

Mitteilungsblatt

der

Bundesanstalt für Wasserbau

Nr. 52

KARLSRUHE · APRIL · 1983

ISSN 0572 - 5801

Mitteilungsblatt

der

Bundesanstalt für Wasserbau

Nr. 52

KARLSRUHE · APRIL · 1983

ISSN 0572 - 5801

I N H A L T

Seite

P u l i n a / V o i g t

NEUBAU EINES WEHRES IM ZITADELLENGRABEN
BERLIN-SPANDAU

New construction of a weir in the
Zitadellengraben Berlin-Spandau

1 - 17

K n i e ß

UNTERSUCHUNGEN ZUM NACHWEIS DER WIRTSCHAFT-
LICHKEIT VON UFERDECKWERKEN AN WASSERSTRASSEN

Studies in the proof of the profitability
of waterway revetments

19 - 56

- Wiedergabe der Aufsätze mit Quellenangabe gestattet -
Das Mitteilungsblatt erscheint in unregelmäßiger Folge
im Eigenverlag der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW),
Kußmaulstraße 17, 7500 Karlsruhe 21

ISSN 0572 - 5801

Dipl.-Ing. Bernd Pulina
und
Ing. (grad.) Axel Voigt

NEUBAU EINES WEHRES IM ZITADELLENGRABEN BERLIN-SPANDAU

New construction of a weir in the
Zitadellengraben Berlin-Spandau

Inhaltsangabe

Das vorhandene Havelwehr Spandau muß durch den Neubau einer zweiten Schleusenkammer in den östlichen Teil des Zitadellengrabens verlegt werden. Infolge der neuen Standortlage des Wehres wird die sekundliche Wassermenge, die durch den westlichen Abzugsgraben zur Unterhavel abfließt, von bisher 30 m³/s auf 61 m³/s erhöht. Die Querschnitte des Abzugsgrabens sind auf die zukünftige Abflußmenge zu erhöhen. In erster Linie müssen die vorgegebenen Abflußleistungen der Durchlässe an der Juliusturmbrücke und der Zitadellenbrücke bestimmt und optimiert werden. Das neue Wehr ist unter bestmöglichen An- und Abströmbedingungen in die umgebende Landschaft einzupassen und wirtschaftlich zu dimensionieren.

Summary

The existing weir of the River Havel at Spandau must be transferred into the eastern part of the Zitadellengraben because of the new construction of a second lock-chamber. Due to this new position of the weir the flow rate passing through the western drainage ditch in the direction of the Lower Havel will increase from 30 m³/s to 61 m³/s. The cross-sections of the drainage ditches therefore have to be enlarged so that the required capacity of the future will be reached. First of all, the given discharge capacities of the discharge openings of the Juliusturmbrücke and the Zitadellenbrücke must be determined and optimized. The new weir has to be adjusted, as much as possible, to the approach flow direction and the surroundings and must also be dimensioned economically.

I N H A L T

	Seite
1 Übersicht und Aufgabenstellung	3
2 Die erforderliche Gesamtbreite der Wehranlage	4
3 Ufertrassierung und geometrische Form der Abflußquerschnitte	6
4 Gestaltung des Wehrunterbaus	10
5 Hydrodynamische Belastung	12
6 Schlußbemerkung	17

1 Übersicht und Aufgabenstellung

An der Stelle des alten Wehres neben der Schleusenanlage Spandau soll im Zuge des Neubaus einer zweiten Schleusenkammer eine Bootsgasse errichtet werden. Dadurch ist das zwischen dem Zitadellengraben und dem Westlichen Abzugsgraben bereits vorhandene Wehr so zu erweitern, daß eine Steigerung der Abflußleistung von $30 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $61 \text{ m}^3/\text{s}$ erreicht wird (mit Rücksicht darauf, daß das Zitadellenwehr schon seit 1913 in Betrieb steht, soll es abgerissen und durch ein neues ersetzt werden). Darüberhinaus muß der erhöhte Wehrabfluß von $61 \text{ m}^3/\text{s}$ durch den Westlichen Abzugsgraben zur Unterhavel schadlos abfließen. Bei der Planung der notwendigen Querschnittserweiterung des Westlichen Abzugsgrabens ist auf die umgebende Landschaft Rücksicht zu nehmen. Die veränderten Rand- und Betriebsbedingungen sind in einem dreidimensionalen Modell im Maßstab 1:20 und einem zweidimensionalen Modell im Maßstab 1:8,33 untersucht worden.

Als besonders kritisch waren die Abflußquerschnitte in den Bereichen der Zitadellenbrücke und der Juliusturmbrücke anzusehen. Die Problematik der Querschnittserweiterungen in den Brückenbereichen war durch die flache Gründung der Widerlager sowie die beim U-Bahnbau vorgenommene chemische Bodenverdichtung (Juliusturmbrücke) bzw. die Pfahlgründung der Brückenpfeiler (Zitadellenbrücke) bedingt. Zusätzlich war zu berücksichtigen, daß im Bereich der Juliusturmbrücke die Strömungsgeschwindigkeit am linken Ufer verzögert wird. Die krümmungsbedingte Verzögerung hat zur Folge, daß der geometrische Querschnitt nicht hydraulisch effektiv genutzt werden kann. In dem physikalischen Modell (1:20) (Bild 1) wurden fallbezogene Zustände simuliert, die hydraulischen Zusammenhänge und Erscheinungen bewertet sowie zweckmäßige Baumaßnahmen, die den Zielsetzungen entsprechen, jedoch oft unterschiedliche Meinungen und Ansichten über die Verwirklichung des Vorhabens beinhalten, koordinierend untereinander verglichen.

Das Abflußsystem mit dem Standort der neuen Wehranlage sowie auch die wichtigsten Übertragungsregeln der Meßgrößen vom Modell in die Natur und umgekehrt sind auf Bild 1 dargestellt. Das alte Drucksegmentwehr wird durch eine Fischbauchklappe ersetzt.

Für die Einpassung in die Landschaft sind die niedrigen Pfeileraufbauten und das überfallende Wasserband (Wasservorhang) vorteilhaft.

Die weiteren Vorzüge des Klappenwehres liegen in der sicheren Treibzeugabfuhr, der einfachen Feinregulierung der Abflüsse und der Möglichkeit des Umlegens der Klappe unter alleiniger Wirkung des Staudrucks bei Störung oder Ausfall der Antriebe.

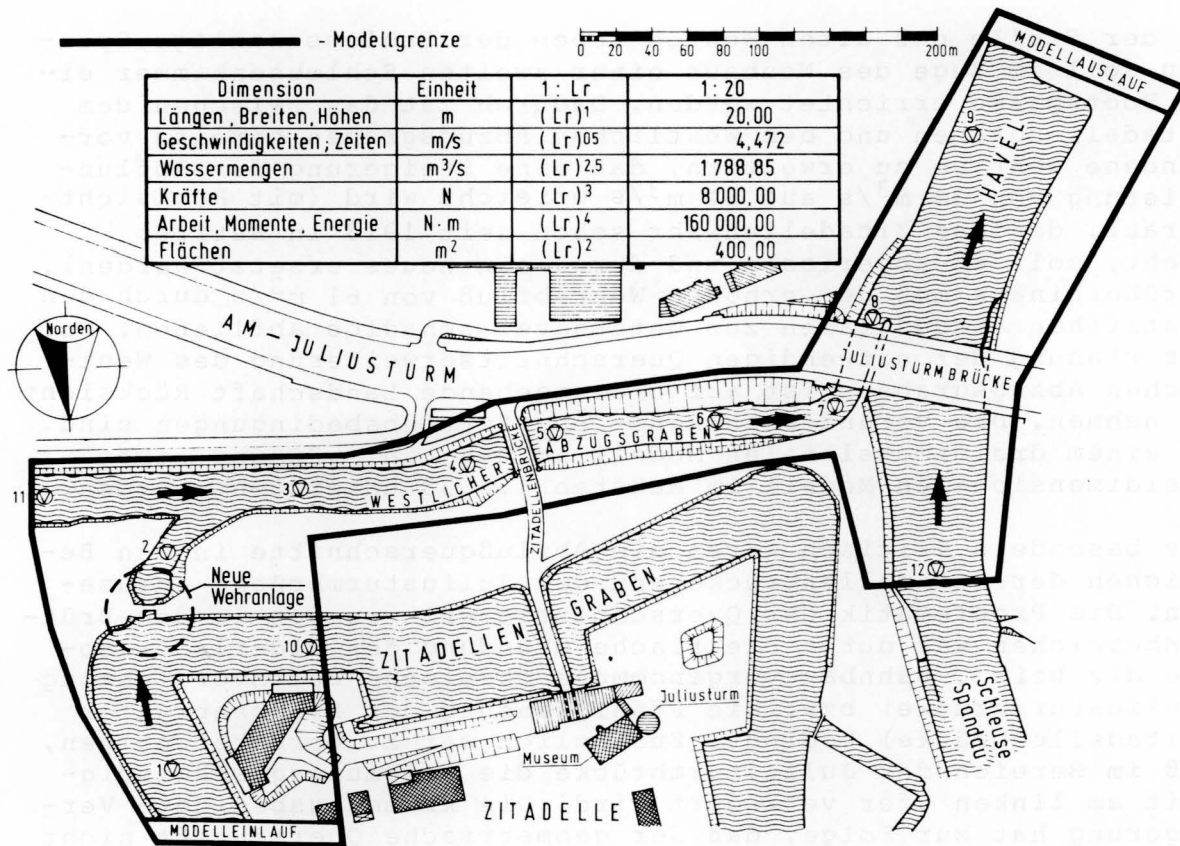


Bild 1 Übersicht der geographischen Lage im Modell nachgebildeter Abflußsysteme und die wichtigsten Übertragungsregeln der Meßgrößen

2 Die erforderliche Gesamtbreite der Wehranlage

Die Gesamtbreite der Wehranlage war so zu bemessen, daß die Oberwasserspiegellage während eines Hochwasserabflusses von $HHQ = 61 \text{ m}^3/\text{s}$ unter der Kote NN + 31,60 m liegen wird. Es muß vorausgeschickt werden, daß bei einer konstanten Klappenhöhe die Abflußleistung, somit auch die Gesamtbreite der Wehranlage, durch nachstehende Einzelheiten beeinflusst und verändert wird; im einzelnen sind es:

- Die Klappenkrümmung (Stauwandkrümmung).
- Die Gleichmäßigkeit der Beaufschlagung der durchströmten Wehrfelder.
- Die Ablösungsfreiheit der Strömungsführung entlang der seitlich begrenzenden Leitwände.

Aus dem Vorstehenden geht hervor, daß im komplexen Wirkungssystem der Strömungsvorgänge die Einpassung der Wehranlage in den Zitadellengraben bedeutsam war. Über mehrere Zwischenstationen ist die auf dem Bild 2 skizzierte Anordnung der Wehranlage im Grundriß festgelegt worden. Bei dieser Anordnung sind

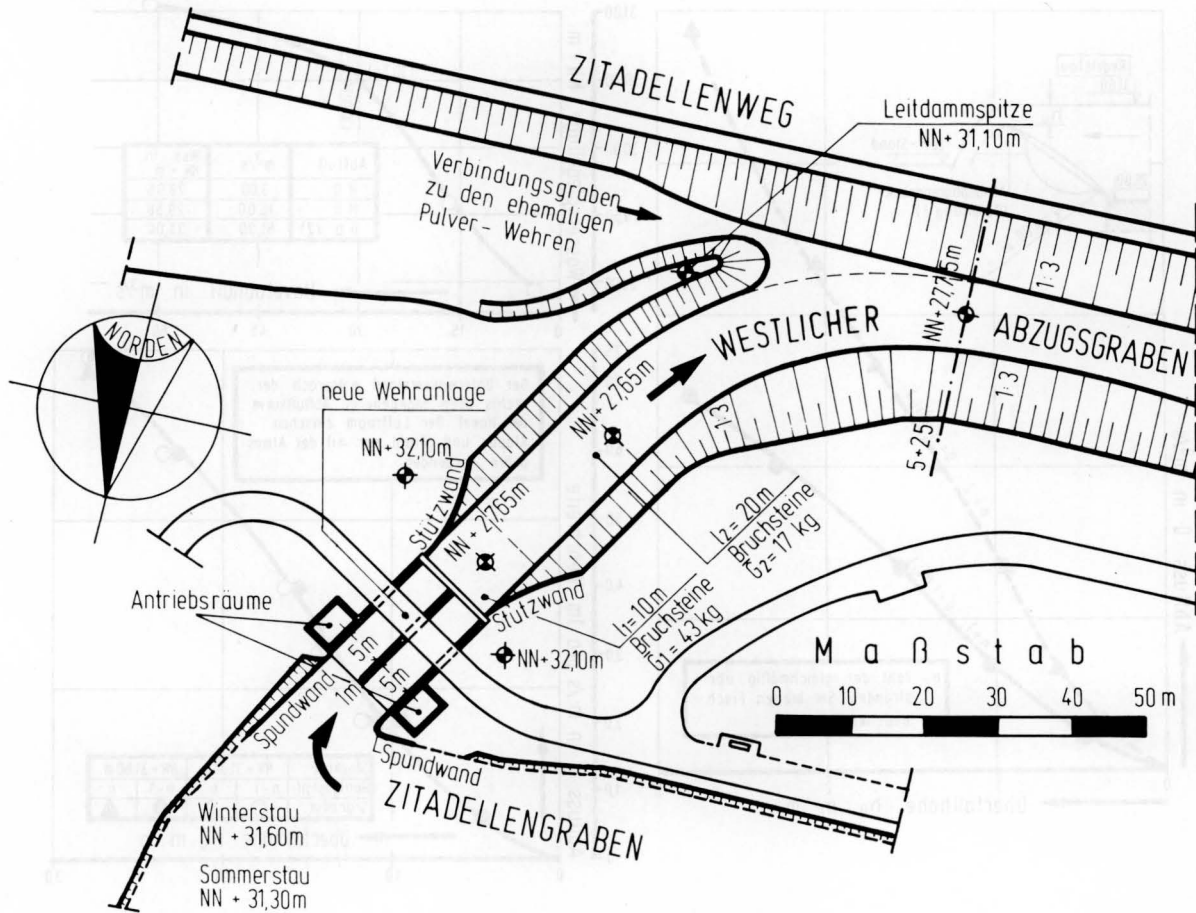


Bild 2 Grundrißgestaltung der Bauwerke im Wehrbereich mit der Verbindung zum Westlichen Abzugsgraben - Ausführungsvorschlag

zwei voneinander unabhängig zu regulierende Wehröffnungen von je 5 m lichter Breite gewählt worden. Die gleichmäßige Beaufschlagung beider Wehrfelder ist auch ein Garant für das Nichteintreten einer Überstauung der Kote NN + 31,60 m in allen den Betriebsfällen, wenn ein Hochwasser von $HQ = 37 \text{ m}^3/\text{s}$ nur durch eine Öffnung (weil die zweite z.B. durch Revision blockiert ist) abgeführt wird. Die angegebene Abflußleistung der Wehranlage (Bild 3) ist für die Klappenform zutreffend, die mit den

Bildern 8 und 9 detailliert festgelegt wird. Die Stauwandform ist in Anlehnung an früher untersuchte Klappenwehre unter dem Kriterium eines möglichst kleinen maßgebenden Kraftmoments für das Aufrichten der Klappe und einem möglichst großen Überfallbeiwert gewählt worden.

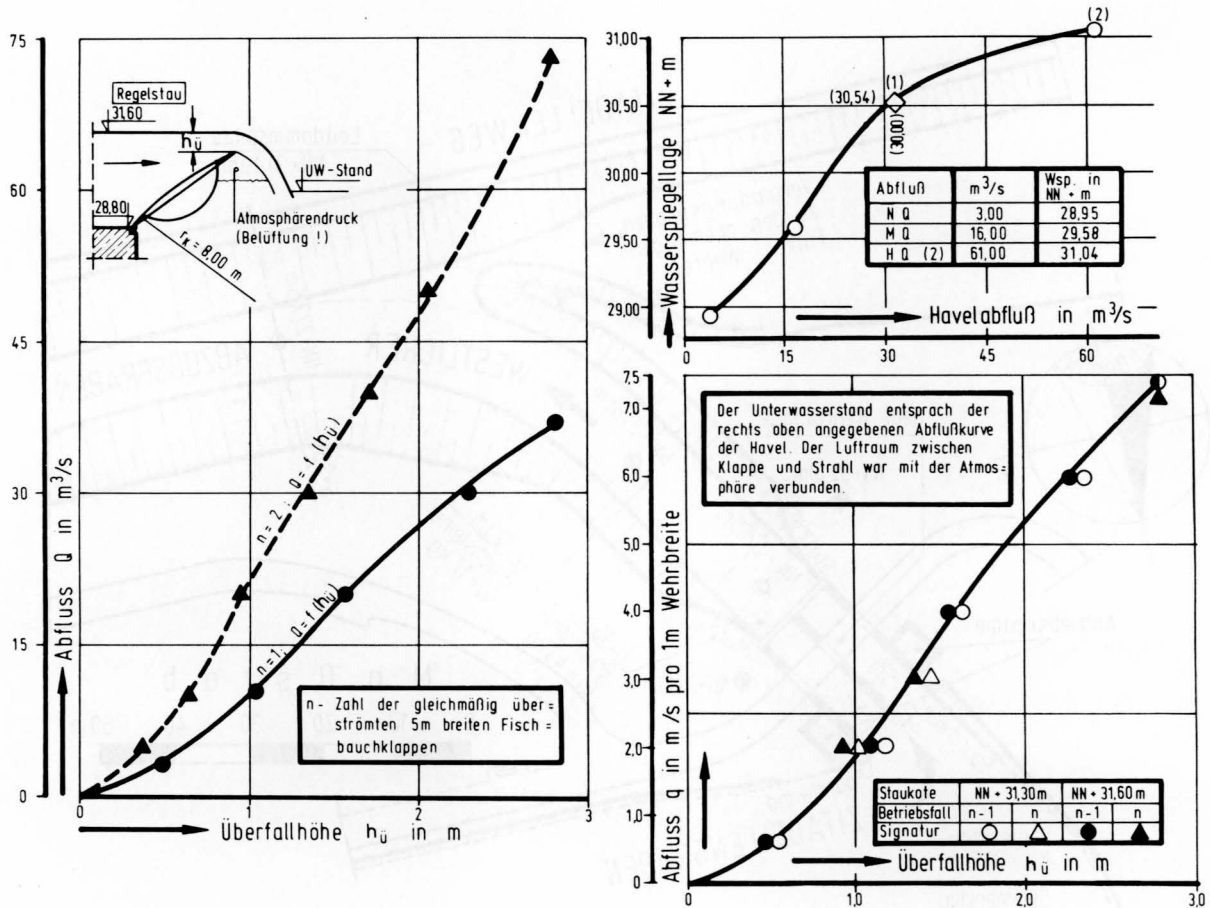


Bild 3 Volumenstrom in Abhängigkeit von der Überfallhöhe h_u , auf 1 m Wehrbreite bezogene Überfallmenge q sowie Abflußkurve der Havel

3 Ufertrassierung und geometrische Form der Abflußquerschnitte

Es wurde eine Ufertrassierung angestrebt, die mit dem geringsten Aufwand die fließende Wassermenge ablösungsfrei führt, weil sog. Totwassergebiete die Ursache der größten Verluste sind, die man bei Strömungen kennt. Das vom Wehr abströmende Wasser wird durch den rechts gekrümmten Verbindungsgraben in den Westlichen Abzugsgraben eingeleitet (Bild 2). Die Haupt-

komponenten der Längsgeschwindigkeit haben am Außenufer die größten Zahlenwerte. Die krümmungsbedingte Verzögerung am Innenufer hat zur Folge, daß der geometrische Querschnitt nicht hydraulisch effektiv genutzt werden kann. Dies führt zur Entstehung von rotationsbehafteten instationären Geschwindigkeitsfeldern an der rechten Seite des Westlichen Abzugsgrabens. Im Mündungsbereich des Verbindungsgrabens in den Westlichen Abzugsgraben blieb annähernd der halbe Querschnitt entlang der rechten Uferseite undurchströmt. Die Maximalwerte von rd. 2 m/s liegen am linken Grabenufer (Bild 4). Vorgreifend sei erwähnt, daß infolge einer Vorverlegung der rechten Uferböschung zur Grabenmitte Verbesserungen erreicht werden konnten.

