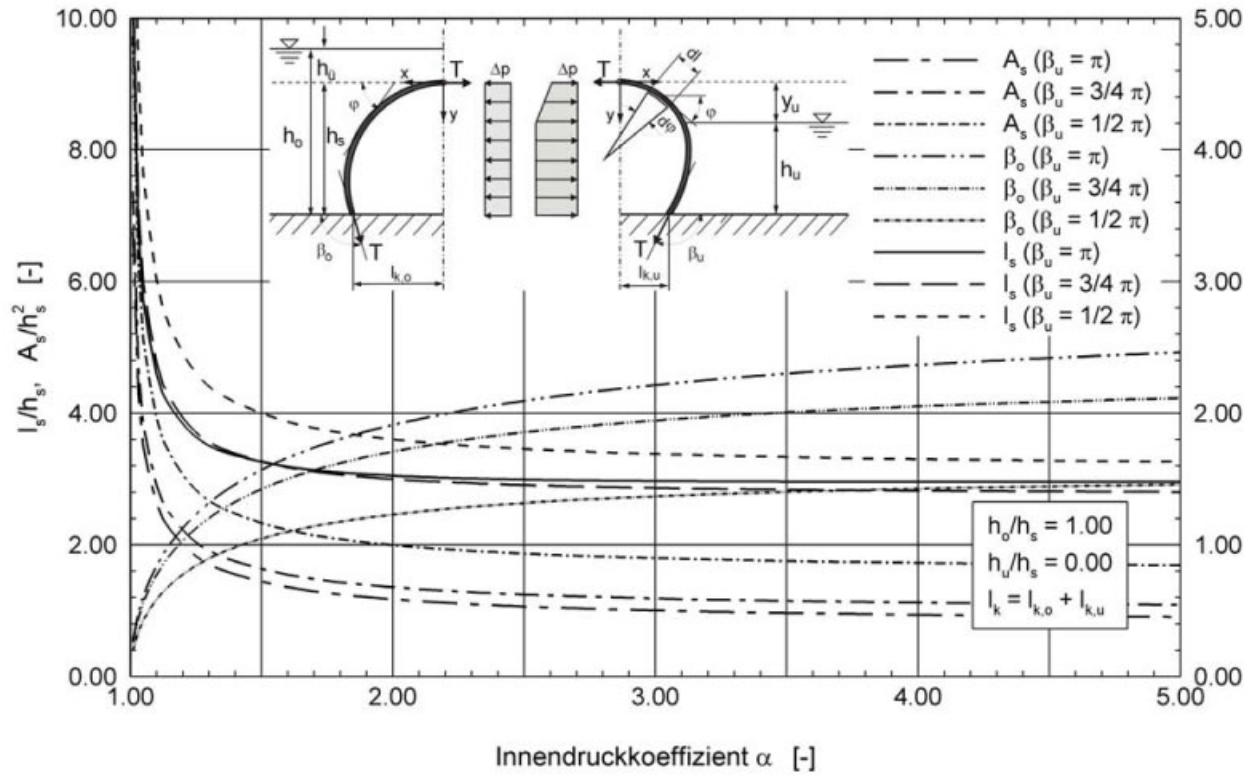
Aus der Querschnittskennzahl  $(l_s + l_k)/h_s = 4,73$ , die sich nicht verändert, und dem Innendruckkoeffizienten  $\alpha = 1,80$  ergibt sich unter Verwendung von Abbildung A2.1 ein unterstromiger Tangentenwinkel von  $\beta_u = 3/4\pi$  und daraus ein Befestigungsabstand von  $l_k/h_s = 1,62$ . Bei einer Schlauchhöhe von 1,0 m entspricht dies einem Abstand der beiden Befestigungsschienen von 1,62 m. (Hinweis: Aus Gründen der Darstellung wurde das Näherungsverfahren nur für die Tangentenwinkel  $\beta_u = \pi/2$ ,  $3/4\pi$  und  $\pi$  ausgewertet. Zwischenwerte müssen daher interpoliert werden)

**Beispiel 3:** *Nun kann sich die Frage stellen, wie sich die Schlauchhöhe bei steigenden Unterwasserständen verändert und ob der vorhandene Abstand der Befestigungsschienen vergrößert werden muss ?*