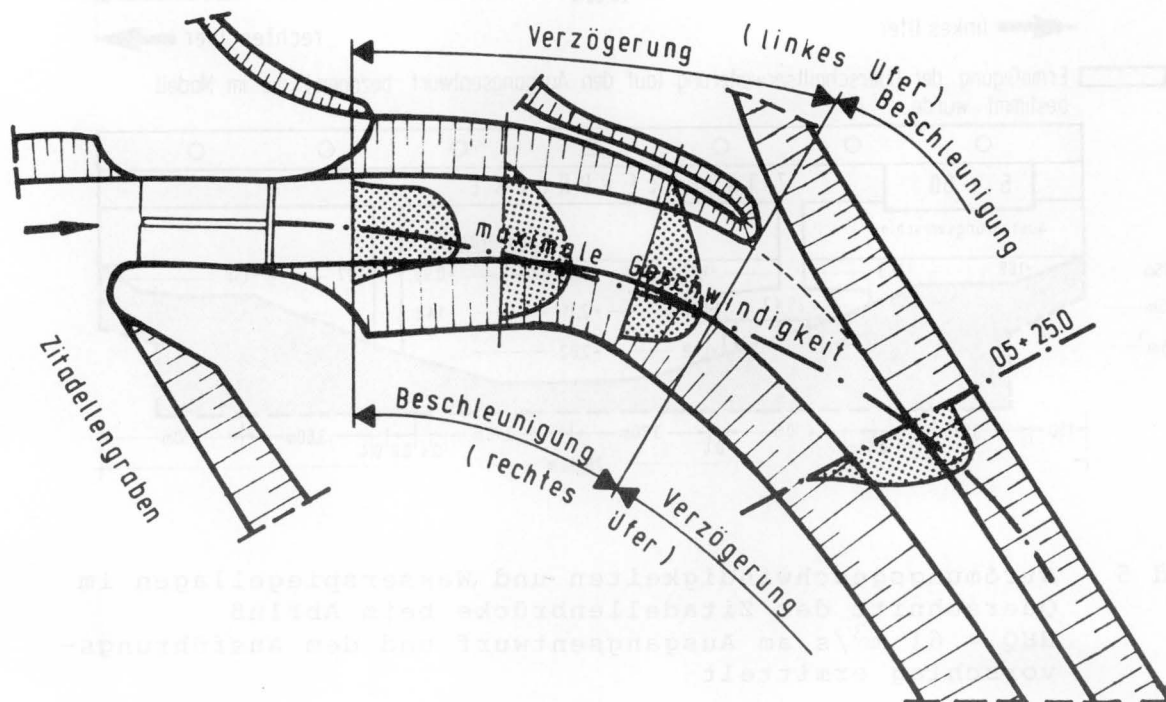


Bild 4 Schematische Darstellung der Geschwindigkeitsverteilung im Verbindungsgraben

Im Bereich der Zitadellenbrücke waren am linken Ufer instabile Ablösungen feststellbar. Diese Vorgänge haben zur Folge, daß die Hauptströmung aus dem linken Brückenfeld verdrängt wird (Bild 5 oben). Die größten Strömungsgeschwindigkeiten von rd. 0,90 m/s sind im Mittelfeld der Brücke lokalisiert. Innerhalb der Juliusturmbrücke ist eine deutliche Zunahme der Strömungsgeschwindigkeit vom linken zum rechten Ufer evident. In der Querschnittshälfte, die am rechten Ufer liegt, sind Strömungsgeschwindigkeiten von rd. 1,25 m/s gemessen worden (Bild 6 oben).

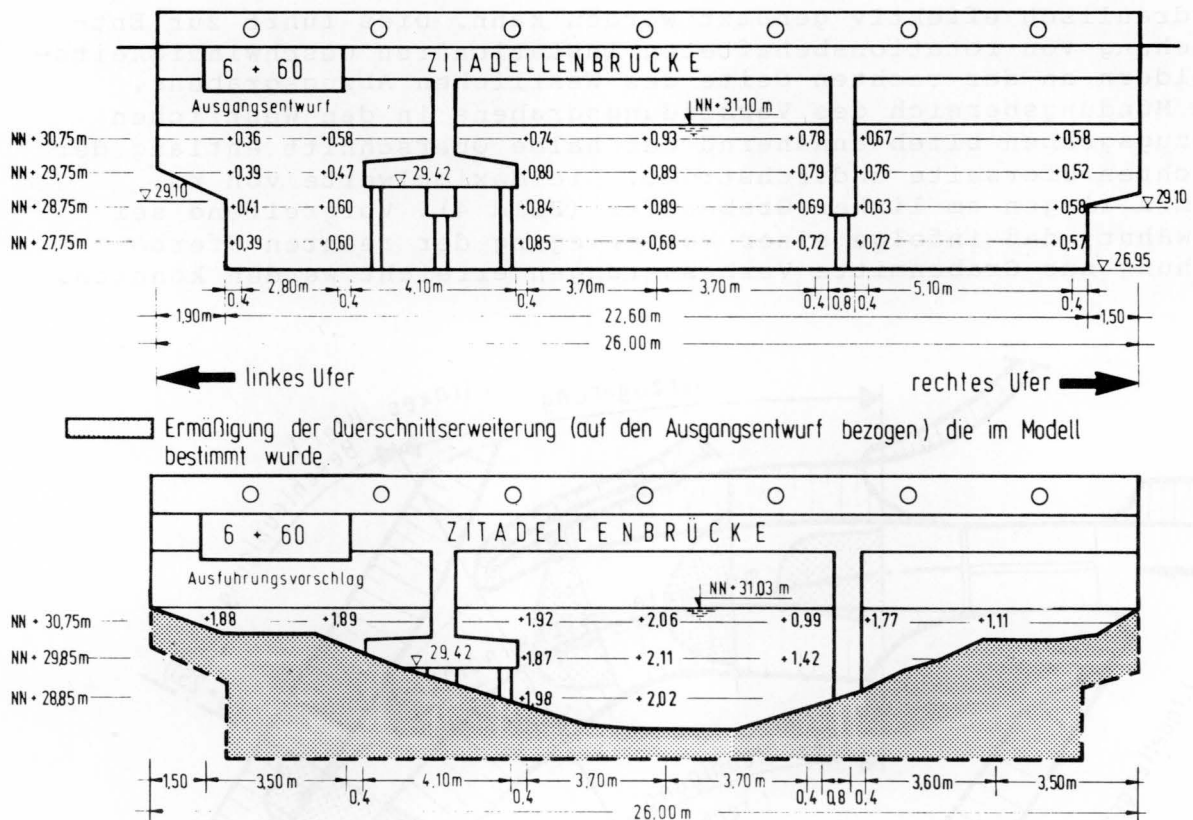


Bild 5 Strömungsgeschwindigkeiten und Wasserspiegellagen im Querschnitt der Zitadellenbrücke beim Abfluß $HHQ = 61 \text{ m}^3/\text{s}$ am Ausgangsentwurf und dem Ausführungsvorschlag ermittelt

Die bisher angesprochenen Ergebnisse sind am Ausgangsentwurf aufgenommen worden. Als kennzeichnendes Merkmal des Ausgangsentwurfs ist die Ufereinfassung mittels einer Spundwand anzusehen, die im Regelquerschnitt des Westlichen Abzugsgrabens von der Sohle bis NN + 29,10 m reicht.

Insgesamt bleibt festzustellen, daß der Ausgangsentwurf für eine bessere Ausnutzung der verfügbaren Abflußquerschnitte zu korrigieren war. Durch eine Vorverlegung der rechten Böschungskante zwischen Station 5,00 - 6,00 (Streckenabschnitt oberhalb der Zitadellenbrücke) zur Grabenmitte konnte die Ablösungsintensität sowie die damit verknüpfte Verlusthöhe vermindert und eine stabilere Führung der Strömungsröhre bewirkt werden.

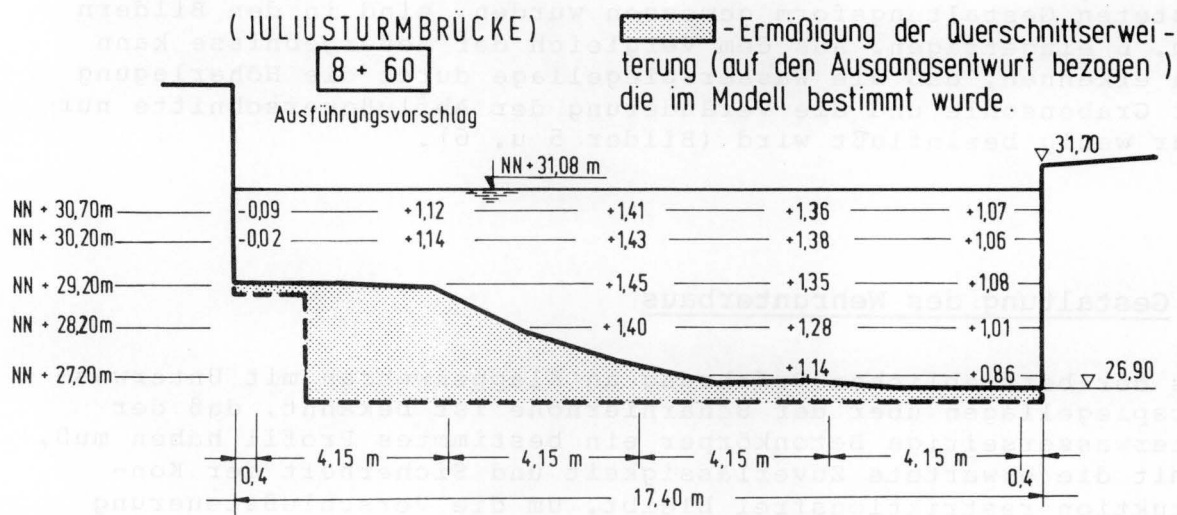
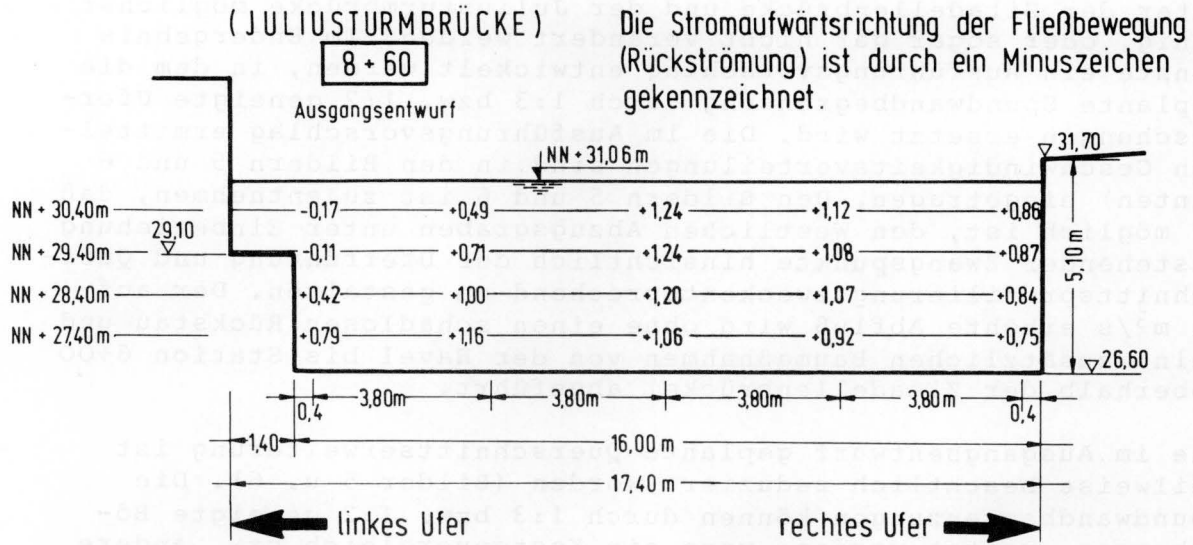


Bild 6 Strömungsgeschwindigkeiten und Wasserspiegellagen im Querschnitt der Juliussturmbrücke beim Abfluß des HHQ = 61 m³/s am Ausgangsentwurf und dem Ausführungsvorschlag gemessen

Einen hydraulisch effektiven Querschnitt zu finden, war die Aufgabe weiterer Versuche. Von allen Querschnitten mit gleicher Fläche und Rauheit ist bei konstantem Gefälle derjenige hydraulisch effektiv, durch den die größte Wassermenge je Zeiteinheit fließt. Darüberhinaus war auch die Tatsache zu berücksichtigen, daß die im Ausgangsentwurf geplante Spundwandbegrenzung des Rechteckquerschnitts wahrscheinlich wesentlich höhere

Anlagekosten als ein Trapezquerschnitt erfordert. Im Sinne des angestrebten Untersuchungsziels sollten die Abflußquerschnitte unter der Zitadellenbrücke und der Juliusturmbrücke möglichst wenig, oder sogar gar nicht verändert werden. Im Endergebnis konnte ein Ausführungsvorschlag entwickelt werden, in dem die geplante Spundwandbegrenzung durch 1:3 bzw. 1:2 geneigte Uferböschungen ersetzt wird. Die im Ausführungsvorschlag ermittelten Geschwindigkeitsverteilungen sind in den Bildern 5 und 6 (unten) eingetragen. Den Bildern 5 und 6 ist zu entnehmen, daß es möglich ist, den Westlichen Abzugsgraben unter Einbeziehung bestehender Zwangspunkte hinsichtlich der Uferführung und Querschnittsprofilierung zweckentsprechend zu gestalten. Der auf $61 \text{ m}^3/\text{s}$ erhöhte Abfluß wird ohne einen schadlosen Rückstau und keine zusätzlichen Baumaßnahmen von der Havel bis Station 6+00 (oberhalb der Zitadellenbrücke) abgeführt.

Die im Ausgangsentwurf geplante Querschnittserweiterung ist teilweise beachtlich reduziert worden (Bilder 5 u. 6). Die Spundwandbegrenzungen können durch 1:3 bzw. 1:2 geneigte Böschungen ersetzt werden, wenn ein Kostenvergleich bzw. andere Gründe hierfür sprechen sollten. Auch die Wasserspiegellagen, die im Modell beim Abfluß des HHQ = $61 \text{ m}^3/\text{s}$ bei der jeweils getesteten Gestaltungsform gemessen wurden, sind in den Bildern 5 u. 6 eingetragen. Aus dem Vergleich der Meßergebnisse kann man erkennen, daß die Wasserspiegellage durch die Höherlegung der Grabensohle und die Veränderung der Abflußquerschnitte nur sehr wenig beeinflußt wird (Bilder 5 u. 6).

4 Gestaltung des Wehrunterbaus

Aus der betrieblichen Erfahrung an Klappenwehren mit Unterwasserspiegellagen über der Scharnierhöhe ist bekannt, daß der unterwasserseitige Betonkörper ein bestimmtes Profil haben muß, damit die erwartete Zuverlässigkeit und Sicherheit der Konstruktion restriktionsfrei bleibt. Um die Verschlußsteuerung bei allen möglichen Betriebsfällen und Strömungsvorgängen unter Kontrolle zu halten ist es zwingend, daß im Raum zwischen der Klappenunterseite und dem Betonrücken ein Druckausgleich stattfindet, sowie auch zwischenzeitlich abgelagertes Geschiebe bei normalen Abflußzuständen (MQ) unter der dynamischen Wirkung des Überfallstrahls wieder hinausbefördert wird. Wenn der Raum unter der Klappe zu eng ist, so wird durch den hinwegschießenden Überfallstrahl, infolge Absaugwirkung ein Druckhöhenabfall (Bezugsdruck für alle Druckwerte ist der Atmosphärendruck) erzeugt. Der Druckhöhenabfall kann eine nahezu unvorhersehbare Mehrbelastung der dynamischen Kraftwirkung auf der Klappe hervorrufen. Durch Ablagerungen unter der Klappe wird ein völliges Umlegen der Klappe im Bedarfsfall verhindert. Auch eine Zerstörung von Huborgan oder Antriebsmechanismus ist schließlich möglich, wenn man bei unbemerkten Ablagerungen die Klappe in die geforderte Stellung bringen sollte.

Aus der Impulsbetrachtung für den Abflußvorgang nach Bild 7 erkennt man, daß eine Teilwassermenge Δq zur Speisung der Grundwalze unter dem Strahl von q abgespalten wird oder zusätzlich abfließt, wodurch ein Druckausgleich stattfindet. Mit der Grundwalze wird erreicht, daß die Ablagerungen unter der Klappe entlang einer stabil bleibenden Gleitfläche immer wieder zur Hauptströmung zurücktransportiert werden können, um dann auf der zur Schwelle hin wieder leicht ansteigenden Tosbeckensohle abzuwandern.

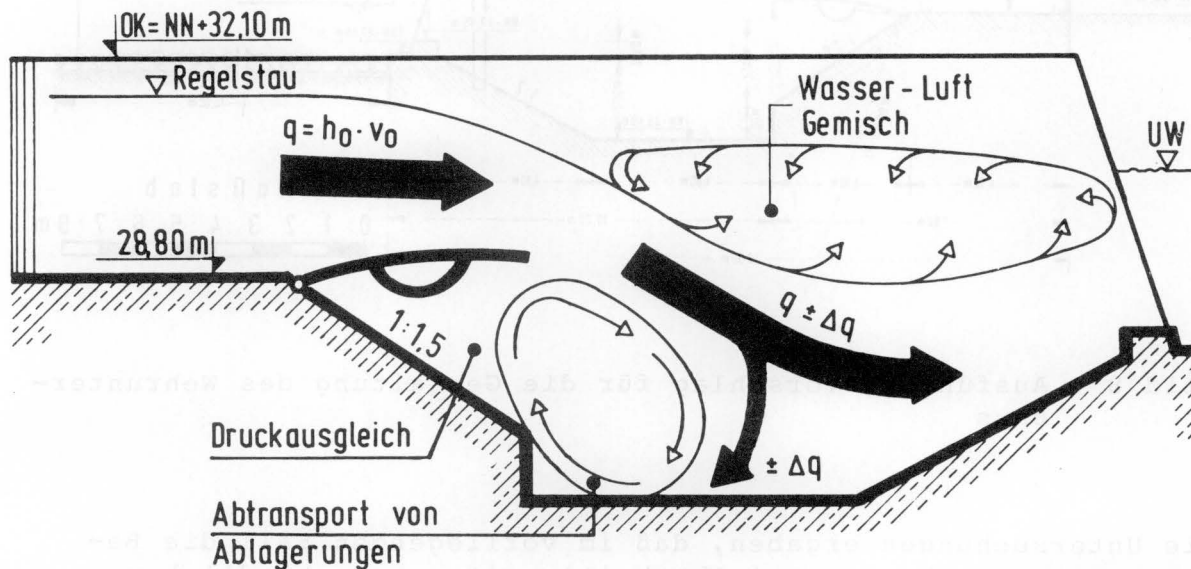


Bild 7 Impulsbetrachtung für den Druckausgleich und den Abtransport von Ablagerungen unter der Klappe bei hohen Unterwasserständen

Aus einer Vielzahl untersuchter Wehrrückenformen ist zur Ausführung die auf Bild 8 skizzierte bauliche Gestaltung vorgeschlagen. Feststoffe (Grobsand), die man im Modelltest vorsätzlich unter die Klappe deponierte, wurden bei dieser Wehrrückenform (Bild 8) während des Abflusses einer Mittelwassermenge von $10 - 25 \text{ m}^3/\text{s}$ restlos herausgespült. Somit dürften vom baulichen Standpunkt aus keine Ansatzpunkte für eine Störung des Betriebes durch Anlandungen bestehen.

Für die Beurteilung der Wirkungsgüte der untersuchten Tosbeckenformen ist die erforderliche Länge der anschließenden Sohlensicherung herangezogen worden. Als Ausführungsvorschlag ist die auf Bild 8 aufgetragene Wandkontur festgelegt.

Trotz eines gut ausgebildeten Tosbeckens entstehen unterhalb der Endschwelle periodische Wirbelablösungen, die Druckschwankungen initiieren und sich auf die unbefestigte Sohle übertragen. Diese instationären Vorgänge führen zu gefährlichen Eintiefungen (Kolken).

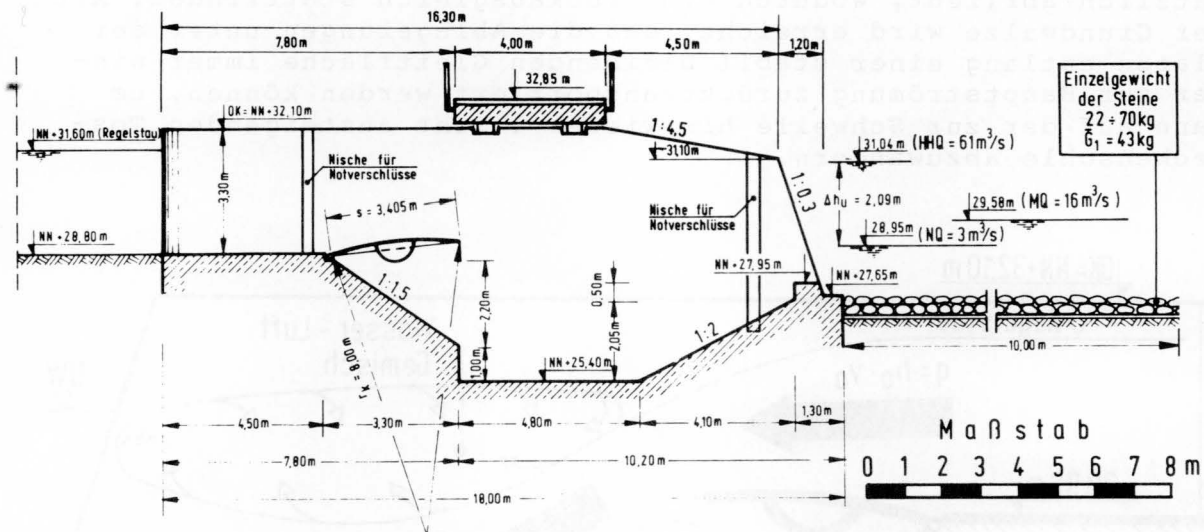


Bild 8 Ausführungsvorschlag für die Gestaltung des Wehrunterbaus

Die Untersuchungen ergaben, daß im vorliegenden Fall die Befestigungsstrecke in zwei Abschnitte mit unterschiedlichen Einzelgewichten zu unterteilen ist.

Im ersten 10 m langen Abschnitt, der an die Endschwelle anschließt, beträgt das mittlere Einzelgewicht $G_1 = 43$ kg. Im zweiten 20 m langen Abschnitt kann das mittlere Gewicht auf $G_2 = 17$ kg ermäßigt werden. Beim vertikalen Aufbau der Sicherungsstrecke ist unbedingt auf eine filterartige Ausbildung zu achten, um Aushöhlungen des erosionsanfälligen Untergrundes zu vermeiden.

5 Hydrodynamische Belastung

Die resultierenden Kräfte der Wasserauflast werden gleichzeitig durch die Überfallhöhe und die Unterwasserspiegellage stark verändert. Bei zwei Wehrfeldern muß jeder Verschußstellung eine Bandbreite von Unterwasserspiegellagen zugeordnet werden. Diese Überlegungen zeigen, daß der Bewegungsbeginn einer Klappe bei Unterwasserspiegellagen von NN + 28,95 m bis NN + 31,04 m stattfinden kann (UW-Stände s. Bild 8).