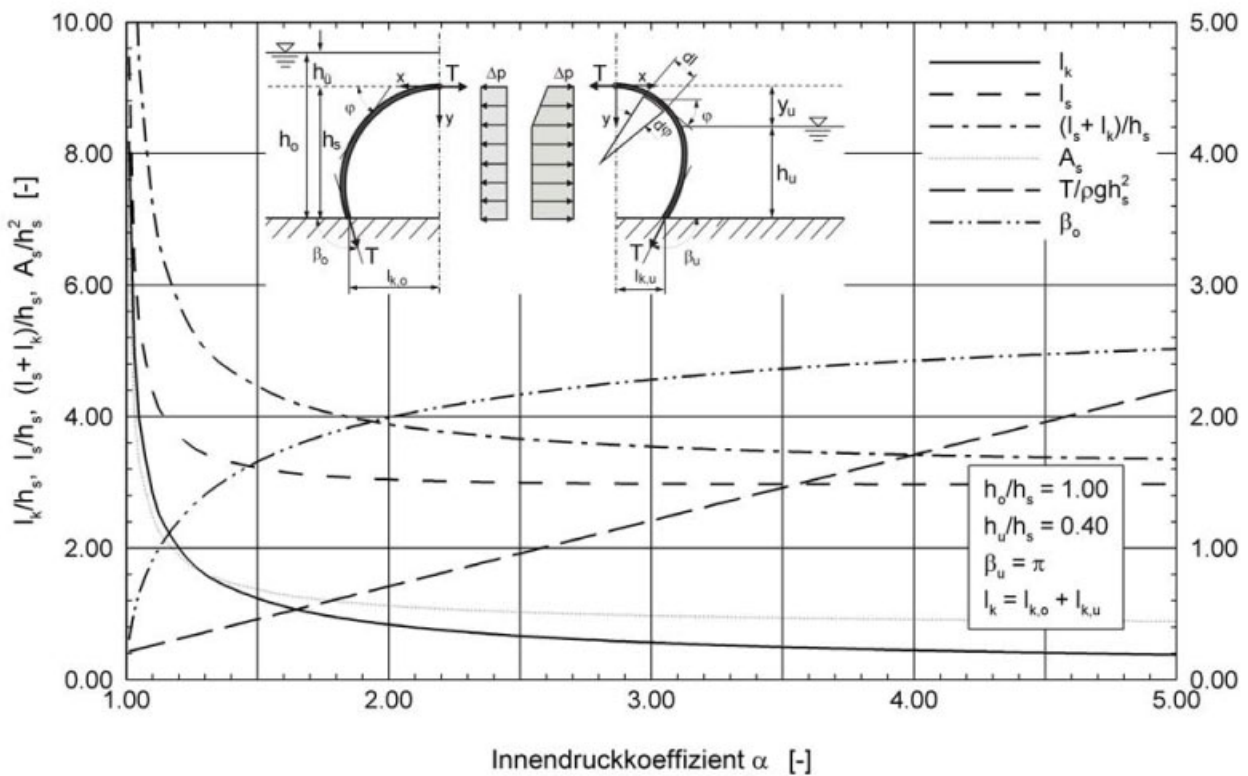
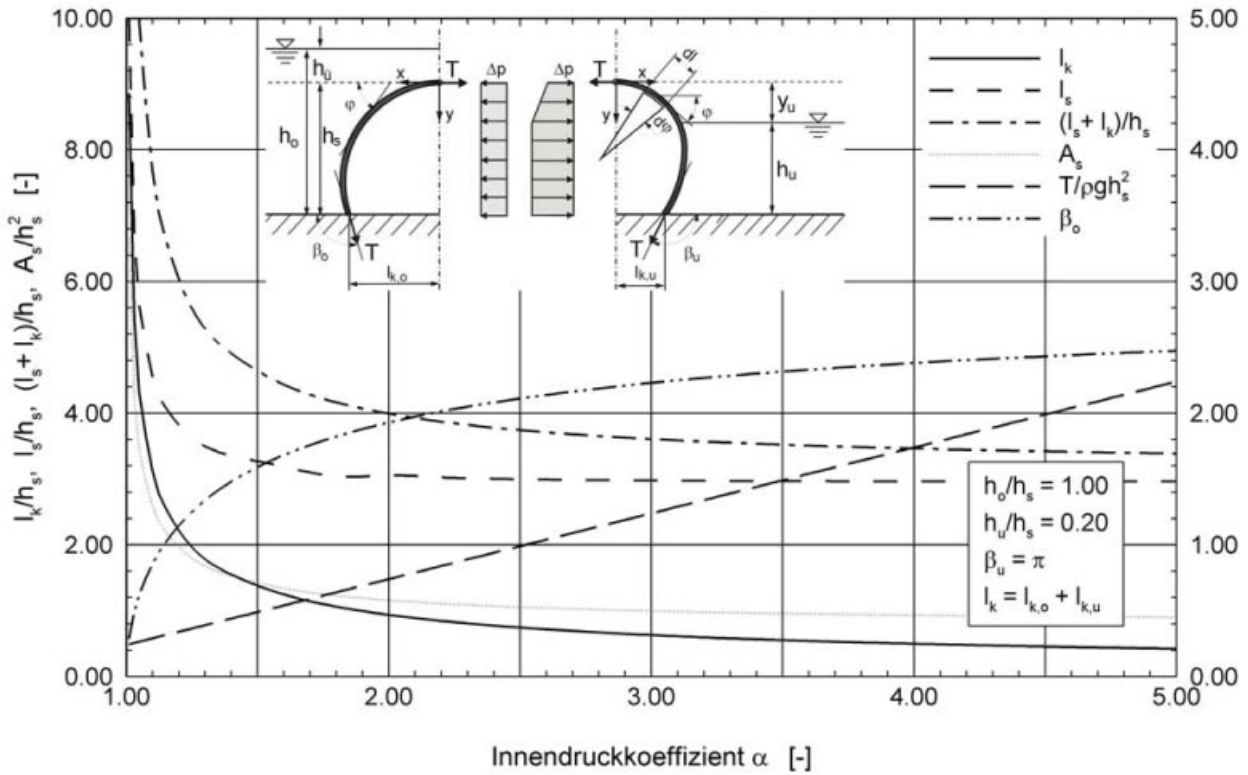
Hierzu kann der Einfluss der Wassertiefe im Unterwasser auf die Schlauchform mit Hilfe der Diagramme in den Abbildungen A2.2 und A2.3 bewertet werden. Bei konstantem Innendruckkoeffizienten  $\alpha = 1,50$  reduziert sich die Querschnittskennzahl  $(l_s + l_k)/h_s$  bei  $h_u/h_o = 0,20$  auf 4,67 und bei  $h_u/h_o = 0,80$  weiter auf 3,74, d.h. die Schlauchhöhe steigt von 1,00 m auf 1,01 m und schließlich auf 1,26 m ( $l_s + l_k$  bleibt dabei natürlich konstant). Zugegeben hat diese Betrachtung eher einen hypothetischen Charakter, da der Unterwasserstand in der Regel abflussabhängig ist und mit steigendem Abfluss auch die Schlauchverschlüsse überströmt werden.

**Beispiel 4:** *Anwendungsbeispiel für die Diagramme in Abbildung A2.5:*

Die Stellgeschwindigkeit eines Schlauchverschlusses hängt vom vorhandenen Druckgradienten oder der vorhandenen Pumpenleistung ab. Um den Schlauchverschluss von seiner Ausgangsstellung beispielsweise um 0,40 m bei konstantem Stauziel abzusenken, muss das Volumen in Bezug auf 1,0 m Wehrfeldbreite von  $1,456 \text{ m}^3/\text{m}$  ( $A_s/h_s^2 = 1,456$  und  $h_s = 1,00$ ) auf  $0,455 \text{ m}^3/\text{m}$  ( $A_s/h_s^2 = 1,237$  und  $h_s = 0,60$ ) verringert werden.

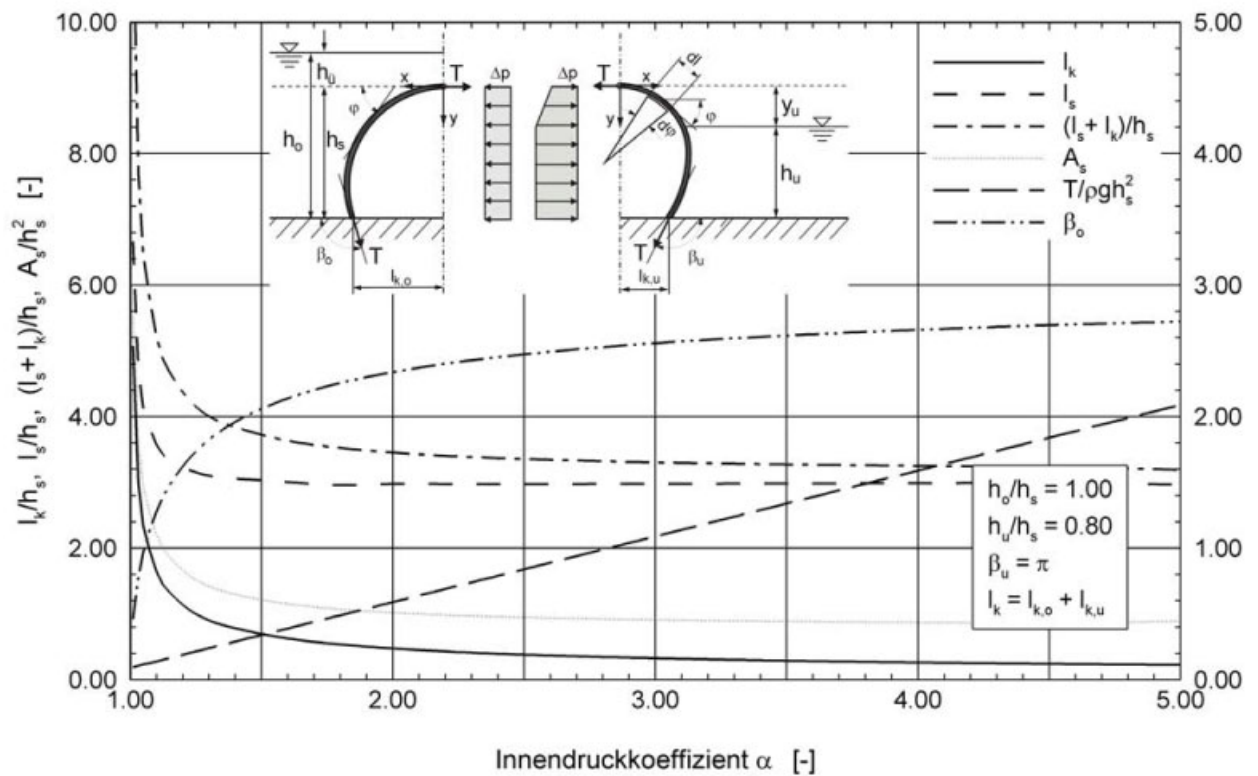
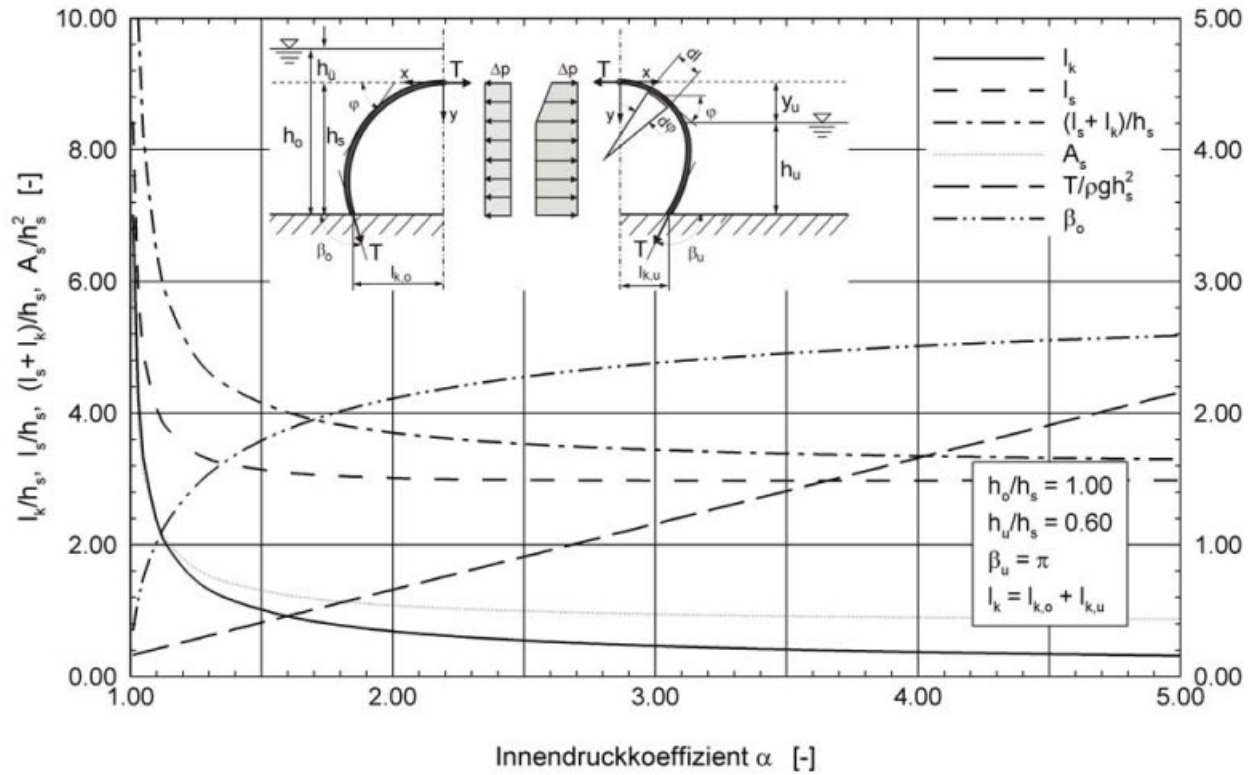


**Abbildung A2.1:** Membrankraft und geometrische Parameter für den wassergefüllten Schlauch, hydrostatisch (nicht überströmt); unvollständige Schlauchformen mit zweiter Befestigungsschiene;  $h_u/h_o = 0,00$ ;