Der erstgenannte Betriebsfall ist beim Havelabfluß von $3,0 \text{ m}^3/\text{s}$, der zweitgenannte Betriebsfall beim Hochwasserabfluß von $\text{HHQ} = 61 \text{ m}^3/\text{s}$ existent. Alle anderen möglichen Betriebszustände

werden durch diese zwei Grenzlagen der Unterwasserstände eingehüllt. Diese von den Unterwasserspiegellagen herrührenden Lastbeanspruchungen können durch die jeweilige Verschlusstellung überlagert werden. Das hydrodynamische Belastungskollektiv ist danach von der Unterwasserspiegellage sowie auch der jeweiligen Klappenstellung abhängig.

Zwecks Erfassung repräsentativer Entwurfsgrundlagen sind beim Stauziel NN + 31,60 m für den auf Bild 9 dargestellten Verschluss nachstehende Größen bestimmt worden.

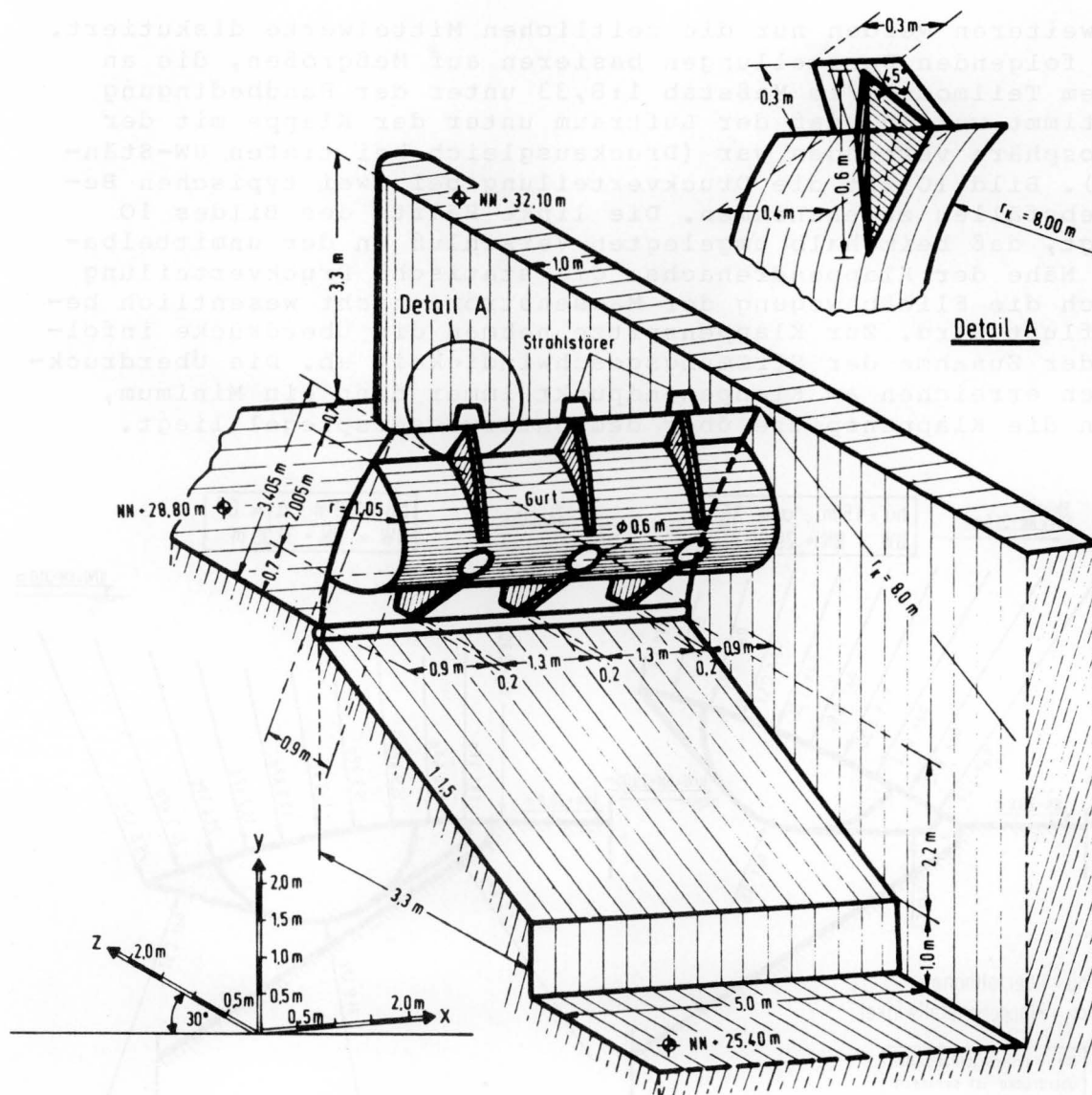


Bild 9 Wandkontur der untersuchten Klappenkonstruktion

- Die Druckverteilungen an den benetzten Verschlußflächen.
- Die Größen der resultierenden horizontalen und vertikalen Komponenten der hydrodynamischen Aktionskräfte (Auflagerkräfte für die Drehlager).
- Auf das Klappenlager bezogene Drehmomente der resultierenden Kräfte der hydrodynamischen Wasserauflast (zeitliche Mittelwerte und periodische Anteile) bei unterschiedlichen Überfallhöhen (Stellwinkel α_T) und Unterwasserständen.
- Die Druckschwankungen an Einzelstellen der Klappenunterseite.

Im weiteren werden nur die zeitlichen Mittelwerte diskutiert. Die folgenden Darstellungen basieren auf Meßgrößen, die an einem Teilmodell im Maßstab 1:8,33 unter der Randbedingung bestimmt wurden, daß der Luftraum unter der Klappe mit der Atmosphäre verbunden war (Druckausgleich bei tiefen UW-Ständen). Bild 10 ist die Druckverteilung bei zwei typischen Betriebsfällen zu entnehmen. Die linke Hälfte des Bildes 10 zeigt, daß beim halb umgelegten Verschluß in der unmittelbaren Nähe der Klappendrehachse die statische Druckverteilung durch die Fließbewegung der Massenströme nicht wesentlich beeinflußt wird. Zur Klappenspitze nehmen die Überdrücke infolge der Zunahme der Strömungsgeschwindigkeit ab. Die Überdrückhöhen erreichen am Klappenendpunkt immer dann ein Minimum, wenn die Klappenspitze über dem Unterwasserspiegel liegt.

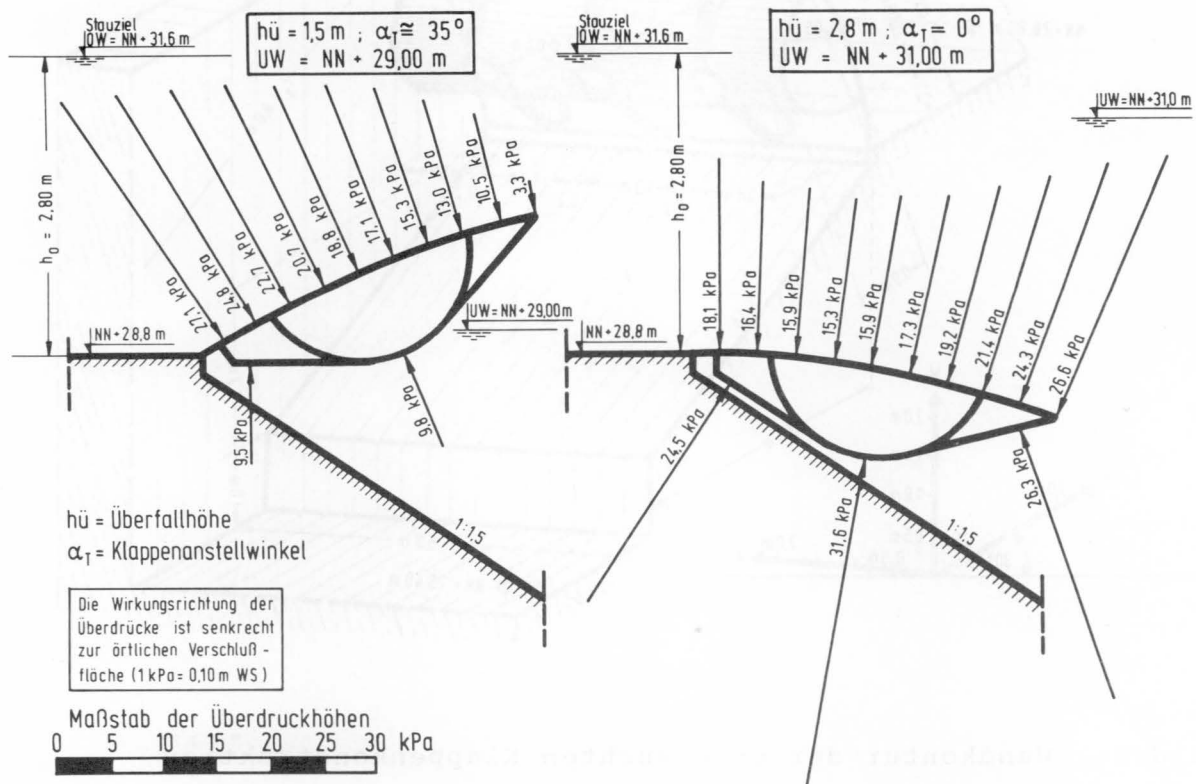


Bild 10 Überdruckverteilung am Klappenumriß (Beispiele nach Modellmessungen)

Im Bereich hoher UW-Stände wird am Klappenende eine Überdruckzunahme im Einklang mit dem Anstieg des Unterwasserspiegels erzeugt. Jedes tiefere Umlegen der Klappe hat bei den hier existenten Unterwasserständen eine Zunahme der Überdruckhöhen in den an der Klappenspitze angrenzenden Verschlußflächen zur Folge (vgl. die links und rechts dargestellten Betriebsfälle des Bildes 10 miteinander). Die auf die Unterwasserseite der Klappe wirkenden Überdruckhöhen werden ebenfalls durch den Anstieg der Unterwasserspiegellage und jedes tiefere Umlegen der Klappe vergrößert.

Für die Dimensionierung der Achsen und Lager wurden die Komponenten der Aktionskräfte, die auf den Verschuß einwirken, aus den örtlich gemessenen hydrodynamischen Überdruckhöhen bestimmt (Bild 11). Dem Bild 11 sind folgende Merkmale zu entnehmen:

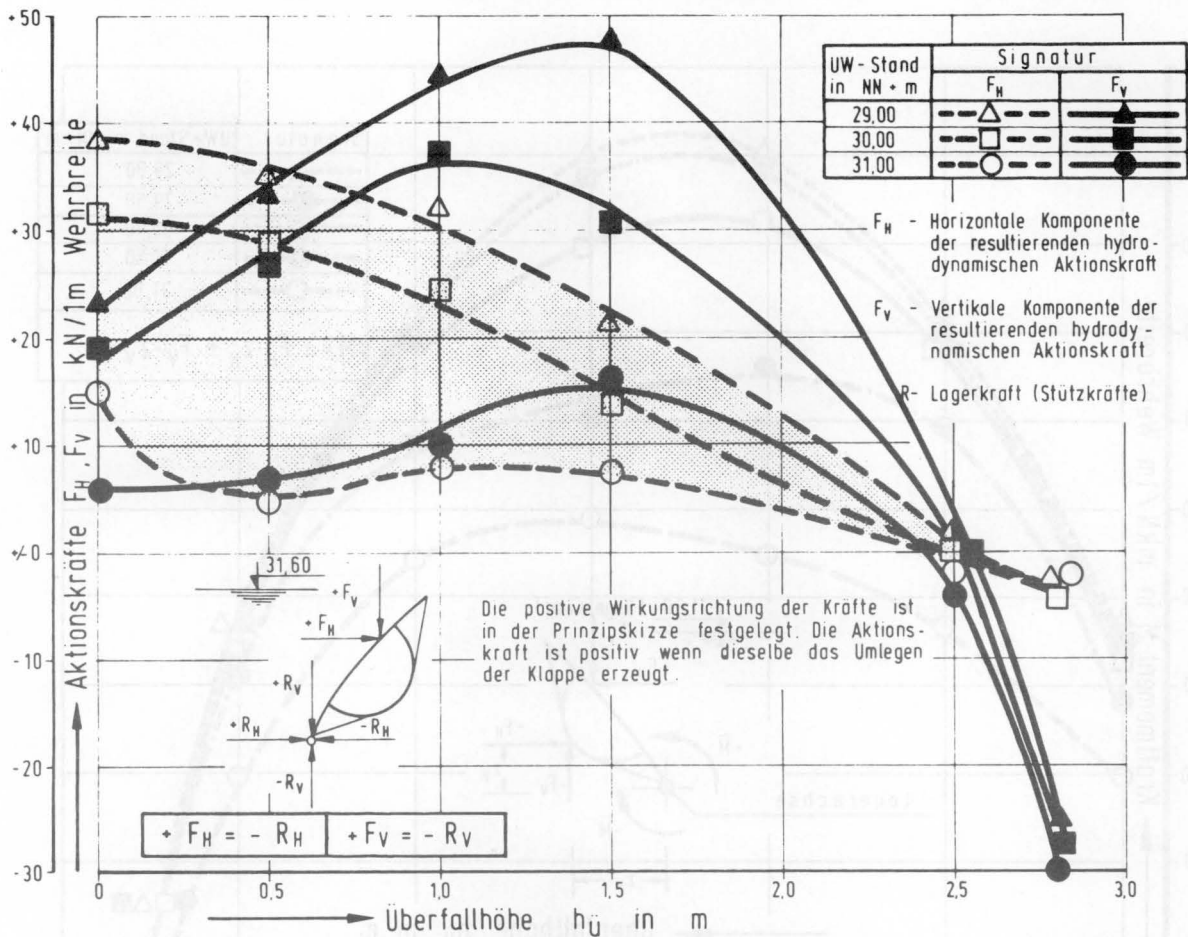


Bild 11 Horizontale und vertikale Komponenten der resultierenden hydrodynamischen Aktionskräfte in Abhängigkeit von den Überfallhöhen unter Berücksichtigung des Einflusses der Unterwasserspiegellagen

- Die horizontalen und vertikalen Aktionskräfte sind vom UW-Stand und der Überfallhöhe $h_{\bar{u}}$ (Anstellwinkel α_T) abhängig.
- Die maßgebenden negativ definierten Kräfte sind dem höchsten UW-Stand (hier NN + 31,00 m) und der völlig umgelegten Klappe zuzuordnen.
- Die horizontalen positiven Komponenten werden mit abnehmendem Anstellwinkel (größere Überfallhöhe) kleiner. Die Größen der positiven vertikalen Komponenten werden durch die Klappenstellung dahingehend beeinflusst, daß das Maximum der halb umgelegten Klappe ($\alpha_T = 35^\circ - 45^\circ$, d.h. $1,0 < h_{\bar{u}} < 1,5$ m) zuzuordnen ist.

Die resultierenden Kräfte für die Bemessung der Antriebe sind durch die Dimension der Drehmomente definiert. Die auf dem Bild 12 dargestellten Drehmomente wurden als Produkt aus der

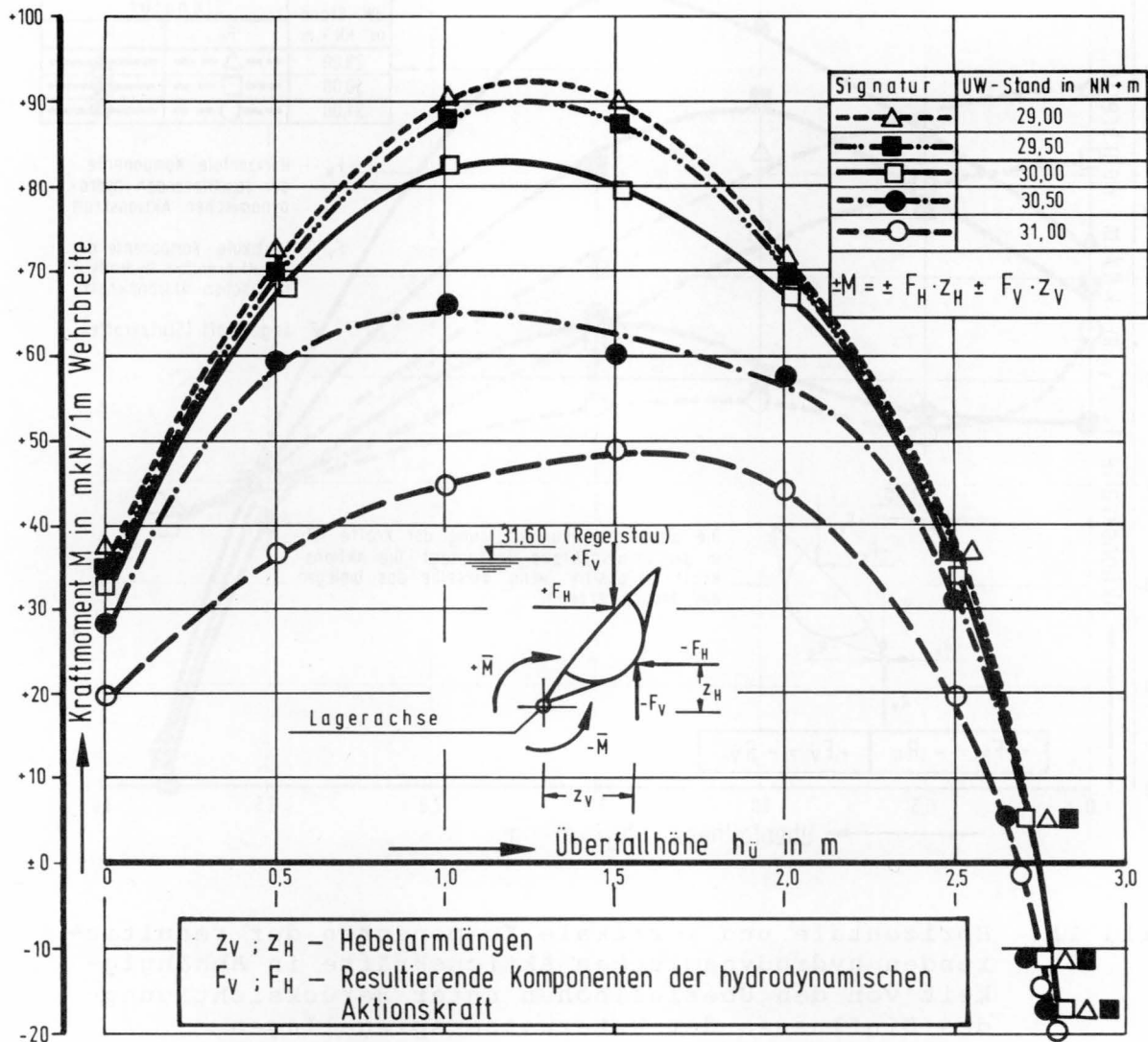


Bild 12 Zeitliche Mittelwerte der hydrodynamischen Kraftmomente in Abhängigkeit von der Überfallhöhe $h_{\bar{u}}$ für verschiedene Unterwasserspiegellagen

gemessenen Kraft und der Hebelarmlänge zum Drehlager berechnet. Die hydrodynamischen Kraftmomente (Vektorprodukte) sind mit den Unterwasserspiegellagen und den Verschußstellungen wie folgt verknüpft:

- Die Maxima der positiv definierten Kraftmomente sind bei halb umgelegter Klappe ($h_{\ddot{u}} = 1,0 - 1,5 \text{ m}$, d.h. $35 < \alpha_T < 45^\circ$) und tief liegenden Unterwasserständen (NN + 29,00 m bis NN + 29,50 m) aufgetreten.
- Die Maxima der negativ definierten Kraftmomente sind der völlig umgelegten Klappe zuzuordnen.
- Bei extrem tiefen Klappenlagen $\alpha_T = 0^\circ - 10^\circ$ ist die Existenz der negativ definierten Kraftmomente (die resultierende hydrodynamische Kraft hat eine aufrichtende Wirkungsrichtung) unumgänglich.
Die Zahlenwerte der Kraftmomente werden bei den extrem tiefen Klappenlagen in der in Frage kommenden Bandbreite der Unterwasserstände (hier NN + 29,00 m - NN + 31,00 m) nur geringfügig verändert.

Das maximale negative Klappendrehmoment ist für die Festlegung des erforderlichen Konstruktionsgewichtes der Klappe maßgebend, wenn ein Lastwechsel, d.h. die Verwendung eines Druck-Zug-Antriebes unerwünscht ist.

6 Schlußbemerkung

Bei verhältnismäßig geringen Stauhöhen ($h_{\ddot{u}} \leq 4 \text{ m}$) werden als Verschußtyp Fischbauchklappen verwendet. Diese Entwicklung ist auf die bereits genannten Vorzüge des Klappenwehres (niedriger Pfeileraufbau, sichere Treibzeugabfuhr, einfache Feinregulierung der Abflüsse) zurückzuführen. Bei Unterwasserständen, die über die Klappenachse reichen, sollten jedoch die hydrodynamischen Kräfte für das gesamte Spektrum möglicher Betriebsfälle bestimmt werden, um das Risiko der realitätsfremden Beanspruchungsannahmen schon im Entwurfsstadium auszuschließen. Die Anwendung eines physikalischen Modells für das Herausfinden einer zweckmäßigen Ausführungsplanung soll darüberhinaus der vorstehende praxisbezogene Zusammenhang der Aufgabenstellung zeigen. Insbesondere bei Ersatzinvestitionen, wo die Freizügigkeit der planerischen Optimalvorstellung durch bestehende Zwangspunkte eingeschränkt wird, ist es anstrebenswert, einzelne Alternativlösungen im hydraulischen Modell vergleichend zu beurteilen. Der Kostenaufwand einer Untersuchung ist im Verhältnis zu den ausgeführten Maßnahmen, die sich später überflüssig bzw. sogar hinderlich erweisen können, sehr gering.