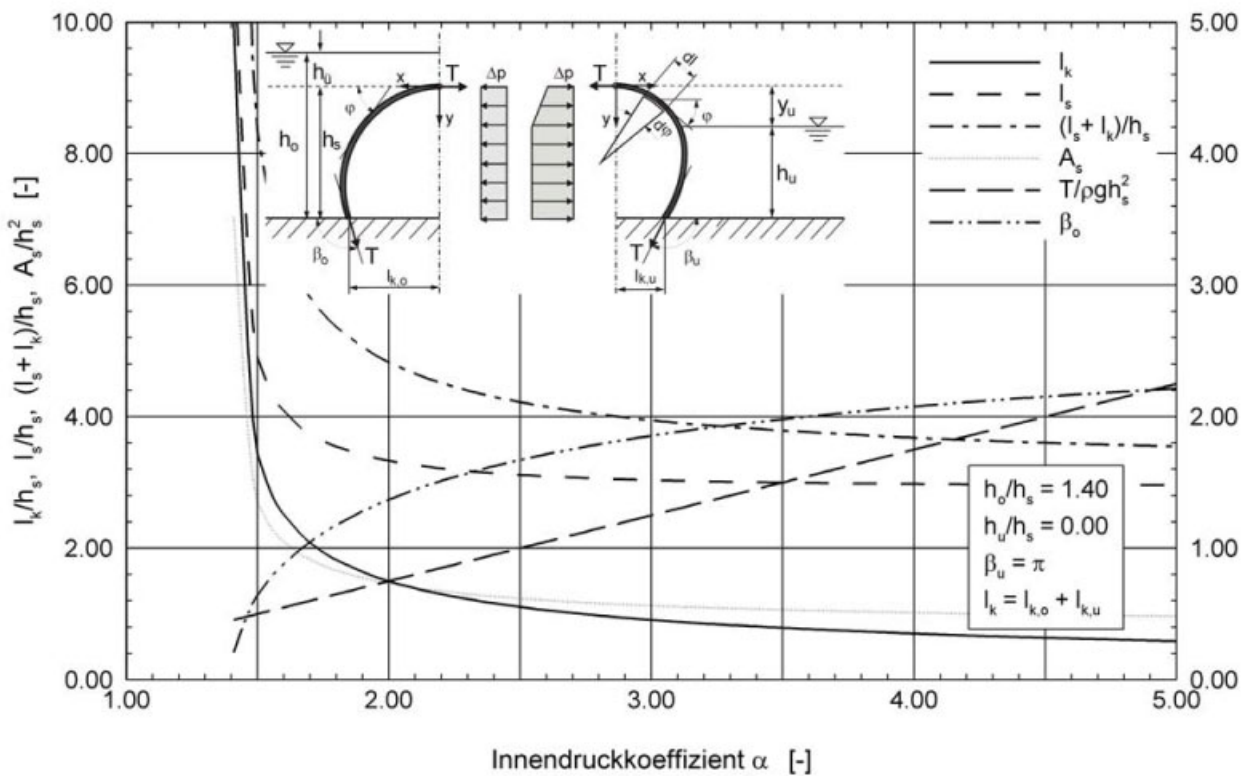
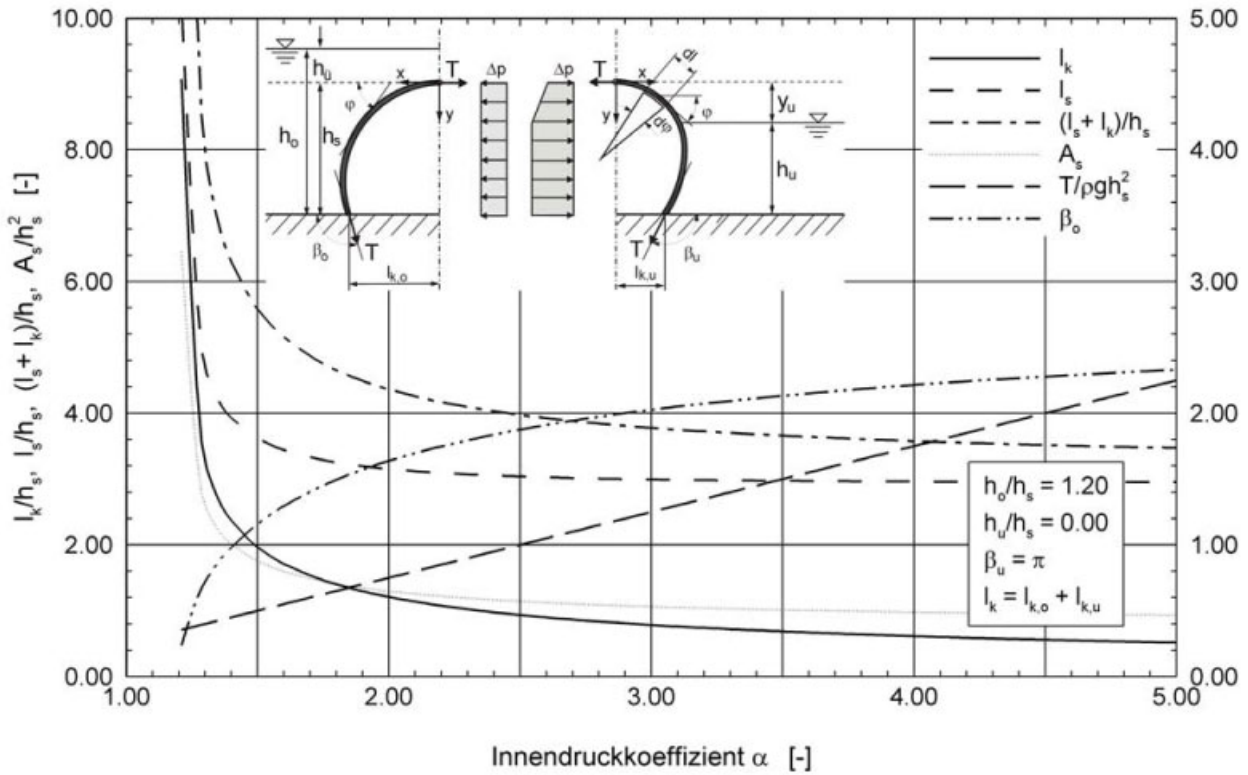