Dipl.-Ing. Hans-Gerhard K n i e ß

UNTERSUCHUNGEN ZUM NACHWEIS DER WIRTSCHAFTLICHKEIT
VON UFERDECKWERKEN AN WASSERSTRASSEN

Studies in the proof of the profitability of
waterway revetments

Inhaltsangabe

An Uferdeckwerken aus losen Steinschüttungen wurde der übliche Unterhaltungsaufwand ermittelt. Die Ergebnisse bilden die Grundlage für Richtwerte und Strategiemodelle zur Berechnung des zu erwartenden Unterhaltungsaufwandes und der technischen Nutzungsdauer, mit denen bei Anwendung des Diskontierungsverfahrens die Wirtschaftlichkeit unterschiedlich aufgebauter Deckwerke untersucht werden kann.

Summary

The usual maintenance costs of riprap revetments have been ascertained. The results are the basis for standard values and strategy models for the calculation of the future maintenance costs and the technical service life. With that and with the discounting method the profitability of different constructed revetments can be investigated.

I N H A L T

	Seite
1 Vorbemerkungen	21
1.1 Belastungen	22
1.2 Bemessung	23
1.3 Wirtschaftlichkeit	23
2 Unterhaltungsaufwand	23
2.1 Umrechnung von Kosten	24
2.2 Frühere Planungsansätze	25
2.3 Untersuchungsberichte	25
2.4 BAW-Umfrage 1980/81	26
2.5 Folgerungen	29
3 Unterhaltungsverfahren	29
3.1 Begriffe	29
3.2 Gebrauchswert	30
3.3 Strategiemodelle	31
3.4 Instandsetzungsintervall	34
3.5 Nutzungsdauer TN	35
4 Wirtschaftlichkeitsrechnung	37
4.1 Berechnungsansätze	38
4.2 Untersuchungszeitraum n	39
4.3 Restwert R	39
4.4 Rechenprogramm	41
4.5 Ausgewählte Bauweisen	43
4.6 Vergleiche	43
4.7 Sensitivitätsanalyse	44
4.7.1 Mehrfachvariation	45
4.7.2 Nutzungsdauer TN	46
4.7.3 Untersuchungszeitraum n	47
4.7.4 Unterhaltungsaufwand U	48
4.7.5 Restwert R	49
4.7.6 Zusammenfassung	50
5 Schlußfolgerung	51
6 Schrifttum	52
7 Begriffe/Definitionen	55

1 Vorbemerkungen

Die für dichte und durchlässige Auskleidungen von Binnenschiff- fahrtsstraßen maßgebenden Einflußgrößen stehen in einem engen Zusammenhang mit den Wechselwirkungen zwischen Schiff und Was- serstraße. Solange die Schifffahrt auf den Binnenwasserstraßen maßgeblich durch Schleppschiffe bestimmt wurde, war die Bean- spruchung der Auskleidung an Ufer und Sohle gering. Erst mit Aufkommen der Motorgüterschifffahrt ab Mitte der 50er Jahre entstanden Belastungen, die in kurzer Zeit alle bis dahin scheinbar stabilen Bauweisen in Frage stellten.

Als Gegenmaßnahme wurden lose Steinschüttungen zunächst nur in der Uferzone, dann aber auch unter Wasser mit einem Teil- verguß gebunden. Daraus entwickelte sich bis in die Gegenwart eine Reihe von Bauweisen, die zwar technisch brauchbare, aber auch zunehmend teure Auskleidungen ergaben. Die in den letz- ten 10 Jahren eingetretene Verknappung und Verteuerung von Rohstoffen wie Steine, Bitumen und Zement zwingen dazu, die zweckmäßigen Bauweisen nicht nur nach technischen, sondern auch nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten unter Verwendung probabilistischer Belastungsansätze zu bemessen. Hierbei sind die Kosten für Investition und Unterhaltung zu optimieren.

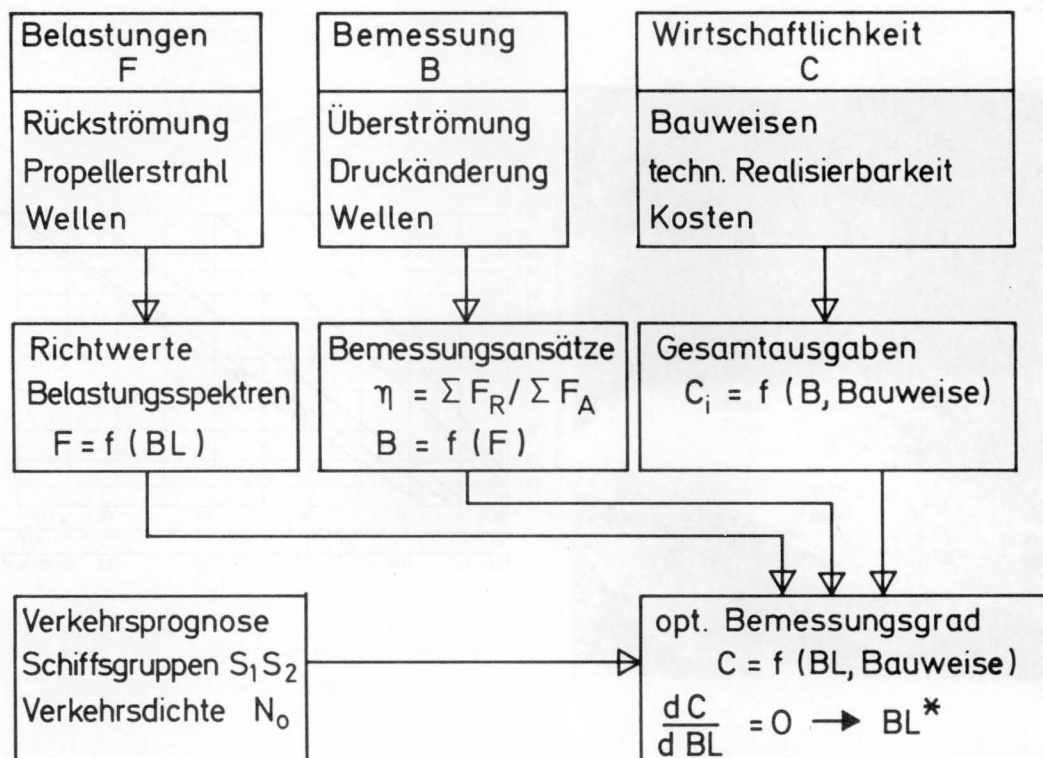


Bild 1 Probabilistische Bemessung von Uferdeckwerken

Außer der technischen Bemessung, auf die hier nicht eingegangen wird, ist für den Nachweis der Wirtschaftlichkeit unterschiedlicher Bauweisen eine Reihe von Basisdaten über Unterhaltungsaufwand und Nutzungsdauer erforderlich, die im vorliegenden Bericht auf der Grundlage von Erhebungen angegeben und diskutiert werden.

1.1 Belastungen

Die für Böschungs- und Sohlenauskleidungen von Wasserstraßen maßgebenden Belastungen gehen vom Schiffsverkehr aus. Sie können in Größe, Verteilung und Ereignishäufigkeit auf der Grundlage zahlreicher Naturmessungen in Form von Belastungsspektren als Funktion des Belastungsgrades BL ermittelt werden. Derartige für die Auskleidungen maßgebende Belastungsspektren sind für die Teil-Belastungen

- Rückströmung $(V_x, V_y, dV/dt, z_A)$
- Propellerstrahl $(V_x, dV/dt)$
- Wellen (z_H, z_A, H)

bekannt.

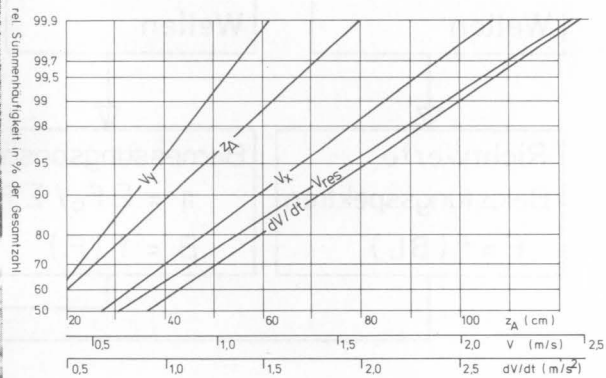
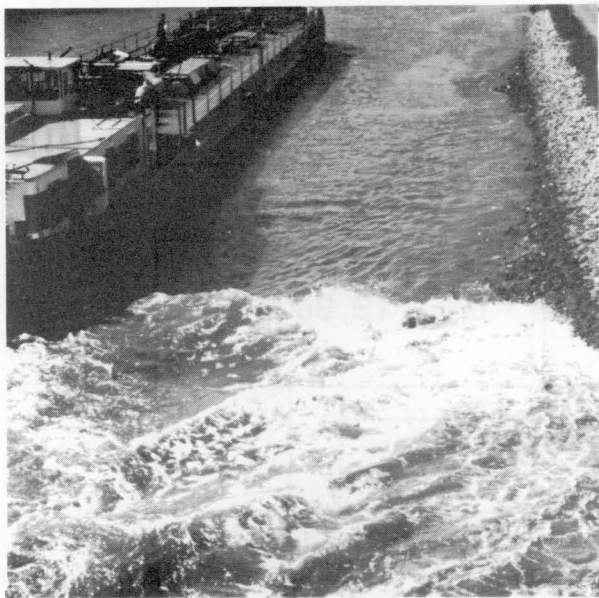


Bild 2 Belastung eines Uferdeckwerks im Mittellandkanal

1.2 Bemessung

Für lose und gebundene Bauweisen von Auskleidungen sind die repräsentativen Steingröße D_r von losen Deckschichten und das Flächengewicht g von gebundenen Deckschichten zu bemessen. Bei Berücksichtigung der maßgebenden Belastungen und der daraus resultierenden Versagensmöglichkeit wird bei allen nachstehenden Überlegungen grundsätzlich eine in sich standsichere Uferböschung, eine auf den Boden und auf die Deckschicht abgestimmte Filterschicht und eine hinreichend stabile Ausbildung der Deckschicht vorausgesetzt. Daraus folgt, daß der mögliche Verschleiß des Deckwerks primär die Deckschicht betrifft.

1.3 Wirtschaftlichkeit

Das Kriterium der Beurteilung der Wirtschaftlichkeit unterschiedlicher Bauweisen wird durch die Minimierung der Investitions- und Unterhaltungskosten innerhalb bestimmter Prognosezeiträume unter Beibehaltung der bautechnischen Belastbarkeit bzw. der Versagenswahrscheinlichkeit gebildet.

Zur exemplarischen Darstellung der Wirtschaftlichkeit unterschiedlicher für Auskleidungen in Betracht kommender Bauweisen werden aus der Palette möglicher, aktueller Bauweisen repräsentative Bauweisen mit ihren kennzeichnenden Abmessungen und Investitions- und Unterhaltungskosten so zusammengestellt, daß die zu erwartenden, auf die Gegenwart diskontierten gesamten Kostenaufwendungen C_i einen Vergleich ermöglichen.

2 Unterhaltungsaufwand

Die Unterhaltung von Uferdeckwerken aus losen Steinschüttungen gehört zu den traditionellen Unterhaltungsmaßnahmen einer Wasserstraße, so daß es über diesen Komplex eine Reihe früherer Untersuchungen gibt. Von diesen wurden die wichtigsten mit den hier verwertbaren Ergebnissen wie Unterhaltungsaufwand, Nutzungsdauer und Unterhaltungsverfahren verwendet. Zu unterscheiden sind hierbei Untersuchungen in Form von Planungsansätzen und in Form von konkreten Fallstudien.

Von besonderem Gewicht ist die 1980/81 von der BAW durchgeführte Erhebung des im Bereich von Binnenwasserstraßen anfallenden Aufwandes zur Unterhaltung loser Steinschüttungen /6/.

2.1 Umrechnung von Kosten

Da der finanzielle Aufwand erheblich von den örtlichen Verhältnissen wie Unterhaltungsverfahren, Materialbeschaffung und Art der Ausführung abhängig ist, wurden die Unterhaltungsaufwendungen zunächst grundsätzlich nur in Materialmengen - Tonnen pro m Ufer und pro Jahr (t/m.a) - ermittelt.

Bei Kostenangaben wurden die Kosten mit Hilfe der Preisindizes für den Straßenbau nach den Angaben des Statistischen Bundesamtes auf die Preisbasis von 1981 umgerechnet. Hierbei erwies es sich als zweckmäßig, drei Bereiche der Wasserstraßen mit unterschiedlichen Materialkosten frei Lager bzw. frei Baustelle zu wählen:

Bereich 1 : Bereich der nord- und nordwestdeutschen Wasserstraßen, in dem die Lieferung von Steinen in jedem Fall mit einem langen Transport und ggf. auch mit mehrmaligem Umschlag verbunden ist.

Bereich 2 : Bereich der west- und nordwestdeutschen Wasserstraßen, in dem die Lieferung mit mäßigen Transportwegen und nur in Ausnahmefällen mit mehrmaligem Umschlag verbunden ist.

Bereich 3 : Bereich der süd- und südwestdeutschen Wasserstraßen, in dem die Lieferung wegen der direkten Nähe von Steinbrüchen auf kurzem Weg mit geringem Umschlag möglich ist.

Bei einem durchschnittlichen Aufwand für den Umschlag der Steine auf das Schüttgerüst, für das Vorhalten und für das Betreiben des Schüttgerüsts sowie für Nebenarbeiten wie Peilen und Nacharbeiten der Schüttung wurde weitgehend unabhängig von der Dicke der Steinschüttung ein Preis von DM 20,--/m³ ermittelt.

Für die drei gewählten Bereiche ergaben sich damit die in der Tabelle 1 angegebenen Preise:

Tabelle 1 Preise für lose Steinschüttungen (DM/m³)

Rohdichte (t/m ³)	Bereich					
	1		2		3	
	Mat.	Bau	Mat.	Bau	Mat.	Bau
2,65	70	20	40	20	20	20
3,00	80	20	55	20	35	20
3,60	90	20	110	20	-	-

2.2 Frühere Planungsansätze

Aus einer Reihe von Studien über Neubau und Ausbau von Wasserstraßen liegen Richtwerte über den zu erwartenden Unterhaltungsaufwand an Uferdeckwerken aus losen Steinschüttungen in Form von Kostenschätzungen vor. Die darin enthaltenen Richtwerte werden mit dort jeweils angenommenen Randbedingungen auf Materialaufwendungen umgerechnet und in der Tabelle 2 angegeben.

Tabelle 2 Unterhaltungsaufwendungen q in früheren Planungsstudien

Verfasser	Schrifttum	Jahr	Unterhaltungsaufwand q (t/m.a)
Helm-Wöltinger	/3/	1953	$q_1 = 0,051$
Steinmatz	/13/	1960	$q_2 = 0,116$
Graewe	/3/	1967	$q_3 = 0,0625 \cdot N \cdot 10^{-4}$
Seiler	/9/	1967	-
Westhaus	/14/	1969	$q_5 = 0,267$
N = Anzahl der Schiffe pro Jahr			

In einer Studie /9/ ermittelte Seiler 1967 den Anlagenwert der bundeseigenen Binnenschiffahrtsstraßen. In der dortigen Anlage 3 werden durchschnittliche Nutzungszeiten der Bauwerke angegeben, die die Grundlage für die Wertberechnung bilden. Dazu gehören auch Uferdeckwerke in der damaligen Regel-Bauweise aus losen Steinschüttungen.

2.3 Untersuchungsberichte

Zur Unterhaltung einzelner Wasserstraßen bzw. Streckenabschnitte liegen einige Untersuchungsberichte vor, in denen z.T. auf umfangreiches Datenmaterial Bezug genommen wird. Sie ergeben im Gegensatz zu den Planungsansätzen konkrete Richtwerte, die jedoch mit den jeweiligen Ausgangsbedingungen wie Aufbau und Lage der Deckwerke, Belastungen und Unterhaltungsverfahren zu werten sind und nur mit Einschränkungen eine Verallgemeinerung gestatten. Insbesondere sind die Ausgangsbedingungen des üblichen Aufbaues der früheren "Regel"-Bauweisen von Uferbefestigungen zu beachten. Diese bestanden fast ausnahmslos aus losen Steinschüttungen und Pflasterungen auf einer Bettungsschicht aus Kies, Schotter oder Splitt. Kornverteilung und Dicke dieser Bettungsschicht dürften dabei nach den heutigen Kenntnissen nur sehr bedingt filterstabil gegenüber Boden und Deck-

schicht gewesen sein. Es ist daher nicht verwunderlich, wenn die bei zunehmendem Schiffsverkehr einwirkenden Belastungen je nach Intensität und Ereignishäufigkeit zu ausgedehnten und nicht mehr ausgleichenden Schäden führten und damit früher bewährte Bauweisen in kurzer Zeit völlig unwirksam machten.

Die in den Untersuchungsberichten enthaltenen Richtwerte sind - umgerechnet auf Materialaufwendungen - in der Tabelle 3 angegeben.

Tabelle 3 Unterhaltungsaufwendungen in Untersuchungsberichten

Verfasser	Schrifttum	Jahr	Unterhaltungsaufwand q (t/m·a)
WSD Würzburg (Main)	/15/	1968	q ₇ = 0,140 q ₈ = 0,037 q ₉ = 0,045
Kienbaum(DEK)	/4/	1968	q ₁₀ = 0,137
WSD Nord (NOK)	/16/	1979	q ₁₁ = 0,242
WSD West (WDK)	/17/	1980	q ₁₂ = 0,137 q ₁₃ = 0,213

2.4 BAW-Umfrage 1980/81

In die im Herbst 1980 vom BMV in Auftrag gegebene Umfrage wurden 16 Strecken der Binnenwasserstraßen einbezogen. Die Auswahl richtete sich einmal nach den zur Verfügung stehenden Daten des in den vergangenen 10 Jahren angefallenen Unterhaltungsaufwandes und zum anderen nach dem Verkehrsaufkommen in den betreffenden Strecken, das nach Möglichkeit verschieden sein sollte, um evtl. Abhängigkeiten zwischen dem Unterhaltungsaufwand und dem Verkehrsaufkommen feststellen zu können. Die meisten ausgewählten Strecken liegen daher im Bereich der west- und nordwestdeutschen Kanäle.

Bei der Bearbeitung der mit Fragebögen durchgeführten Umfrage ergaben insbesondere die über den Einsatz des freifahrenden Schwimmgreifens "Krabbe" der WSD West geführten Tagesberichte detaillierte Informationen über die Unterhaltungsaufwendungen. Dadurch standen für die im Bereich der WSD West liegenden Kanäle besonders umfangreiche Daten zur Verfügung, die in Anbetracht der dort typischen Art und Häufigkeit der Belastungen auch weitgehend repräsentativ für stark belastete Binnenschiffahrtskanäle sind.

In Bild 3 sind die aus der Umfrage und aus den im Bereich der WSD West gesondert vorgenommenen Erhebungen ermittelten Unterhaltungsaufwendungen einschließlich der zuvor angegebenen früheren Ansätze mit dem jeweils zugehörigen Verkehrsaufkommen N angegeben.

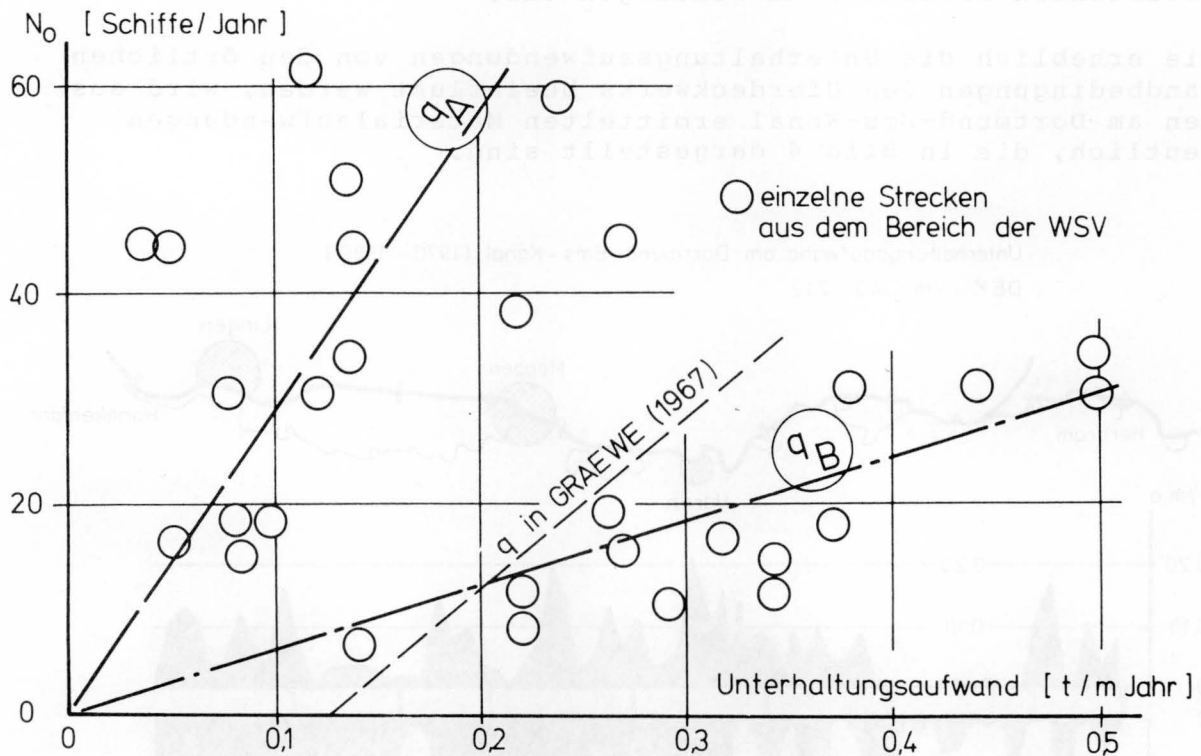


Bild 3 Unterhaltungsaufwendungen in Abhängigkeit vom Verkehrsaufkommen

Es fallen zwei voneinander getrennte Punktescharen A und B auf. Die Punkteschar A umfaßt im wesentlichen die geringeren Aufwendungen q und die Punkteschar B die größeren Aufwendungen, zu denen außer Durchschnittswerten alle ermittelten Maximalwerte gehören. Bei weiterer Betrachtung fällt dann auf, daß zur Punkteschar B offensichtlich die durchschnittlichen Aufwendungen an solchen Uferbefestigungen gehören, die aufgrund ihrer Bauweise, Böschungsneigung und Lage von vornherein gefährdeter als die der Punkteschar A sind und damit auch folgerichtig einen größeren Unterhaltungsaufwand erfordern.

Es ist daher zweckmäßig, die beiden Punktescharen A und B voneinander zu trennen und durch Regressionsgeraden zu ersetzen:

$$q_A = 3,3 \cdot 10^{-6} \cdot N \text{ (t/m}\cdot\text{a)} \quad (1)$$

$$q_B = 16,7 \cdot 10^{-6} \cdot N \text{ (t/m}\cdot\text{a)} \quad (2)$$

N = Schiffsdurchgänge pro Jahr

Da die Maximalwerte in die Punkteschar B fallen, stellt q_B zugleich die Beziehung für die bei technisch guter Ausbildung zu erwartenden maximalen Aufwendungen dar.

Wie erheblich die Unterhaltungsaufwendungen von den örtlichen Randbedingungen des Uferdeckwerks beeinflusst werden, wird aus den am Dortmund-Ems-Kanal ermittelten Materialaufwendungen deutlich, die in Bild 4 dargestellt sind.

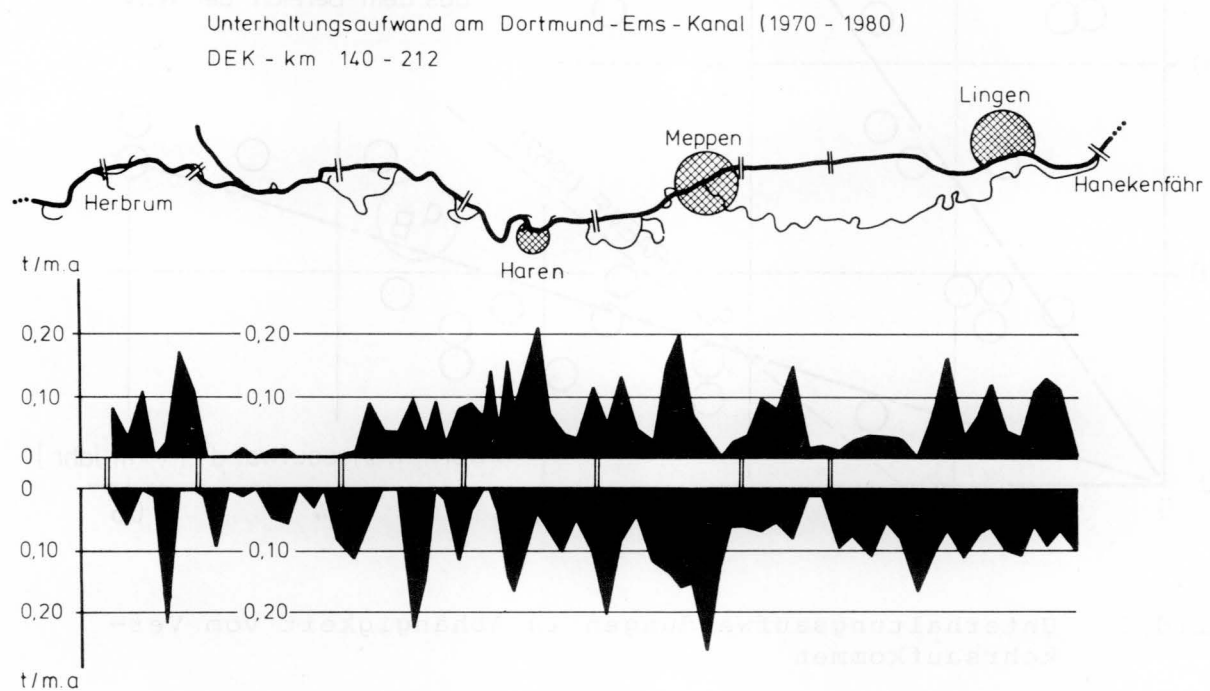


Bild 4 Unterhaltungsaufwendungen am Dortmund-Ems-Kanal

Ausgeprägte Spitzen des Unterhaltungsaufwandes werden offensichtlich von mehreren unterschiedlichen Randbedingungen beeinflusst. Dazu gehören Stadtbereiche, Schleusenvorhöfen, Strecken mit engen Krümmungen und - das wird hier erstmals deutlich! - gerade, übersichtliche Strecken, die Begegnungen und Überholungen mit großer Geschwindigkeit begünstigen. Deutliche Unterschiede zwischen den Aufwendungen an Innen- und Außenkurven sind dagegen nicht zu erkennen.

2.5 Folgerungen

Aus den angegebenen Ergebnissen der Umfrage und den ausführlichen Datenangaben des DEK lassen sich mehrere, für die weitere Untersuchung wichtige Folgerungen ziehen:

1. Der Begriff des durchschnittlichen Unterhaltungsaufwandes q (t/m·a) stellt als Mittelwert eine grobe, aber unumgängliche Vereinfachung dar. Die entsprechende Bezugsstrecke sollte möglichst einheitlich ausgebildet und beansprucht werden.
2. Der Durchschnittswert q kann je nach Strecken- und Verkehrsablauf in Maximalwerten bis zu 500 % überschritten werden.
3. Bei weitgehend gleichen Uferausbildungen werden die Maximalwerte im wesentlichen von vier Randbedingungen beeinflusst:
 - Besiedlungsdichte, Häfen und Liegestellen
 - Schleusenvorhöfen
 - gerade, übersichtliche Strecken ("Rennstrecken")
 - Strecken mit engen Krümmungen.

Insgesamt ergibt sich daraus, daß überall dort überdurchschnittliche Aufwendungen anfallen, wo der Verkehrsablauf eine Vielzahl von häufigen Besonderheiten wie Anfahren, Wenden, Überholen und kurzzeitiges Beschleunigen aufweist. Da diese Besonderheiten innerhalb jeder längeren Strecke vorkommen können und sich somit eine Summe vieler einzelner, jeweils besonders beanspruchter Strecken ergibt, sollte außer dem durchschnittlichen Unterhaltungsaufwand q_A auch der maximale Aufwand q_B berücksichtigt werden.

3 Unterhaltungsverfahren

Aus den zuvor angegebenen Ergebnissen der bei Uferdeckwerken auslösen Steinschüttungen zu erwartenden Unterhaltungsaufwendungen ergeben sich grundsätzliche Folgerungen hinsichtlich der bei Uferdeckwerken zweckmäßigen Unterhaltungsverfahren und hinsichtlich der für lose und gebundene Deckschichten anzusetzenden Richtwerte /7/.

3.1 Begriffe

Die verwendeten Begriffe bedürfen zunächst einer schärferen Definition, um Mißverständnisse zu vermeiden. Die Begriffe "Unterhaltung" und "Unterhaltungsaufwand" lassen eine ständige, lücken-

lose Ausbesserung der Uferdeckwerke in Form einer auf Erfahrungswerten basierenden Vorsorge erwarten, durch die der Gebrauchswert der Deckwerke ständig erhalten wird. Die Praxis zeigt aber, daß eine derartige ständige und lückenlose Unterhaltung technisch und wirtschaftlich nicht möglich ist. Praktisch werden Unterhaltungsmaßnahmen erst bei Erkennen von bestimmten Merkmalen in Form von Schadstellen in der Deckschicht ausgeführt. Da diese Schadstellen in aller Regel erst in Höhe oder oberhalb des Wasserspiegels erkannt werden können, vergeht zwischen Entstehen einer Schadstelle und ihrer Ausbesserung zwangsläufig eine gewisse Zeit, in der der Gebrauchswert des Deckwerkes zumindest lokal erheblich gemindert wird. Die nach Erkennen der Schadstelle ausgeführte Baumaßnahme stellt dann keine Unterhaltung, sondern eine Instandsetzung dar, da ja ein akuter Schaden behoben wird. Die zuvor ermittelten Unterhaltungsaufwendungen q stellen damit Verschleißwerte dar. Für die weitere Untersuchung werden nach /10/, /12/ die Begriffe für Baumaßnahmen verwendet:

Unterhaltungsmaßnahmen (U):

Laufende oder einzelne Sofortmaßnahmen und Maßnahmen kleinen Umfangs, die im Detail meist nicht erfaßt werden können. Sie umfassen im wesentlichen die Ausbesserung lokal eng begrenzter Flächen der Deckschicht.

Instandsetzungsmaßnahmen (I):

Einzelne oder periodisch wiederkehrende Maßnahmen in größeren zusammenhängenden Flächen (mindestens $6\text{m}^2/\text{m}$ Ufer), sofern nur die Deckschicht betroffen ist.

Erneuerungsmaßnahmen (E):

Einzelne oder periodisch wiederkehrende Maßnahmen in größeren zusammenhängenden Flächen, sofern mehr als nur die Deckschicht betroffen ist.

3.2 Gebrauchswert W

Als weiterer wichtiger Begriff ist der Gebrauchswert W eines Uferdeckwerks zu definieren.

Bei allen Überlegungen hinsichtlich planmäßig unterhaltungsbedürftiger Uferdeckwerke, d.h. Deckwerke mit einkalkulierbarem Verschleiß, wird grundsätzlich vorausgesetzt, daß nur die den direkten äußeren Belastungen ausgesetzte Deckschicht einem Verschleiß unterliegt. Die unter der Deckschicht liegende Filterschicht ist dabei so zu bemessen und zu bauen, daß sie sowohl gegenüber dem Boden als auch gegenüber der Deckschicht eine ausreichende hydraulische und mechanische Filterstabilität besitzt.

Der Gebrauchswert eines Deckwerks wird dann vom Zustand der Deckschicht bestimmt, die aus technischer Sicht zwei Funktionen zu erfüllen hat:

1. Schutz der Filterschicht vor äußeren Belastungen wie Strömung, Schiffsstoß, Ankerwurf und menschliche Einwirkungen (z.B. durch Badende, Angler).
2. Beschwerung der Böschung zur Vermeidung hydraulischer Aufbrüche und Rutschungen bei schnellen Druckänderungen (Absenk bei Schiffsvorbeifahrt).

Beide Funktionen werden maßgeblich durch die Dicke d der losen Steinschüttung bestimmt, so daß der Gebrauchswert eines derartigen Deckwerks allein mit der Dicke bzw. mit dem Verhältnis von Soll- und Ist-Dicke der Deckschicht definiert werden kann.

Ist d_0 die aus der Bemessung resultierende Soll-Dicke der Deckschicht, die sich wiederum nach der Größe der verwendeten Steine und nach der aus statischen Gründen erforderlichen Auflast richtet, dann wird der Gebrauchswert mit abnehmender Dicke d verringert. Der Gebrauchswert erreicht die untere noch zulässige Grenze, wenn d ein bestimmtes Maß von d_0 erreicht. Unter Berücksichtigung der üblichen Bemessungsformeln für die Schütthöhe d_0 und unter Berücksichtigung der Forderung, daß bei lokalen Schadstellen die Filterschicht nicht freifallen darf und somit mindestens noch eine Steinschicht der Dicke eines Steines D_r vorhanden sein muß, wird die geringste noch hinnehmbare Dicke d_1 angesetzt:

$$d_1 = 0,50 \cdot d_0 \quad (3)$$

$$1,5 \cdot D_{100} < d_0 < 2,0 \cdot D_{100} \quad (4)$$

Wird d_1 großflächig erreicht oder gar unterschritten, ist der technische Gebrauchswert W des Deckwerks kritisch.

3.3 Strategiemodelle

Für die Planung, d.h. für die technische und finanzielle Vorbereitung von Unterhaltungsmaßnahmen an losen Steinschüttungen lassen sich die Abhängigkeiten der dafür maßgebenden Parameter an Strategiemodellen /6/ untersuchen, bei denen zunächst die Frage nach der technischen Lebensdauer/Nutzungszeit T_N ausgeklammert wird.

In Bild 5 ist das Strategiemodell 1 des möglichen Unterhaltungsverfahrens dargestellt. Der Gebrauchswert W nimmt in Abhängigkeit von Verkehrsaufkommen N stetig ab, indem die Dicke der Steinschüttung stetig um den Verschleiß q verringert wird. Der Verschleiß entspricht dabei innerhalb einer größeren Strecke (= Haltung) dem durchschnittlichen Unterhaltungsaufwand q_A und innerhalb lokal besonders hoch belasteter Streckenabschnitte dem maximalen Unterhaltungsaufwand $q_{max} = q_B$. Die Instandsetzung I wird erforderlich, wenn die untere noch zulässige Dicke d_1 in lokal hoch beanspruchten Streckenabschnitten erreicht

wird. Aus q_{\max} und d_o können das Instandsetzungsintervall ΔT_1 und der Umfang der Instandsetzungsmaßnahme I berechnet werden.

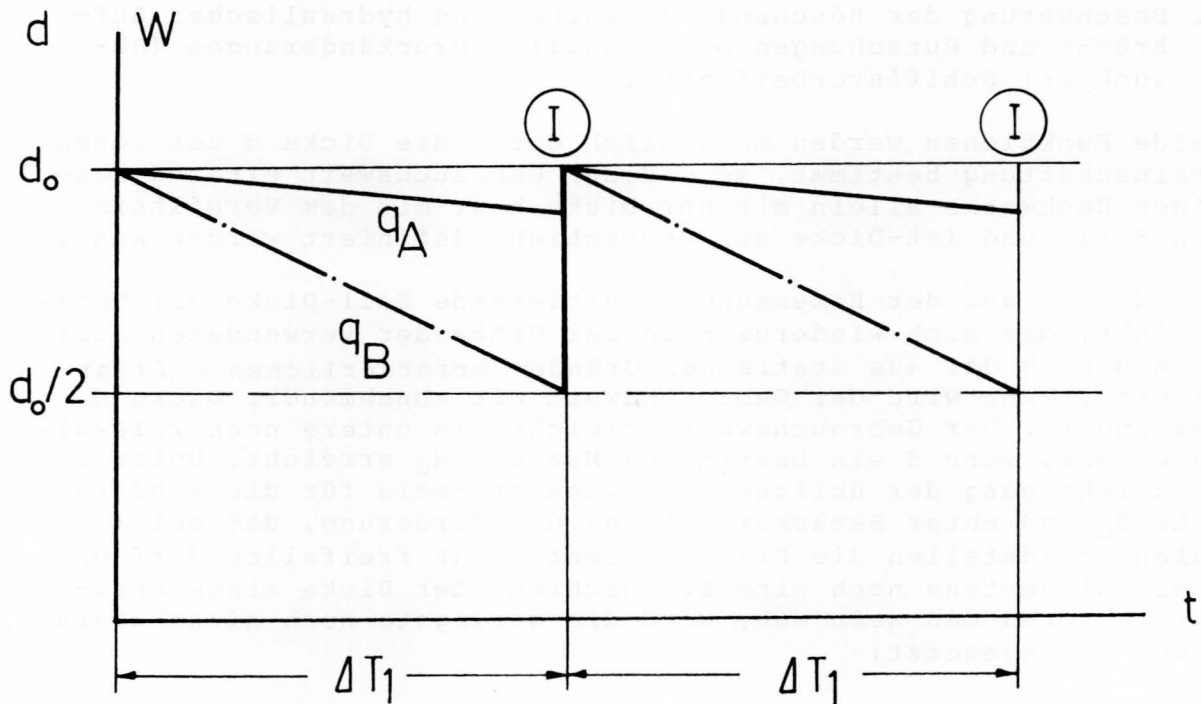


Bild 5 Strategiemodell 1

Aus der Feststellung, daß nach den praktischen Erfahrungen der Verschleiß des Uferdeckwerks sich in erster Linie auf die Wasserwechselzone von ca. $6 \text{ m}^2/\text{m}$ erstreckt, ergibt sich folgender Rechenansatz:

Q = Steinmenge, die dem direkten Verschleiß ausgesetzt ist
(t/m·Ufer)

$$Q = 6 \cdot 1,7 \cdot \frac{d}{2} = 5,1 \cdot d \text{ (t/m)} \quad (5)$$

q_B = Verschleiß (t/m · a) (s. Ziffer 2.5)

$$\Delta T = Q : q_B = \frac{5,1 \cdot d}{q_B} \text{ (a)} \quad (6)$$

$$I = q_A \cdot \Delta T \quad (7)$$

In Bild 6 ist ein weiteres Strategiemodell 2 angegeben, bei dem das Instandsetzungsintervall ΔT_2 bei sonst gleichen Randbedingungen größer als ΔT_1 gewählt wurde. Es wird angenommen, daß in hochbeanspruchten Streckenabschnitten der Verschleiß q_{\max} wie im Basismodell 1 verläuft, während der durchschnittliche Verschleiß \bar{q} bei Ausbleiben der Instandsetzung nach ΔT_1 Jahren progressiv anwächst. Hierbei wird angenommen, daß sich die Ver-

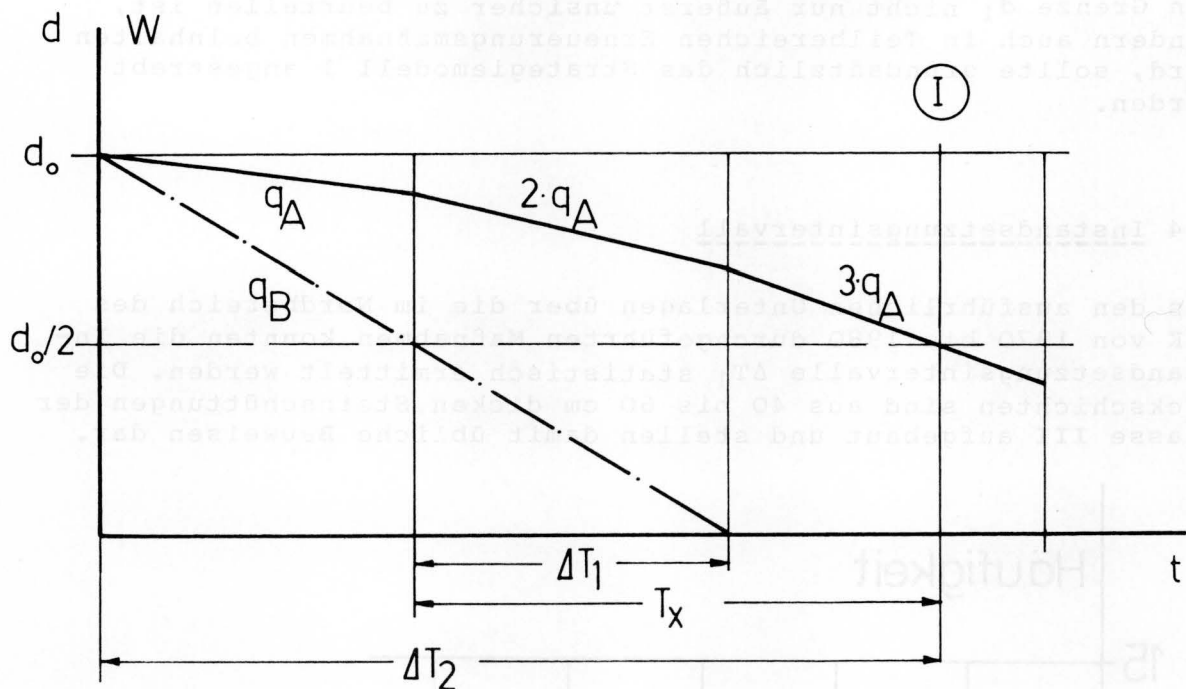


Bild 6 Strategiemodell 2

schleißrate \bar{q} von Intervall zu Intervall um q_1 vergrößert. Auf der Grundlage der in Ziffer 2.5 ermittelten Beziehungen für q_A und q_B wird angenommen:

$$q_B = 5 \cdot q_A \quad (8)$$

Damit ergibt sich aus den geometrischen Beziehungen der beiden Strategiemodelle:

$$\Delta T_2 = 8/3 \cdot \Delta T_1 \quad (9)$$

$$\text{bei } t = \Delta T_2 : I_2 = 5 \cdot q_A \cdot \Delta T_1 + E \quad (10)$$

$$\text{bei } t = \Delta T_2 : I_1 = 8/3 \cdot q_A \cdot \Delta T_1 < I_2 \quad (11)$$

Bei Anwendung des Strategiemodells 2 ergibt sich somit nicht nur ein größerer Instandsetzungsumfang I_2 als bei Anwendung des Modells 1, sondern noch zusätzlich ein in besonders hoch belasteten Bereichen erforderlicher Erneuerungsumfang E , da Teilbereiche über einen Zeitraum von $2/3 \Delta T_1$ ohne Deckschicht liegen und damit Schäden in Filterschicht und Baugrund eintreten können.

Da jeder Verlauf der Gebrauchsminderung unterhalb der zulässigen Grenze d_1 nicht nur äußerst unsicher zu beurteilen ist, sondern auch in Teilbereichen Erneuerungsmaßnahmen beinhalten wird, sollte grundsätzlich das Strategiemodell 1 angestrebt werden.

3.4 Instandsetzungsintervall

Aus den ausführlichen Unterlagen über die im Nordbereich des DEK von 1970 bis 1980 durchgeführten Maßnahmen konnten die Instandsetzungsintervalle ΔT_1 statistisch ermittelt werden. Die Deckschichten sind aus 40 bis 60 cm dicken Steinschüttungen der Klasse III aufgebaut und stellen damit übliche Bauweisen dar.