**Abbildung A2.2:** Membrankraft und geometrische Parameter für den wassergefüllten Schlauch, hydrostatisch (nicht überströmt); mit Unterwassereinfluss für  $h_u/h_o = 0,20$  (oben) und  $h_u/h_o = 0,40$  (unten)

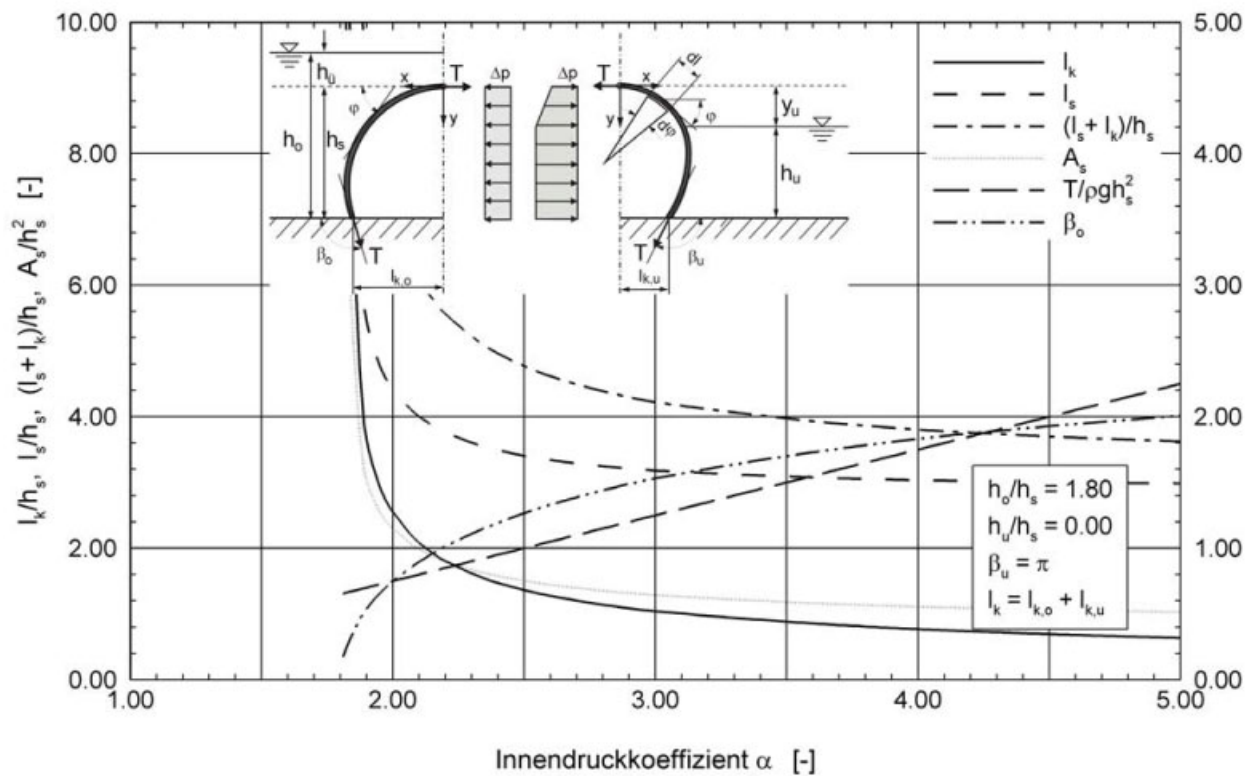
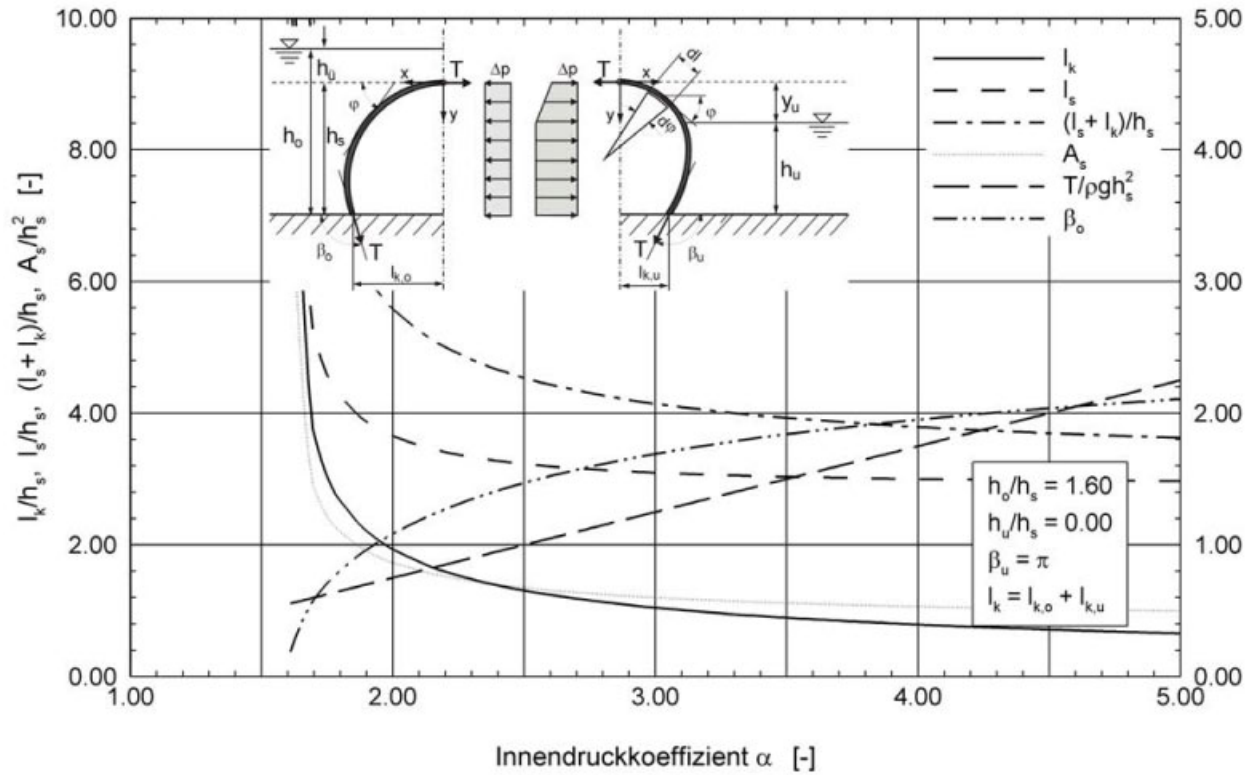