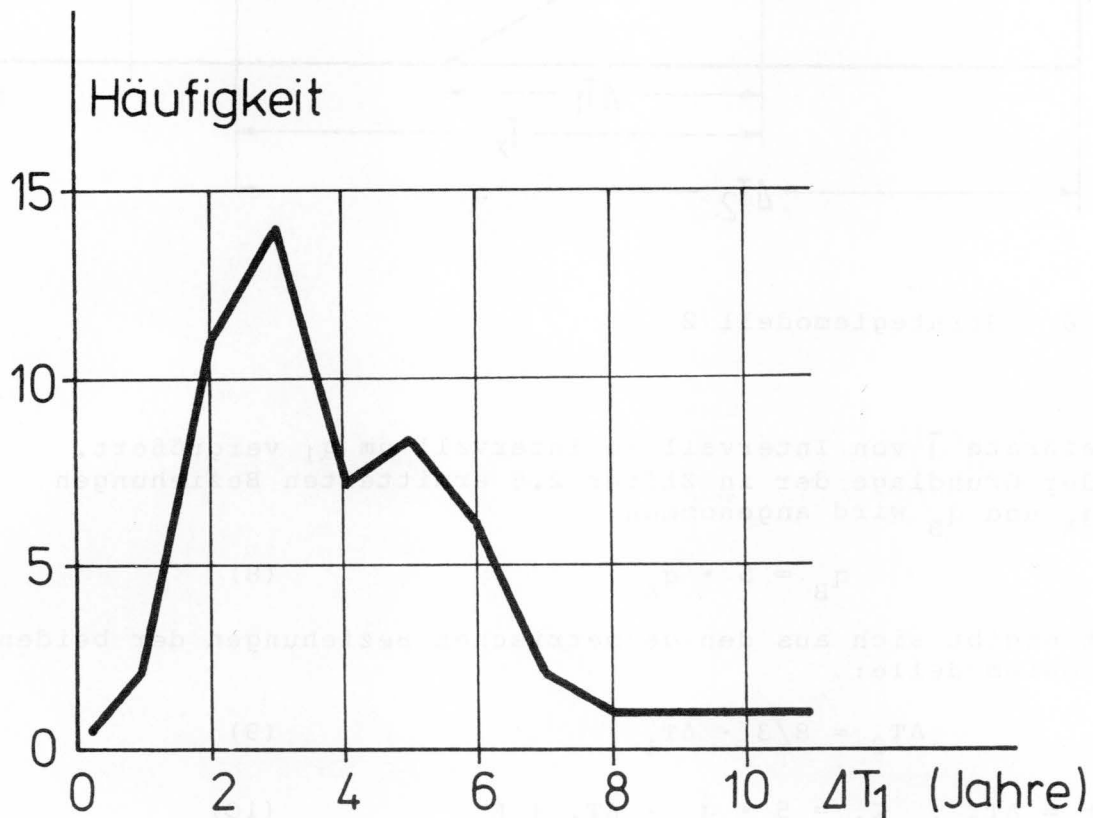


Bild 7 Instandsetzungsintervalle am DEK

Bild 7 zeigt einen Ausschnitt aus der zeitlichen Reihenfolge der Maßnahmen aus einem Abschnitt des DEK und die statistische Verteilung der im Nordbereich (km 138 - km 225) festgestellten Intervalle. Daraus kann ΔT_1 zwischen 2 und 6 Jahren, mit der größten Häufigkeit von 3 Jahren angenommen werden. Dieser Zeitraum stimmt auch in der Größenordnung mit dem in Ziffer 3.3 ermittelten Intervall überein.

Auch in der Umfrage der BAW und in den übrigen Berichten über den zeitlichen Ablauf von Unterhaltungsmaßnahmen ist überwiegend ein Intervall von 3 bis 5 Jahren angegeben. Dieser Zeitraum wird daher für die Unterhaltung überwiegend in Form periodisch wiederkehrender Instandsetzungsmaßnahmen vorgeschlagen:

$$\Delta T = 3 \text{ bis } 5 \text{ Jahre} \quad (12)$$

3.5 Nutzungsdauer

Die Nutzungsdauer T_N eines einem ständigen Verschleiß ausgesetzten Deckwerks wird durch die Intensität der Abnutzung q_A , q_B und durch die Dauer der Instandsetzungsintervalle ΔT bestimmt.

Um die nur schwer und in aller Regel nur schätzungsweise quantitativ faßbaren Begriffe wie "Lebensdauer", "technische Lebensdauer" und "wirtschaftliche Lebensdauer" zu umgehen, ist es zweckmäßiger, die in den vorangegangenen Untersuchungen bereits definierten Begriffe "Instandsetzungsintervalle" ΔT und "Erneuerungsintervall" ΔT_E zu verwenden.

Es wird hierbei angenommen, daß nach einer Reihe von Instandsetzungsmaßnahmen I nach $n \cdot \Delta T$ Intervallen eine Erneuerung E erforderlich wird, bei der die Deckschicht und die Filterschicht zu erneuern sind. Das Erneuerungsintervall ΔT_E entspricht dann der Nutzungsdauer T_N .

Diese Annahme ist gerechtfertigt, denn selbst bei regelmäßiger Durchführung von Instandsetzungsmaßnahmen ist unter Berücksichtigung der besonderen Verhältnisse der zum größten Teil ständig unter Wasser liegenden Deckwerksfläche nicht zu verhindern, daß außer der Deckschicht auch die Filterschicht einem Verschleiß unterliegt.

In Anlehnung an das Strategiemodell 1 kann für eine Strecke der in Bild 8 angegebene Ablauf der Unterhaltung als weiteres Strategiemodell angenommen werden. Hierbei stellt sich die Frage, wie oft die Instandsetzung I bis zur Erneuerung E der Filterschicht wiederholt werden kann. Da es hierfür keine Erfahrungen gibt, wird auf der Grundlage des durchschnittlichen Verschleißwertes q_A angenommen, daß dieser Wert auch zugleich den Gesamtverschleiß von Deck- und Filterschicht darstellt und eine Erneuerung E erforderlich wird, wenn der Gesamtgebrauchswert unter Zugrundelegung von q_A die untere zulässige Grenze d_1 erreicht. Daraus folgt:

$$q_B = 5 \cdot q_A$$

$$T_E = 5 \cdot \Delta T$$

$$T_N = 5 \cdot \Delta T$$

Bei einer durchschnittlich üblichen Intervallzeit von $\Delta T = 3$ bis 5 Jahren ergibt sich daraus ein Erneuerungsintervall T_E von 15 bis 25 Jahren:

$$TN = TE = 15 - \underline{25 \text{ Jahren}} \quad (14)$$

Dieser Zeitraum entspricht den in Ziffer 2.2 von Seiler /9/ und Ziffer 2.3 von Kienbaum /4/ veranschlagten Nutzungszeiten. Unter der Voraussetzung eines stabilen Filteraufbaues wird daher als Basiswert eine Nutzungsdauer von TN = 25 Jahren vorgeschlagen. Voraussetzung für eine derartige Annahme ist, daß das Uferdeckwerk nach technischen Gesichtspunkten hinreichend stabil ausgebildet ist und nicht bereits in der Planung und Bauausführung gravierende Schwächen beinhaltet. Zu derartigen Schwächen gehören insbesondere folgende Punkte:

- zu steile Böschungsneigung (>1:2)
- zu dünne Schüttdicke der Deckschicht ($d < 1,5 \cdot D_{100}$)
- fehlende Stabilität der Filterschicht gegenüber Boden und Deckschicht
- zu kleine, leichte Steine mit zu geringer Belastbarkeit.

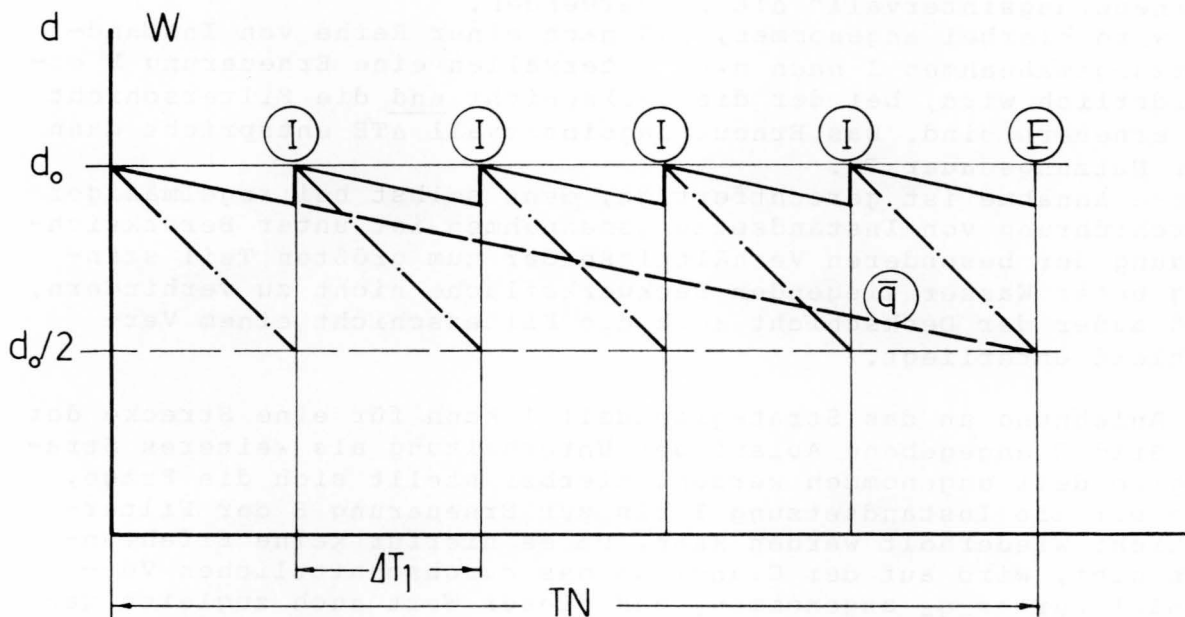


Bild 8 Strategiemodell für die technische Nutzungsdauer TN

4 Wirtschaftlichkeitsrechnung

Die Berechnungen werden nach der Diskontierungsmethode (=Barwertmethode) durchgeführt, bei der alle im Laufe eines gewählten Untersuchungszeitraums anfallenden Kosten auf einen einheitlichen Bezugszeitpunkt bezogen und in abgezinste Werte transformiert werden. Es werden für alle Bauweisen die Gegenwartswerte (Barwerte) C ermittelt /7/.

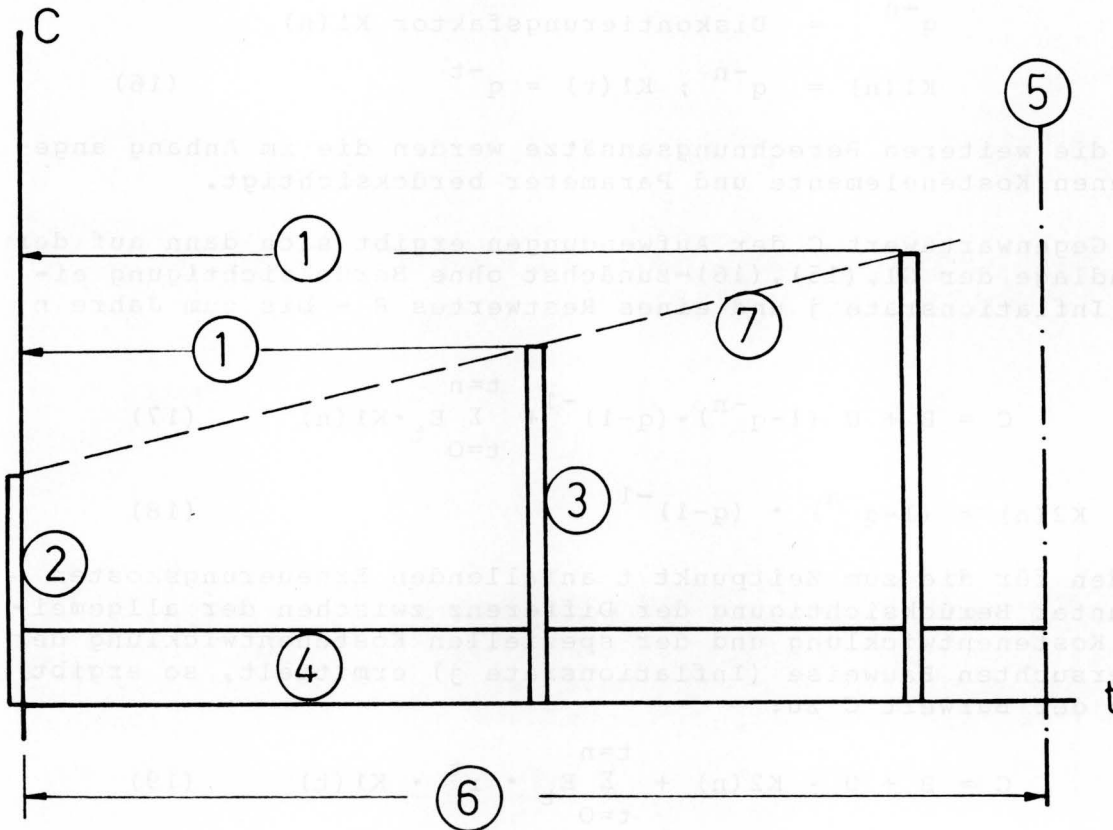


Bild 9 Schema der Diskontierungsmethode

Da außer den in der Kosten-Nutzen-Analyse üblichen Rechenverfahren Besonderheiten der Deckwerksbauweisen zu berücksichtigen sind, werden in Abweichung von den Rechenansätzen des K-N-Kompandiums /1/ erweiterte Berechnungsansätze /10-12/ verwendet. Grundlage bildet das Basis-Strategiemodell der im Laufe der Zeit t anfallenden Aufwendungen des Bildes 8.

4.1 Berechnungsansätze

Der Barwert C einer in Zukunft nach n Jahren fälligen Zahlung G ergibt sich aus

$$C = G \cdot \frac{1}{(1+i)^n} = G \cdot q^{-n} \quad (15)$$

i = Zinsfuß

q^{-n} = Diskontierungsfaktor $K1(n)$

$$K1(n) = q^{-n} ; K1(t) = q^{-t} \quad (16)$$

Für die weiteren Berechnungsansätze werden die im Anhang angegebenen Kostenelemente und Parameter berücksichtigt.

Der Gegenwartswert C der Aufwendungen ergibt sich dann auf der Grundlage der Gl. (15), (16) - zunächst ohne Berücksichtigung einer Inflationsrate j und eines Restwertes R - bis zum Jahre n zu:

$$C = B + U (1 - q^{-n}) \cdot (q-1)^{-1} + \sum_{t=0}^{t=n} E_t \cdot K1(n) \quad (17)$$

$$K2(n) = (1 - q^{-n}) \cdot (q-1)^{-1} \quad (18)$$

Werden für die zum Zeitpunkt t anfallenden Erneuerungskosten E_t unter Berücksichtigung der Differenz zwischen der allgemeinen Kostenentwicklung und der speziellen Kostenentwicklung der untersuchten Bauweise (Inflationsrate j) ermittelt, so ergibt sich der Barwert C zu:

$$C = B + U \cdot K2(n) + \sum_{t=0}^{t=n} E_t \cdot r^t \cdot K1(t) \quad (19)$$

Wird innerhalb der Nutzungsdauer TN ein linearer Abbau des Gebrauchswertes des Deckwerks angesetzt, dann beträgt der Wert eines Deckwerks zum Zeitpunkt n:

$$R_n = B - \frac{n}{TN} (B - RN) \quad (20)$$

Daraus ergibt sich ein anteiliger Barwert von:

$$C(R) = R_n \cdot K1(n) \cdot r^n \quad (21)$$

Aus den Gl. (19), (21) folgt dann:

$$C = B + U \cdot K2(n) + \sum_{t=0}^{t=n} E_t \cdot r^t \cdot K1(t) - R_n \cdot K1(n) \cdot r^n \quad (22)$$

In der späteren Analyse wird der Barwert C in vier Teil-Barwerten schrittweise berechnet:

$$C = C_1 + C_2 + C_3 - C_4 \quad (23)$$

$$C_1 = B$$

$$C_2 = U \cdot K_2(n)$$

$$C_3 = \sum_{t=0}^{t=n} E_t \cdot r^t \cdot K_1(t) \quad (24)$$

$$C_4 = R_n \cdot K_1(n) \cdot r^n$$

Da C_3 und C_4 jeweils nach Ablauf von $t = TN$ Jahren Unstetigkeitsstellen aufweisen, sind in den Rechenansätzen weitere Annahmen erforderlich - s. Ziffer 4.3.

4.2 Untersuchungszeitraum

Die in Ziffer 4.5 (Tab. 4) als vorläufige Richtwerte angenommenen Nutzungszeiten TN betragen bei den einzelnen Bauweisen zwischen 15 und 60 Jahren. Es wird daher erforderlich, die Basiswerte C der Bauweisen innerhalb eines Betrachtungszeitraums n zu untersuchen, der gleich oder größer als die einzelnen Nutzungszeiten TN_i ist.

Der Betrachtungszeitraum n muß dabei so gewählt werden, daß der gesamte Zeitraum zwischen der frühest und spätest möglichen Erneuerung und zumindest eine repräsentative Unterhaltungs-Periode erfaßt wird. Andererseits darf der Zeitraum nicht so groß gewählt werden, daß der darin zu erwartende technische und technologische Fortschritt und die Entwicklung des Verkehrs nicht mehr hinreichend übersehen werden können. Es muß somit ein Kompromiß getroffen werden. In Anlehnung an vergleichbare Untersuchungen im Straßenbau werden Barwerte C hier zunächst auf einen Betrachtungszeitraum von 50 Jahren bezogen.

4.3 Restwert

Der Restwert R_n wird aus dem Gebrauchswert der Deckschicht ermittelt, wobei ein linearer Verlauf über die Nutzungszeit TN angenommen wird.

Aus der Gl. (5) folgt:

$$R_n = B_D - \frac{n}{TN} (B_D - R_N)$$

$$= B_D \left(1 - \frac{n}{TN} \left(1 - \frac{RN}{B_D}\right)\right) \quad (25)$$

Der Verhältnswert RN/B_D wird jeweils vorgegeben.

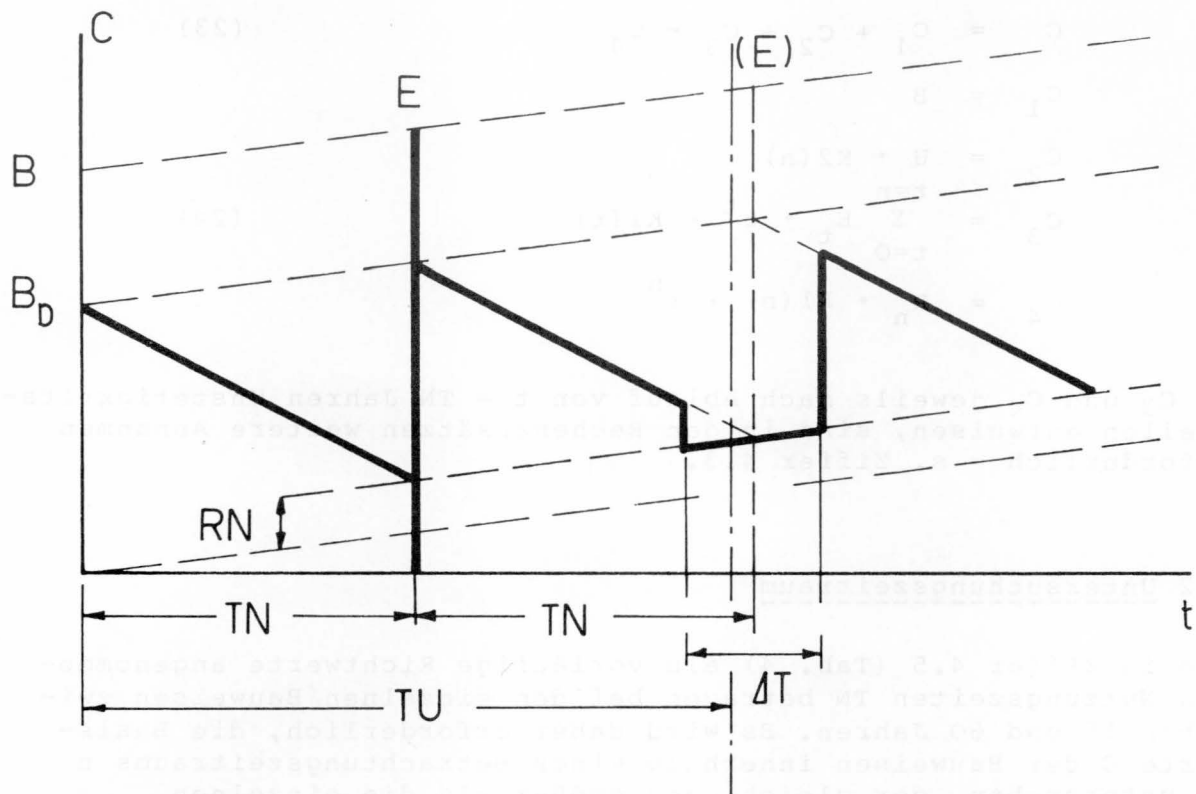


Bild 10 Schema des angenommenen Restwert-Verlaufs

Da nach dem gewählten Basismodell nach Intervallen von TN Jahren eine Erneuerung des Deckwerks aus Deck- und Filterschicht angenommen wird, wird der Gebrauchswert nach jeweils TN, 2·TN, 3·TN ... Jahren wieder auf den Ursprungszustand angehoben. Daraus folgt für den Restwert folgender Rechenansatz:

$$R_n = B_D \left(1 - \left(1 - \frac{RN}{B_D} \right) \right) \cdot \frac{\Delta t}{TN} \quad (26)$$

$$\Delta t = n - \left[\frac{n}{TN} \right] \cdot TN$$

$$\left[\frac{n}{TN} \right] = \text{ganzzahliger Anteil von } \frac{n}{TN}$$

$$\left[\frac{n}{TN} \right] = \beta = \text{Dezimal-Anteil von } \frac{n}{TN}$$

$$R_n = B_D \left(1 - \left(1 - \frac{RN}{B_D} \right) \cdot \beta \right) \quad (27)$$

Der im Basis-Modell angenommene Verlauf des Gebrauchswertes bzw. der Einzel-Ausgaben E weist in Form einer Sägezahnlinie nach Intervallen von TN-Jahren jeweils Unstetigkeitsstellen

auf, indem bei $t = TN$ z.B. der Gebrauchswert R_n zu gleicher Zeit

$$R_n (TN) = B_D$$

$$R_n (TN) = RN$$

ist. Für den Fall, daß der Untersuchungszeitraum n mit TN bzw. eines ganzzahligen Vielfachen von TN zusammenfällt, wird zur Umgehung dieser Unstetigkeitsstelle in der Rechnung eine Zeitlücke von

$$\Delta T = \Sigma TN - 1 \text{ bis } \Sigma TN + 1$$

eingeführt. Es wird angenommen, daß innerhalb dieser Zeitlücke ΔT keine Erneuerungsmaßnahmen E angerechnet werden und der Restwert R_n gleich RN ist.

Bevor die Berechnung der Teil-Barwerte C_3 und C_4 erfolgt, wird im Rechengang daher vorab geprüft, ob der gewählte Untersuchungszeitraum n in die Zeitlücke ΔT fällt. Fällt n in die Zeitlücke ΔT , so werden die dort fälligen Erneuerungskosten $E_{(t=n)}$ nicht auf C_3 angerechnet. Der Restwert R_n wird zu RN angenommen:

$$(\Sigma TN) + 1 > n > (\Sigma TN) - 1 \quad (28)$$

$$E_{(t=n)} = 0$$

4.4 Rechenprogramm

Für die Berechnung der Barwerte C nach der Grundgleichung (22) genügt ein einfaches Rechenprogramm, das mit einem Tischrechner des Typs HP-97 mit geringem Aufwand zu bewältigen ist.

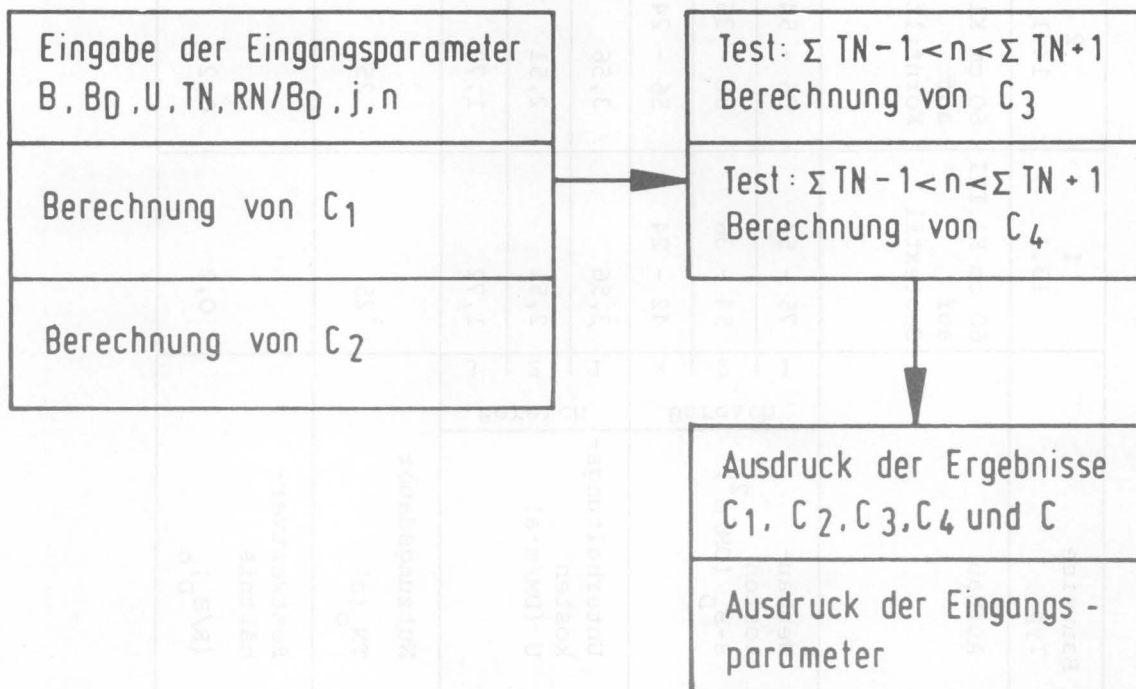


Bild 11 Flußdiagramm des Rechenprogramms

Tabelle 4 Richtwerte der ausgewählten Bauweisen

Bauweise Typ	1 13.1	2 14.1	3 3.1	4 4.1	5 5.1	6 22.1	
Aufbau	60 cm Kl.III auf Geotextil	60 cm Kl.III auf Kornfilter	40 cm Kl.II auf Geotextil mit Teilverguß	40 cm Kl.II auf Kornfilter mit Teilverguß	40 cm Kl.II auf Geotextil mit Vollverguß	14 cm Beton-Verbund- steine mit Edelstahl auf Geotextil	
Neubau- kosten $B-B_D$ (DM/m ²)	Bereich 1 2 3	75 - 54	86 - 54	73 - 55	87 - 55	88 - 76	72 - 54
		54 - 36	68 - 36	61 - 43	75 - 43	76 - 64	72 - 54
		42 - 24	56 - 24	53 - 35	67 - 35	68 - 56	72 - 54
Unterhaltungs- kosten U (DM/m·a)	Bereich 1 2 3	3,56	3,56	0,99	0,99	0,68	0,88
		2,51	2,51	0,77	0,77	0,58	0,88
		1,72	1,72	0,63	0,63	0,50	0,88
Nutzungsdauer TN_o (a)	25	25	40	40	60	30	
Restwertver- hältnis $(R/B_D)_o$	0,2	0,2	0,08	0,08	0,08	0	

4.5 Ausgewählte Bauweisen

Zur Veranschaulichung der Wirtschaftlichkeitsrechnung werden aus den gegenwärtig im Verkehrswasserbau angewandten Uferdeckwerkskonstruktionen 6 Bauweisen ausgewählt, die für einen hinreichend repräsentativen Vergleich geeignet sind. Die dafür geltenden Richtwerte sind auf der Grundlage der zuvor für lose Steinschüttungen ermittelten Richtwerte und auf der Preisbasis von 1981/82 grob angenommen worden /7/. Sie sollten nicht ohne weitere Prüfung für Planungen oder konkrete Vergleiche übernommen werden.

Die Neubaukosten eines Deckwerks summieren sich aus den Preisen von Filterschicht (B_F), Deckschicht (B_S, B_{VS}, B_B) und ggf. vom Verguß (B_V) einer Steinschüttung:

$$\begin{aligned} B_i &= B_F + B_S \\ B_i &= B_F + B_S + B_V \\ B_i &= B_F + B_{VS} \\ B_i &= B_F + B_B \end{aligned} \quad (29)$$

Für die Umrechnung der auf die Flächeneinheit bezogenen Neubaukosten B_i (DM/m^2) in die auf die Uferstrecke bezogenen Kosten wird bei allen Deckwerken einheitlich eine zu bedeckende Böschungslänge von 15 m zusätzlich einer 3 m breiten Fußvorlage verwendet:

$$L_D = 15 + 3 = 18 \text{ m}$$

4.6 Vergleiche

Die auf die Gegenwart ($t = 0$) bezogenen Barwerte C_i der zuvor ausgewählten Bauweisen 1 bis 6 werden zunächst mit folgenden Rechenannahmen ermittelt:

$$\begin{aligned} i &= 4 \% \\ j &= 0 \% \\ n &= 50 \% \end{aligned}$$

Ungeachtet der technischen Belastbarkeit und Brauchbarkeit der einzelnen Bauweisen ergeben sich Barwerte zwischen 1000 DM/m und 3000 DM/m, die auf den ersten Blick die Staffelung der Neubaukosten B_i widerspiegeln. Infolge der längeren Nutzungszeiten der verklammerten bzw. der voll vergossenen Steinschüttungen /7/ tritt jedoch im Gegensatz zu den Neubaukosten eine gegensätzliche Tendenz der Barwerte auf. Am Beispiel zweier in den Neubaukosten B_i etwa gleicher, aber in den Nutzungszeiten unterschiedlicher Lösungen wird deutlich, wie sich die längere Nutzungszeit auf die Barwerte auswirkt.

Tabelle 5 Vergleich der Bauweisen 2 und 3

Bauweise	2.2 (Bereich 1)	3.1 (Bereich 1)
Aufbau	40 cm lose Steinschüttung (3,0 t/m ³) Kl. II auf Kornfilter	40 cm verklammerte Steinschüttung (2,5 t/m ³) auf geotex. Filter
B/B _D (DM/m ²)	72,- / 40,-	73,- / 55,-
(DM/m)	1296,- / 720,-	1314,- / 990,-
U (DM/m)	3,63	0,99
RN/B _D (-)	0,2	0,08
TN (Jahre)	25	40
C (DM/m)	$C_1 = 1296$ $C_2 = 78$ $C_3 = 486$ $C_4 = 20 (-)$ <hr/> $C = 1840$	$C_1 = 1314$ $C_2 = 21$ $C_3 = 274$ $C_4 = 11 (-)$ <hr/> $C = 1598$

An diesem Beispiel wird deutlich, daß die Barwerte C in erster Linie von den Neubaukosten (C_1) und den nach Ablauf der Nutzungsdauer fälligen Erneuerungskosten (C_3) bestimmt werden, während der Unterhaltungsaufwand (C_2) und der Restwert (C_4) von untergeordneter Bedeutung sind. Selbst für den Fall, daß kurz vor dem Untersuchungszeitpunkt $t = n = 50$ eine Erneuerung stattfand, fällt der diskontierte Restwert infolge des kleinen Wertes für $K_1(50) = 0,14$ nicht groß ins Gewicht.

4.7 Sensitivitätsanalyse

Aufgabe der Sensitivitätsanalyse ist es, die Auswirkungen der bei der Festlegung der Eingangsdaten unumgänglichen Unsicherheiten zu ermitteln. Unter der Sensitivität wird daher die Empfindlichkeit der berechneten Barwerte C_i infolge Änderung eines oder mehrerer Eingangsparameter verstanden. Es soll hierbei untersucht werden, wie sich die Barwerte ändern und inwieweit sich die Eingangsparameter ändern dürfen, ohne daß das Ergebnis einen vorgegebenen Wert über- oder unterschreitet.

Bei der Sensitivitätsanalyse ist zwischen der Einfach- und Mehrfachvariation der maßgebenden Parameter zu unterscheiden. Bei der Einfachvariation wird nur jeweils ein Parameter unter Beibehaltung der übrigen Parameter verändert. Bei der Mehrfachvariation werden gleichzeitig mehrere Parameter verändert.

4.7.1 Mehrfachvariation

Ein Beispiel einer Mehrfachvariation der beiden Parameter Nutzungsdauer TN und Untersuchungszeitraum n ist für das Deckwerk A1 (Bereich 2) mit den Rechenannahmen $i = 4 \%$, $j = 0 \%$ in Bild 12 in Form eines 3-dimensionalen Diagramms dargestellt. Darin ist deutlich zu erkennen, daß der Barwert C der vorgegebenen Bauweise bei Variation von TN und n in erster Linie von der Nutzungsdauer TN bestimmt wird, deren kritischer Wert bei $TN = 40$ Jahren liegt. Bei $TN < 40$ nehmen die Barwerte erheblich zu, bei $TN > 40$ ist eine stetige, langsame Abnahme der Barwerte zu erkennen. Der Einfluß des Untersuchungszeitraums n ist dagegen weitaus weniger ausgeprägt. Die Barwerte nehmen mit zunehmender Untersuchungszeitraum n allmählich zu. Diese Tendenzen werden noch ausgeprägter, wenn das gleiche Beispiel mit einer Inflationsrate $j = 2 \%$ wiederholt wird. Die bei kleinen Nutzungszeiten $TN < 40$ entstehende Barwertsteigerung wird infolge der angenommenen Inflationsrate von 2% in Abhängigkeit von der Untersuchungszeit n noch verstärkt.

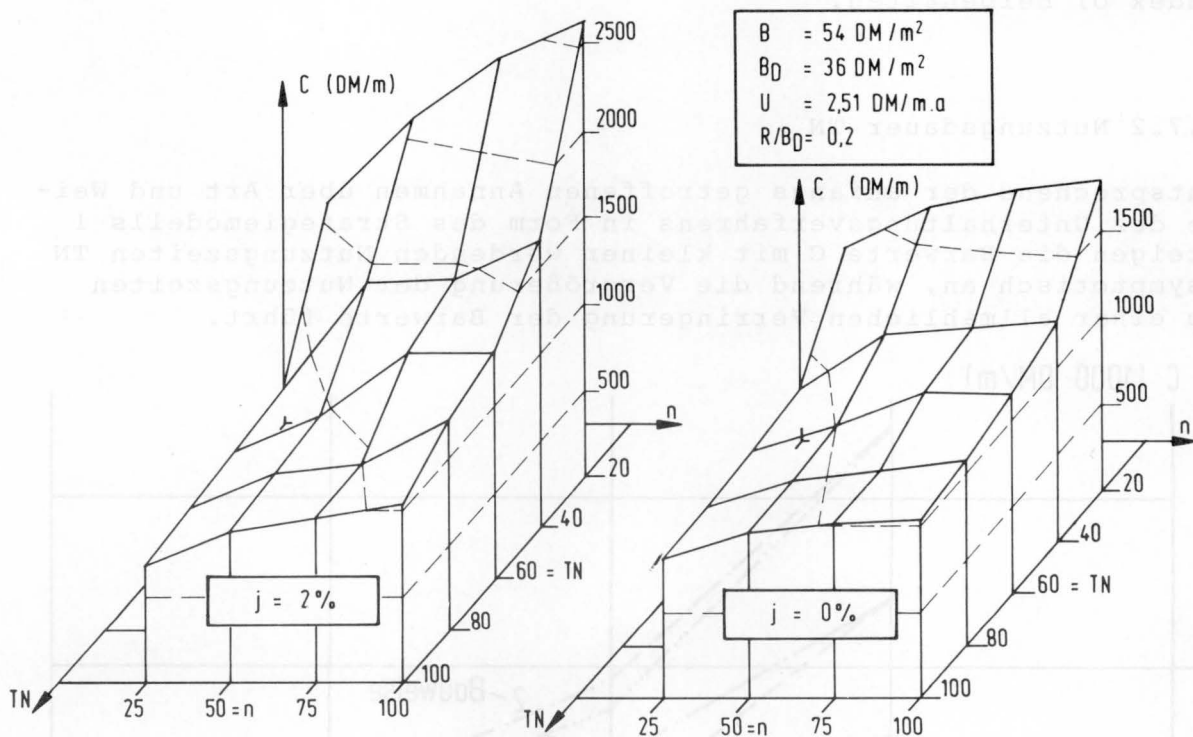


Bild 12 Mehrfachvariation von TN und n

Die Mehrfachvariation ist in übersichtlicher Weise praktisch nur mit zwei gleichzeitig veränderlichen Parametern möglich und auch dann noch sehr aufwendig, so daß für den praktischen Gebrauch die Einfachvariation angewendet wird. Die beiden zuvor gezeigten Beispiele einer Mehrfachvariation zeigen zudem,

daß bei der hier zu untersuchenden Kostenstruktur von Deckwerken die wesentlichen Abhängigkeiten der Barwerte auch als Einfachvariation von n und TN verdeutlicht werden können. In den nachfolgenden Analysen werden deshalb nur Einfachvariationen angewendet.

Analysiert werden die folgenden Eingangsparemeter jeweils für den Bereich 2:

- Nutzungsdauer TN
- Untersuchungszeit n
- Unterhaltungsaufwand U
- Restwert RN/B_D
- Zinsfuß i
- Inflationsrate j

Während der Variation eines der angegebenen Parameter werden die übrigen Parameter entsprechend der Basis-Rechnung (mit dem Index 0) beibehalten.

4.7.2 Nutzungsdauer TN

Entsprechend der anfangs getroffenen Annahmen über Art und Weise des Unterhaltungsverfahrens in Form des Strategiemodells 1 steigen die Barwerte C mit kleiner werdenden Nutzungszeiten TN asymptotisch an, während die Vergrößerung der Nutzungszeiten zu einer allmählichen Verringerung der Barwerte führt.

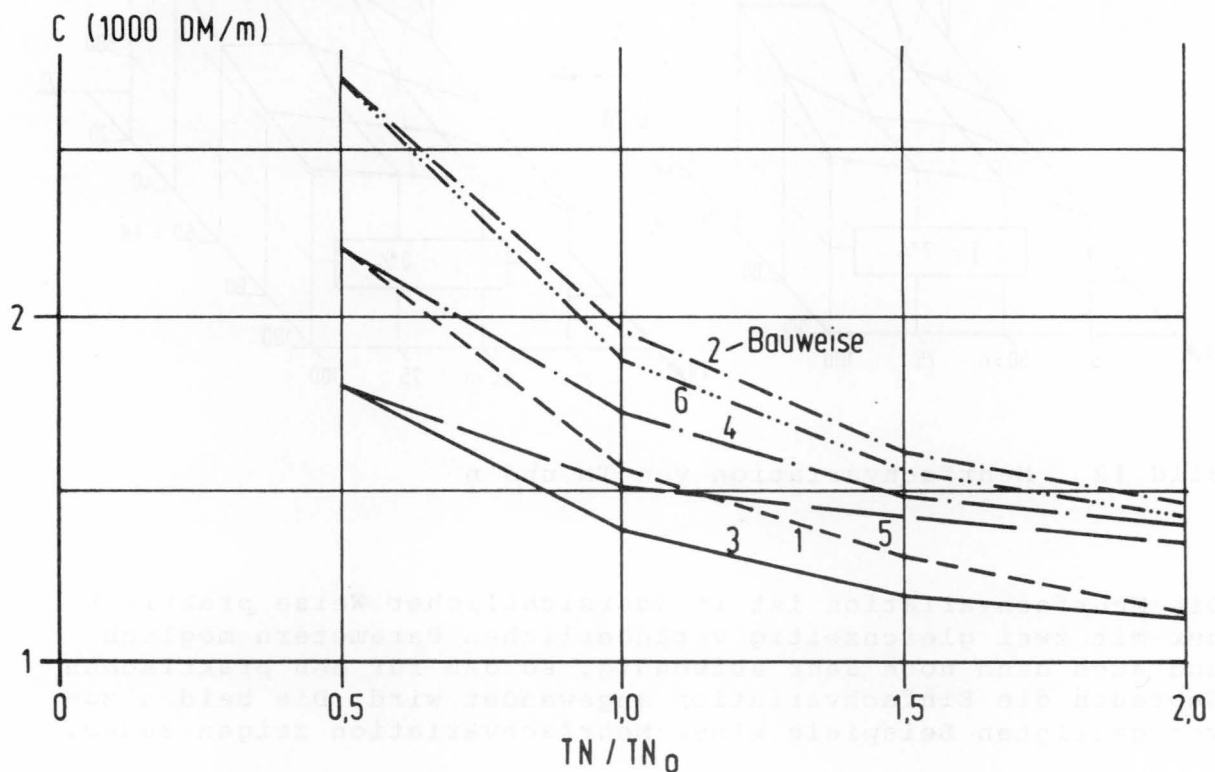


Bild 13 Variation der Nutzungsdauer TN

Bei Betrachtung der jeweils kostengünstigsten Lösung fällt auf, daß in dem Anwendungsbereich 2 die Bauweise 3 die niedrigsten Barwerte ergibt. Wird die Frage dahingehend zugescharft, bei welcher Nutzungszeit die lose Steinschüttung (1) oder die verklammerte Steinschüttung (3) kostengünstiger ist bzw. bei welcher Nutzungszeit Kostengleichheit entsteht, ergibt sich aus dem Diagramm eine Kostengleichheit bei:

$$TN(1) = 1,4 \cdot TN_0 = 35 \text{ Jahre}$$

$$TN(3) = 1 \cdot TN_0 = 40 \text{ Jahre}$$

Wird die Nutzungszeit der Bauweise 3 verringert, so tritt Kostengleichheit bei folgenden Werten ein:

$$TN(1) = 1,1 \cdot TN_0 = 27,5 \text{ Jahre}$$

$$TN(3) = 0,85 \cdot TN_0 = 35 \text{ Jahre}$$

Diese Spannen der technisch möglichen Nutzungszeiten erscheinen als gerechtfertigt, wenn die Bauweise 1 technisch außergewöhnlich gut hergestellt und unterhalten wird und damit die Risiken beim Bau loser Steinschüttungen auf ein Minimum reduziert werden.

4.7.3 Untersuchungszeitraum n

Der zuvor gewählte Untersuchungszeitraum von $n_0 = 50$ Jahre wird für Verhältniswerte β_n von 0 bis 2 variiert.

Bei Verhältniswerten $\beta_n < 1$ nehmen die Barwerte erheblich ab, da sich nach dem gewählten Modell einerseits die Kostenanteile aus der Erneuerung (C_3) verringern und sich andererseits die Anteile aus dem Restwert (C_4) vergrößern. Bei $\beta_n > 1$ nehmen die Barwerte deutlich schwächer zu. Insgesamt ist jedoch festzustellen, daß der ursprünglich gewählte Zeitraum von $n_0 = 50$ Jahren im Übergangsbereich beider Tendenzen liegt und damit hinreichend brauchbare Ergebnisse ermöglicht.

Der Vergleich der Kostenverhältnisse der einzelnen Barwerte der Bauweisen 1 bis 6 ergibt bei Variation von n/n_0 keine wesentlichen Änderungen in den Kostenrelationen. Es fällt auf, daß sich die Kosten von 3 und 4 bei $\beta_n > 1$ am deutlichsten stabilisieren und dadurch in der Rangfolge der kostengünstigsten Bauweisen zu Verschiebungen führen.

Beim Vergleich der beiden Bauweisen 1 und 3 zeigt sich, daß bei $\beta_n < 1$ beide Bauweisen nahezu gleich teuer sind. Bei $\beta_n > 1$ ist 3 günstiger als 1.