**Abbildung A2.3:** Membrankraft und geometrische Parameter für den wassergefüllten Schlauch, hydrostatisch (nicht überströmt); mit Unterwassereinfluss für  $h_u/h_o = 0,60$  (oben) und  $h_u/h_o = 0,80$  (unten)



**Abbildung A2.4:** Membrankraft und geometrische Parameter für den wassergefüllten Schlauch, überströmt  $h_o/h_s = 1,20$  (oben) und  $h_o/h_s = 1,40$  (unten);  $h_u/h_o = 0,00$



**Abbildung A2.5:** Membrankraft und geometrische Parameter für den wassergefüllten Schlauch, überströmt  $h_o/h_s = 1,60$  (oben) und  $h_o/h_s = 1,80$  (unten);  $h_u/h_o = 0,00$



*Bisher erschienene Mitteilungen aus dem  
Institut für Wasser und Gewässerentwicklung  
-Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik-*

***Bisher erschienene Mitteilungen aus dem Institut für Wasser und Gewässerentwicklung,  
Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik***

- Heft 154/1968*      *Ein Beitrag zur Erforschung von örtlichen Auskolkungen hinter geneigten Befestigungsstrecken in Abhängigkeit der Zeit; E. Mosonyi, B.Schoppmann  
Institutsberichte über die Modellversuche seit 1962  
Institutsberichte über die Exkursionen des Lehrstuhls für Wasserbau und Wasserwirtschaft seit 1965; E. Mosonyi, B. Schoppmann*
- Heft 155/1969*      *Kolkbildung in feinen oder leichten Sohlmaterialien bei strömendem Abfluß; J.W. Dietz*
- Heft 156/1969 °*      *Widerstandskräfte und Energiedissipation bei Verteilerklötzen im Wechselsprung; R. Muser  
Schwebstoffführung feinsandiger Wasserläufe; St. Bruk*
- Heft 157/1969 °*      *Widerstand schräg angeströmter Rechengitter; J. Zimmermann  
Untersuchungen zur Durchströmung des Kraghammer Sattels an der Biggetalsperre nach neuentwickelten Methoden der Felshydraulik; W.Wittke, Cl. Louis*
- Heft 158/1970 °*      *Hydrodynamik der nichtstationären Dränung; G. Karadi, J. Gyuk, R.A.Williams  
An Experimental Study of Thin-Sheet Flow over Inclined Surfaces; O.N Wakhlu  
Schiffsträgheitskräfte als Indikator für die Güte von Schleusenfüllsystemen; E. Mosonyi, R. Muser  
Schwall- und Sunkerscheinungen aus Schleusenbetrieb in Schiffahrtskanälen; Maßnahmen zur Sicherung des Schiffahrtsbetriebes; R. Muser, G. Meder  
Beitrag zur Berechnung von Schleusenfüllungen; H.H. Bernhart  
Spitzenmaßstab und L-O-Integrator, ein Gerät zur genauen Messung des Wasserspiegels in Modellversuchen; W. Götz, K. Schwedes  
Turbulenzmessungen in Wasser mit Heißfilmanemometer; B. Schoppmann  
Messung von Größe und Richtung der mittleren Geschwindigkeit in einem zweidimensionalen Strömungsfeld; K. Schwedes  
Parameterfreie statistische Methoden zur Analyse von Datenreihen; H. Eggers  
Dreidimensionale, anisotrope Kluftwasserströmung; W. Wittke*
- Heft 159/1972 °*      *Ein Verfahren zur Richtungs- und Betragsbestimmung von Vektoren mittlerer Strömungsgeschwindigkeit einer turbulenten Strömung; K.Schwedes, H. Weiher  
Hydraulische Stabilität bei Wasserkraftanlagen; H. Berge  
Land Reclamation Projects as Essential Elements of Economic Development Programmes; G.E. Papadopoulos  
Institutsberichte über Modellversuche u. Forschungsarbeiten seit 1969  
Institutsberichte über die Exkursionen des Lehrstuhls für Wasserbau und Wasserwirtschaft seit 1969*

- Heft 160/1973 ° *Das Widerstands-Kapazitätsnetzwerk zur Simulation instationärer Grundwasserströmungen; A. Widmer*  
*Der elektrolytische Trog zur Lösung stationärer dreidimensionaler Grundwasserströmungsfälle; U. Stentzel, K. Schwedes*  
*Standfiltermodelle mit und ohne Überströmung zur Untersuchung von Selbstdichtungsmechanismen an Gewässersohlen; S.G. van Riesen*  
*Anhang: Veröffentlichungen, Vorträge, Dissertationen der Abteilung für Kulturtechnische Untersuchungen (Lehrgebiet Landwirtschaftlicher Wasserbau) auf dem Gebiet der Grundwasserforschung*
- Heft 161/1974 ° *Strömungs- und Transportmechanismen einer fortschreitenden Auskolkung; B. Schoppmann*  
*Water Resources Development in the U.A.R.; F. Nicola*
- Heft 162/1974 ° *Dünnschichtabfluß auf stark geneigter Ebene; G. Karantounias*  
*Die Entwicklung der Sparschleusen des Main-Donau-Verbindungskanals mit besonderer Betrachtung der Sparschleuse Leerstetten; R.Muser*  
*Neuere Methoden für die Analyse hydrologischer Systeme; G.M. Karadi*  
*Die Impedanz eines axial oszillierenden Sphäroids in einem nicht zusammendrückbaren Medium; R.Y.S. Lai, G.M. Karadi*
- Heft 163/1975 ° *Sekundärströmungen in aufeinanderfolgenden Gerinnekrümmungen; W.Götz*  
*Darstellung von skalaren Zustandsfeldern in beliebigen Kontrollräumen und ihre Nutzungsanwendung in der Hydrostatik mit Hilfe eines neuen Verfahrens der Vektoranalysis; M. Spielbauer*  
*Die Berechnung der Hochwasserwahrscheinlichkeit für deutsche Flußgebiete; D. Koberg, H. Eggers, W. Buck*  
*Drei Jahrzehnte operationelle Hydrologie; E. Walser*
- Heft 164/1976 ° *Einfluß der Schließzeit auf die Druckstoßtransmission durch Wasserschläsler; H.H. Bernhart*  
*Verstärkung und Erhöhung von Betonstaumauern; E. Vallarino*
- Heft 165/1976 ° *Die Auswahl des Bemessungshochwassers als ein Entscheidungsproblem unter Risiko und Ungewißheit; W. Buck*
- Heft 166/1977 *Einfluß von Sickerströmungen auf den Geschiebetransport; K.E. Wedemann*
- Heft 167/1979 *Der Einfluß seltener Ereignisse bei der Bestimmung der Hochwasserwahrscheinlichkeit; H. Eggers*  
*Statistisch erzeugte Serien von Hochwasserwellen; S. Weingärtner*
- Heft 168/1982 *Strömungscharakteristiken in einem Kanal mit 180°-Krümmungen; W. Siebert*  
*Bestimmung des Bemessungshochwassers mit Hilfe der Clusteranalyse; W. Kiefer*

- Heft 169/1982      *Entwurfskriterien zur Schleusenplanung; H.H. Bernhart*  
Heft 170/1984      *Druckerhöhungen durch instationäre Vorgänge in Schiffsschleusen mit großen Stufenhöhen; P.M. Schmelzle*
- Heft 171/1984      *Beitrag zur Hydromechanik von Schwall- und Sunkwellen; N. Göbel*
- Heft 172/1985      *Abschiedskolloquium zu Ehren von Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.rer.techn., Dr.sc.h.c., Dr.-Ing. E.h., Dr.sc.h.c., Dr.sc.h.c. E. Mosonyi*
- Heft 173/1986 °      *Vor- und Nachteile des naturnahen Gewässerlaufes im Vergleich zu kanalisierten Fließgewässern; H. Willy*
- Heft 174/1986      *Naturnahe Umgestaltung ausgebauter Fließgewässer. Beiträge zum Wasserbaulichen Kolloquium am 14.02.1986 in Karlsruhe*
- Heft 175/1986 °      *Naturnahe Umgestaltung ausgebauter Fließgewässer Projektstudie; K. Kern, I. Nadolny*
- Heft 176/1987 °      *Der Einfluß von Querströmungen auf ein Schiff bei beschränkten Fahrwassertiefen; F. Bakowies*
- Heft 177/1988      *Zur Bemessung von Geschiebeabzügen; G.M. Kley*
- Heft 178/1988      *Hydraulik der kontinuierlichen und intermittierenden Furchenbewässerung: ein hydrodynamisches Modell; M. Awwad*
- Heft 179/1990      *Sturzwasserbewässerung. Bewässerung mit Niederschlagswasser ohne Zwischenspeicherung im Sahel; W. Klemm*
- Heft 180/1991      *Beiträge zur naturnahen Umgestaltung von Fließgewässern*
- Heft 181/1991 °      *Naturgemäße Bauweisen von Sohlenbauwerken und Fischaufstiegen zur Vernetzung der Fließgewässer; R.-J. Gebler*
- Heft 182/1991      *Untersuchungen zum Stabilitätsverhalten von Gerinnesohlen; A.Dittrich, M. Rosport, O. Badde*
- Heft 183/1993      *Der Einfluß der Belüftung auf die Kavitationserosion; N. Eisenhauer*
- Heft 184/1993      *nur als Buch erhältlich bei Springer Verlag: Grundlagen naturnaher Gewässergestaltung. Geomorphol. Entwicklung von Fließgewässern; K. Kern*
- Heft 185/1993      *Ausbauoptimierung dezentraler Wasserkraftsysteme; H. Hildebrand*
- Heft 186/1994      *Turbulente, abgelöste Zweischichtenströmung über Sohlschwellen in einem offenen Rechteckgerinne; U. Kertzcher*
- Heft 187/1994      *Untersuchung des Niederschlags- und Abflußgeschehens im westafrikanischen Sahel. Abschätzung des Wasserdargebots aus kleinen*



- Einzugsgebieten mittels stochastischer Methoden unter Verwendung von Satellitenbilddaten; W. Tauer*
- Heft 188/1994* *Bedarfsprognosen als Basis der Steuerungsoptimierung von Wasserversorgungssystemen; S. Ates*
- Heft 189/1994* *Morphologie und Hydrologie naturnaher Flachlandbäche unter gewässertypologischen Gesichtspunkten - Gewässermorphologische und hydrologische Grundlagen für naturgemäßen Wasserbau und ökologische Gewässerentwicklung; I. Nadolny*
- Heft 190/1994* *Ein Erosionsmodell mit räumlich und zeitlich veränderlicher Rillenmorphologie; M. Schramm*
- Heft 191/1995* *Oberflächenabfluß und Bodenerosion in Kleineinzugsgebieten mit Mergelböden unter einem semiariden mediterranen Klima; D. Gomer*
- Heft 192/1995* *Typologische und morphologische Untersuchungen an Bergbächen im Buntsandstein-Odenwald; G. Humborg*
- Heft 193/1997* *Die Oberrheinkorrektion in Baden - Zur Umweltgeschichte des 19. Jahrhunderts; T. Löbert*
- Heft 194/1997* *Erosionsprozesse auf Lößböden: Experimente und Modellierung; K. Gerlinger*
- Heft 195/1997* *Synthese von biologischer und wasserbaulicher Analyse zur Bewertung von renaturierten Fließgewässern der Oberrheinebene; S. Kiene*
- Heft 196/1997* *Fließwiderstand und Sohlstabilität steiler Fließgewässer unter Berücksichtigung gebirgsbachtypischer Sohlstrukturen; M. Rosport*
- Heft 197/1997* *Ein Finite-Punkte-Verfahren für stationäre zweidimensionale Strömungen mit freier Oberfläche; C.J. Du*
- Heft 198/1998* *Wechselwirkung Morphologie/Strömung naturnaher Fließgewässer; A. Dittrich*
- Heft 199/1999* *Entwicklung naturnaher Gewässerstrukturen - Grundlagen, Leitbilder, Planung; J. Scherle*
- Heft 200/1999* *Zwei-Schichtenströmungen über Sohlenschwellen bei intern überkritischer Strömung; Y. Wang*  
*Hydraulic Design Considerations for Low- and High-Head Gates; E. Naudascher*
- Heft 201/1999* *Numerische Simulation von Staustufenketten mit automatisiertem Betrieb; S. Theobald*
- Heft 202/1999* *Der Einfluß von kurzen Gehölzstreifen auf den Hochwasserabfluß in Flüssen mit gegliedertem Querschnitt; K. Becker*

- Heft 203/1999 *Typisierungskonzept zur Festlegung einer ökologisch begründeten Mindestwasser menge; M. Scherer*
- Heft 204/1999 *Inseln und deren Widerstandsverhalten in Fließgewässern; A. Maryono*
- Heft 205/1999 *Boden- und Wasserschutz in landwirtschaftlich genutzten Gebieten der Mata Atlântica Brasiliens; M. Kunzmann*
- Heft 206/2000 *Nutzung von Landsat Thematic Mapper Daten zur Ermittlung hydrologischer Parameter; S. Belz (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 207/2000 *Untersuchung der Rauheitsstruktur zur Bestimmung des Fließwiderstandes in Gebirgsbächen unter Klarwasserabfluß; J. Aberle (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 208/2000° *Three Dimensional Computation of Turbulent Flow in Meandering Channels; V. T. Nguyen*
- Heft 209/2001 *Sedimenttransportprozesse im Himalaya-Karakorum und ihre Bedeutung für Wasserkraftanlagen; S. Palt (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 210/2002 *Die Identifikation hydrologischer Prozesse im Einzugsgebiet des Dürreychbaches (Nordschwarzwald); M. Casper (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 211/2001 *Einfluß von Regelungsbauwerken auf die Wasserspiegellagen in Flüssen; F. Ritzert (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 212/2001 *Konzept für einen ganzheitlichen Gewässerschutz; W. Hauck*
- Heft 213/2002 *A Hydrodynamic-Numerical Model of the River Rhine; P. T. Minh Thu (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 214/2002 *Zur hydraulischen Systemanalyse von Wasserversorgungsnetzen; J. Deuerlein (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 215/2002 *Feststofftransport und Geschwindigkeitsverteilung in Raugerinnen; K. Koll (nur elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 216/2002 *Simulationswerkzeuge zur Bewirtschaftung von Staustufenketten; A. Celan*
- Heft 217/2002 *Deutsch-Russisches Wörterbuch für Wasserwirtschaft; R. Krohmer, I.S. Rumjanzev*

- Heft 218/2002 *Entwurfsoptimierung städtischer Abwasserentsorgungsnetze; I. V. Domínguez Talavera (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 219/2002 *Kontrolle von Barrieren: Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit an Hand des Bodenwassergehaltes; R. Schuhmann (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 220/2003 *Langfristige, hydrologische Betrachtung der Grundwasserdynamik am Beispiel der Mittleren Elbe; P.-A. Burek (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 221/2003 *Wassermengenbewirtschaftung im Einzugsgebiet der Ruhr: Simulation und Echtzeitbetrieb; T. Brudy-Zippelius (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 222/2004 *Russisch-Deutsches Wörterbuch für Wasserwirtschaft; R. Krohmer, I.S.Rumjanzev*
- Heft 223/2004 *Mobilisierung und Immobilisierung von mineralischen Feinstkornaggregaten an Gewässersohlen; J.-W. Kim (nur elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 224/2004 *Strömungsstruktur und Impulsaustausch in gegliederten Gerinnen mit Vorlandvegetation; I. Schnauder (nur elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 225/2004 *Towards Decision Support Models for Un-gauged Catchment in India, The Case of Anas Catchment; A. K. Singh (nur elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 226/2004 *Integriertes Hochwasser-Simulationssystem Neckar – Verfahren, Werkzeuge, Anwendungen und Übertragungen; P. Oberle (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 227/2004 *Small Hydropower Plants Based Power Systems for Remote Regions; R. K. Maskey (nur elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 228/2004 *Spatial Time Domain Reflectometry and its Application for Monitoring Transient Soil Moisture Profile; R. Becker (nur elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 229/2005 *River Flood Prediction Systems: Towards Complementary Hydrodynamic, Hydrological and Data Driven Models with Uncertainty Analysis; R. Shrestha (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*
- Heft 230/2005 *Empfehlungen zur naturnahen Gewässerentwicklung im urbanen Raum –unter Berücksichtigung der Hochwassersicherheit-; B. Lehmann (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*

*Heft 231/2005*      *Einfluß der Oberflächenströmung auf die permeable Gewässersohle; S. Vollmer (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*

*Heft 232/2005*      *Optimization of Internal Hydraulics and of System Design for PUMPS AS TURBINES with Field Implementation and Evaluation; P. Singh (auch elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*

*Heft 234/2006*      *Schritte zur Verbesserung der Hochwasserfrühwarnung mittels Online-Bodenfeuchtemessungen; W. Schädel (nur elektronisch unter: <http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/eva/index.html>)*

**Bestellungen an:**      *Institut für Wasser und Gewässerentwicklung  
- Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik -  
Bibliothek  
Universität Karlsruhe  
Kaiserstr. 12  
D-76131 Karlsruhe  
Tel.: (0721) 608 6389  
Fax: (0721) 60 60 46  
e-mail: raskob@iwg.uka.de*

---

° vergriffen

*Ab Heft 233 erscheinen die „Mitteilungen des Instituts für Wasser und Gewässerentwicklung – Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik – der Universität Karlsruhe (TH)“ im Universitätsverlag Karlsruhe.*

*Sie sind online verfügbar und bestellbar unter der Internetadresse <http://www.uvka.de/>*

*Heft 233/2005*      *Entwicklung landschaftsverträglicher Bauweisen für überströmbare Dämme; J. Queißer*

*Heft 235/2006*      *Hydraulische und statische Bemessung von Schlauchwehren; M. Gebhardt*



Universität Karlsruhe (TH)

Institut für Wasser und  
Gewässerentwicklung



ISSN: 0176-5078

ISBN-13: 978-3-86644-066-1

ISBN-10: 3-86644-066-9

---

[www.uvka.de](http://www.uvka.de)