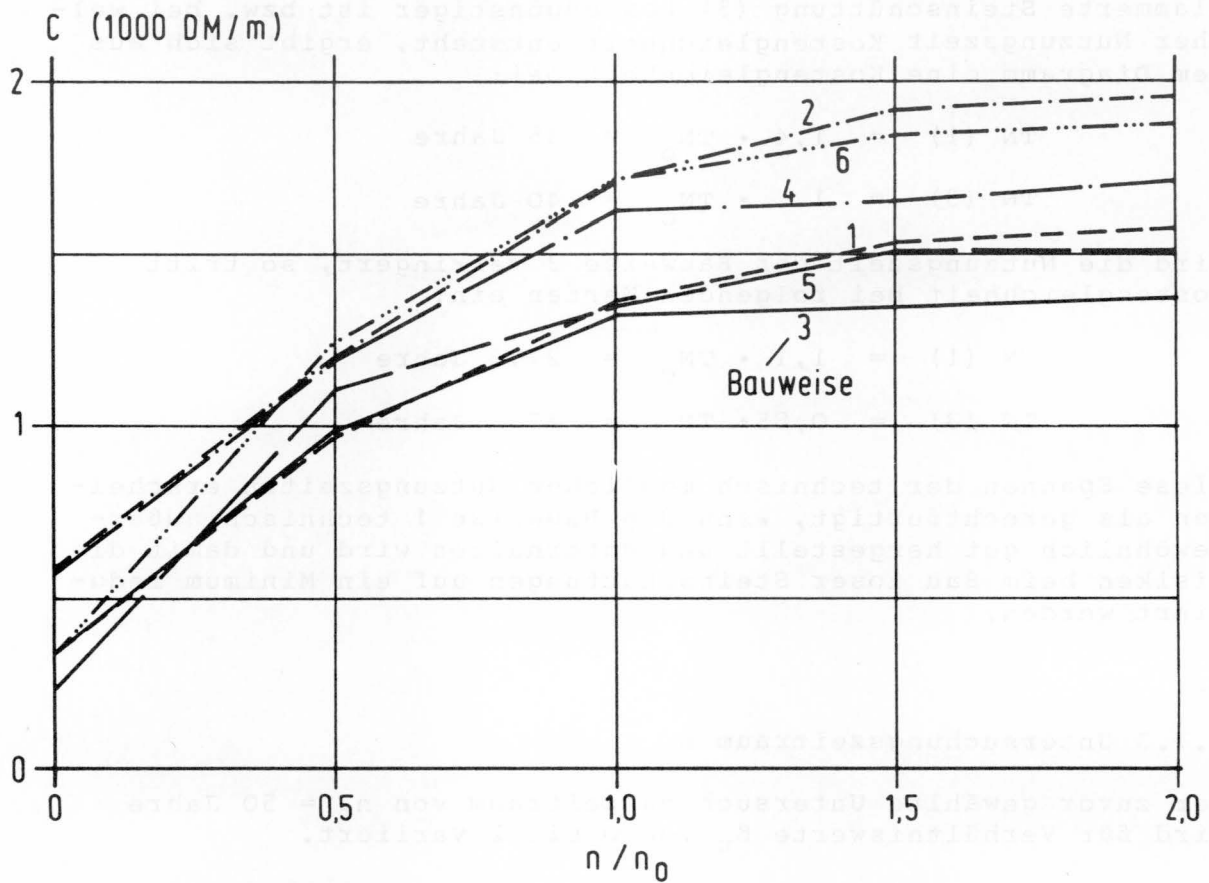


Bild 14 Variation des Untersuchungszeitraumes n

4.7.4 Unterhaltungsaufwand U

Die in der Basis-Rechnung angenommenen Unterhaltungsaufwendungen U_0 werden in Verhältniswerten β_U von 0 bis 10 variiert. Die Ergebnisse in der Abb. 15 zeigen, daß die Barwerte aller Bauweisen bei $\beta_U < 1$ nahezu unverändert bleiben, während bei $\beta_U > 1$ die Barwerte ansteigen. Sie nehmen auffallend stark zu bei den Bauweisen 1 und 2, so daß wiederum eine Änderung in der Rangfolge entsteht.

Der Vergleich der beiden Bauweisen 1 und 3 ergibt für Verhältniswerte $\beta_N > 1$, daß sich die Barwerte von 1 mit zunehmendem Verhältnis β_N stärker vergrößern als die von 3.

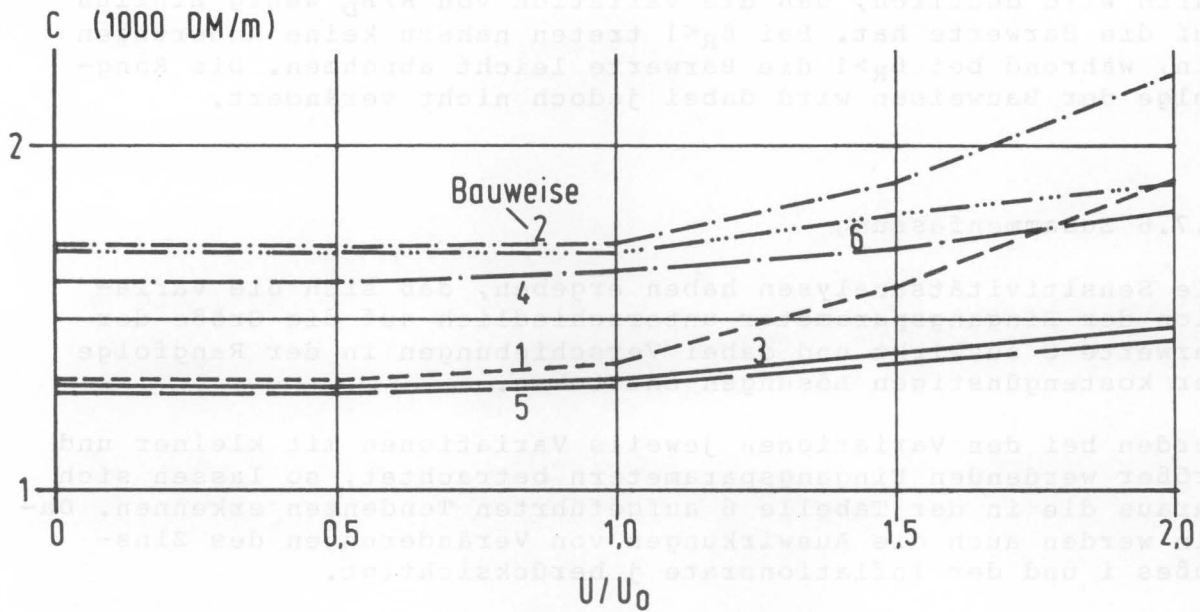


Bild 15 Variation des Unterhaltungsaufwandes U

4.7.5 Restwert R

In der Ziffer 4.6 wurden für die gewählten Bauweisen Verhältnisse R/B_D zwischen dem Restwert R und die Neubaukosten B_D der Deckschicht zwischen 0 und 0,2 gewählt.

Die Verhältnismerte β_R werden für die Bauweisen 1 bis 5 von 0,01 bis 12,5 variiert, wobei sich die obere Grenze mit $R/B_D = 1$ ergibt. Die Ergebnisse sind in Bild 16 dargestellt.

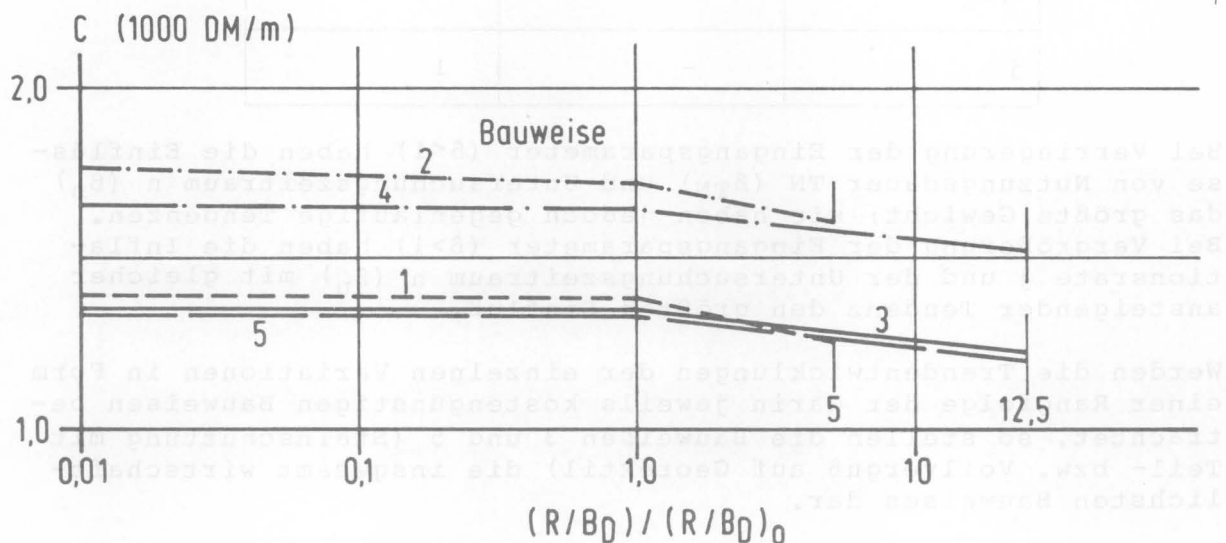


Bild 16 Variation des Restwertverhältnisses R/B_D

Darin wird deutlich, daß die Variation von R/B_D wenig Einfluß auf die Barwerte hat. Bei $\beta_R < 1$ treten nahezu keine Änderungen ein, während bei $\beta_R > 1$ die Barwerte leicht abnehmen. Die Rangfolge der Bauweisen wird dabei jedoch nicht verändert.

4.7.6 Zusammenfassung

Die Sensitivitätsanalysen haben ergeben, daß sich die Variation der Eingangsparameter unterschiedlich auf die Größe der Barwerte C auswirkt und dabei Verschiebungen in der Rangfolge der kostengünstigen Lösungen entstehen.

Werden bei den Variationen jeweils Variationen mit kleiner und größer werdenden Eingangsparametern betrachtet, so lassen sich daraus die in der Tabelle 6 aufgeführten Tendenzen erkennen. Darin werden auch die Auswirkungen von Veränderungen des Zinsfußes i und der Inflationsrate j berücksichtigt.

Tabelle 6 Tendenzen der Sensitivitätsanalyse

Variation von β	Rangfolge und Tendenz der Auswirkungen auf C_1	
	$\beta < 1$	$\beta > 1$
TN/TN_0	1	3
n/n_0	2	5
U/U_0	4 (5)	2
$(R/B_D)/(R/B_D)_0$	5 (4)	6
i/i_0	3	4
j	-	1

Bei Verringerung der Eingangsparameter ($\beta < 1$) haben die Einflüsse von Nutzungsdauer TN (β_{TN}) und Untersuchungszeitraum n (β_n) das größte Gewicht; sie haben jedoch gegenläufige Tendenzen. Bei Vergrößerung der Eingangsparameter ($\beta > 1$) haben die Inflationsrate j und der Untersuchungszeitraum n (β_n) mit gleicher ansteigender Tendenz den größten Einfluß.

Werden die Trendentwicklungen der einzelnen Variationen in Form einer Rangfolge der darin jeweils kostengünstigen Bauweisen betrachtet, so stellen die Bauweisen 3 und 5 (Steinschüttung mit Teil- bzw. Vollverguß auf Geotextil) die insgesamt wirtschaftlichsten Bauweisen dar.

Die Wirtschaftlichkeitsrechnung liefert hinreichend verwertbare Ergebnisse, wenn folgende Randbedingungen angesetzt werden:

Untersuchungszeitraum $n = 50$ Jahre

Zinsfuß $i = 4$ %

Inflationsrate $j = 0$ %

5 Schlußfolgerung

Die auf der Grundlage von an Uferdeckwerken aus losen Steinschüttungen ermittelten Verfahren und Aufwendungen zur Unterhaltung aufgestellter Richtwerte und Strategiemodelle ermöglichen eine praxisnahe Abschätzung des zu erwartenden Unterhaltungsaufwandes und der technischen Nutzungsdauer. Mit Hilfe der Diskontierungsmethode können die für Investition und Unterhaltung zu erwartenden Gesamtkosten unterschiedlich aufgebauter Deckwerkskonstruktionen ermittelt und miteinander verglichen werden. Die hierbei unumgänglichen Unsicherheiten in den Annahmen von Kosten, Verschleiß und Nutzungsdauer sollten jedoch bei der Anwendung der aufgezeigten Verfahren beachtet und möglichst durch die Aufnahme aktueller und örtlich maßgebender Daten gemindert werden. Besondere Bedeutung kommt bei der Wirtschaftlichkeitsrechnung den Investitionskosten (B , B_D) und der technischen Nutzungsdauer T_N zu, während die oft überschätzten Unterhaltungskosten im üblichen Rahmen keine entscheidende Rolle spielen.

Aufgabe der vorliegenden Untersuchung war es jedoch nicht, Kostenvorteile der einen oder anderen Bauweise herauszuarbeiten. Hierfür sind von Fall zu Fall die örtlichen Gegebenheiten im Detail zu erfassen und in den Eingangsparametern zu berücksichtigen. Sinn und Zweck war es vielmehr, die für die Wirtschaftlichkeitsberechnung maßgebenden Strategiemodelle, Rechenansätze und Eingangsparameter anzugeben und anhand exemplarischer Berechnungen und Analysen das Vorgehen aufzuzeigen.

6 Schrifttum

- /1/ Bundesminister für Verkehr : Kompendium Kosten-Nutzen-Analysen für Investitionen an Binnenschiff-fahrtsstraßen.
Bonn 1981, Teil I - IV, unver-
öffentlicht
- /2/ Graewe, H. : Der zweckmäßige Querschnitt von Binnenschiffahrtskanälen der Was-serstraßenklasse IV.
Dr.-Ing. Diss., 1967, RW Techn.
Hochschule
- /3/ Helm, K.,
Wöltinger, O. : Untersuchung der Beziehung zwischen einerseits der Querschnittsgestalt, der Bodenbeschaffenheit, der Art der Auskleidung und der Verteilung der Strömungsgeschwindigkeiten in einem Wasserlauf, und andererseits dem Fahrwiderstand, dem Wirkungs-grad der Schrauben und den zulässigen Geschwindigkeiten der Schiffe in Bezug auf die Unterhaltungskosten des Wasserlaufs.
Deutsche Berichte zum XVIII. Inter-nationalen Schifffahrtkongreß, Rom 1953, S. 97 - 128
- /4/ Kienbaum
Unternehmensbera-
tung : Untersuchung über den zweckmäßigen Transport und Einbau von Schütt-steinen bei Unterhaltungsarbeiten an Binnenwasserstraßen, 1968 -
unveröffentlicht
- /5/ Knieß, H.-G. : Bemessung von Schüttsteindeckwer-ken im Verkehrswasserbau - Teil 1: lose Steinschüttungen.
Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (1977) Nr. 42,
S. 40 - 70
- /6/ Knieß, H.-G. : Unterhaltungsaufwand an Uferdeck-werken aus losen Steinschüttungen.
BAW-Bericht O1 3033 vom 10.11.1981
- unveröffentlicht
- /7/ Knieß, H.-G. : Studie zu Wirtschaftlichkeitsbe-rechnungen an Uferdeckwerken von Wasserstraßen.
BAW-Bericht O1 3033 vom 13.11.1981
- unveröffentlicht

- /8/ Knieß, H.-G.,
Köhler, H.-J. : Stabilität loser Steinschüttungen,
Modellversuche im Maßstab 1:1,
BAW-Bericht 11 3047 vom 22.12.1981
- unveröffentlicht
- /9/ Seiler, E. : Die Ermittlung des Anlagenwertes
der bundeseigenen Binnenschiff-
fahrtsstraßen und Talsperren und
des Anteils der Binnenschifffahrt
an diesem Wert.
Mitteilungen des Institutes für
Wasserwirtschaft, Grundbau und
Wasserbau der TH Stuttgart, 1967,
Heft 6
- /10/ Schmuck, A. : Einflußgrößen, Berechnungsansätze
und Sensitivitätstests für die
Straßenbaulastträgerkosten im
Rahmen der Wirtschaftlichkeitsbe-
rechnungen für Straßenbefestigun-
gen.
Schlußbericht zum Forschungsauf-
trag 9.020 G 77 M des BMV vom
15.05.1978 - unveröffentlicht
- /11/ Schmuck, A. : Erweiterung von Berechnungsan-
sätzen und Sensitivitätstests so-
wie Entwicklung von Verhaltens-
und Managementmodellen als Grund-
lagen der Wirtschaftlichkeitsbe-
rechnung für Straßenbefestigungen.
Schlußbericht zum Forschungsauf-
trag 9.022 G 78 M des Bundesmini-
sters für Verkehr, 15.11.1979
- /12/ Schmuck, A. : Exemplarische Anwendung der In-
vestitionsrechnung auf praxisnahe
Aufgabenstellungen.
Schlußbericht zum Forschungsauf-
trag 9.032 G 80 M des Bundesmini-
sters für Verkehr vom 30.11.1980
- /13/ Steinmatz, Fr. : Uferschutzwerke des Dortmund-Ems-
Kanals.
Die Bautechnik 37 (1960), S. 81
- /14/ Westhaus, H.H. : Der Strukturwandel in der Binnen-
schifffahrt und sein Einfluß auf
den Ausbau der Binnenschifffahrts-
kanäle.
Mitteilungen des Instituts für
Wasserwirtschaft, Grundbau und
Wasserbau der Universität Stutt-
gart, 1969, Heft 13

- /15/ WSD Würzburg : Unterhaltungskosten am Main für Böschungen mit Steinbewurf in den Jahren 1960 - 1964.
Würzburg 01.04.1968 - unveröffentlicht
- /16/ WSD Nord : Die Systemwertanalyse zur Beurteilung der bisher am Nord-Ostsee-Kanal angewandten Deckwerksbauweisen.
Nord-Ostsee-Kanal, Heft 40/1980, S. 27 - 46
- /17/ WSD West : Ausbau des Wesel-Datteln-Kanals, Strecke Flaesheim-Ahsen, Ausbildung des Uferdeckwerks und Wirtschaftlichkeit der Verklammerung.
Bericht der WSD West vom 28.08.80 - unveröffentlicht

7 Begriffe / Definitionen

7.1 Deckwerk

d	Dicke der Deckschicht
d_o	Dicke der Deckschicht nach Neubau bzw. Instandsetzung
D	Steinlänge nach TLW
D_{100}	größte Steinlänge einer Steinschüttung
D_r	repräsentative Steinlänge

7.2 Verkehr

G	Güteraufkommen (Mio t/a)
N	Schiffsdurchgänge /a
L	Leistungsvermögen (tkm)
P_m	mittlere Tragfähigkeit

7.3 Unterhaltung

Q	Steinmenge im Wasserwechselbereich ($6 \text{ m}^2/\text{s}$) in (t)
W	Gebrauchswert des Deckwerks (= d)
$q_{A,i}$	durchschnittlicher Unterhaltungsaufwand (= Verschleiß) (t/m·a) in der Strecke i
$q_{B,i}$	durchschnittlich maximaler Unterhaltungsaufwand (= Verschleiß) (t/m·a) in der Strecke i
ΔT	Instandsetzungsintervall (a)
$T_E = T_N$	Erneuerungsintervall (a) = Nutzungsdauer (a)

7.4 Wirtschaftlichkeitsrechnung

B	Baukosten (DM/m)
B_D	Kosten der Deckschicht (DM/m)
U	Unterhaltungs-/Instandsetzungskosten (DM/m·a), die in der Praxis zwar intervallmäßig in Form von Instandsetzungskosten I im Jahr t anfallen, hier aber als gleichmäßige Unterhaltungskosten in DM/Jahr eingesetzt werden
E_t	Erneuerungskosten im Jahr t
TN	Nutzungsdauer (Jahre)

R_t	Restwert im Jahr t
R_N	Restwerte nach Ablauf der Nutzungszeit T_N
t	Zeitkoordinate
n	Betrachtungszeitraum
i	Zinsfuß (%)
q	$(1 + i)$
j	Inflationsrate (%) als Differenz zwischen allg. Kostenentwicklung und speziellem Kostentrend einer Bauweise
r	$(1 + j)$
C	Barwert (DM/m) aller auf die Gegenwart bezogenen Ausgaben $C = C_1 + C_2 + C_3 - C_4$
C_1	Neubaukosten (B)
C_2	Unterhaltungs-/Instandsetzungskosten (U/I)
C_3	Erneuerungskosten (E)
C_4	Restwert (R)
β_{TN}	TN/TN_0
β_n	n/n_0
β_U	U/U_0
β_R	$(R/B_D)/(R/B_D)_0$
β_i	i/i_0
β_j	j/j_0

der bisher erschienenen Hefte des Mitteilungsblattes der Bundesanstalt für Wasserbau

Nr./Jahr	Verfasser	Titel
1/53	Jambor Burghart Türk Zweck Canisius Liebs Schleiermacher Boos	Erhöhung d.festen Wehrschwelle bei gleicher hydraul. Leistung Die Verteilung der Abflußmenge über den Querschnitt Untersuch. üb.d. Geschiebereg. in Flüssen u. Stauanl., D.el.-akust.Verf. Flach- und Pfahlgründungen in weichem tonigem Schluff Aus der Arbeit der Bundesanstalt Ausbau der Unteren Hunte Sicherung d.Schiffahrtsrinne in d.Donau im Bereich d.Innmündung.... Vom wasserbaulichen Versuchswesen in England
2/53	Canisius Pichl Burghart/Gehrig Davidenkoff Sagawe Zweck	Technische Entwicklung im Wasserbau Der Ortungstachygraph und seine Anwendung Beitrag zur Frage d.Geschwindigkeitsverteilung in offenen Gerinnen Grundwasserzufluss zu Brunnen und Gräben Der Dehnungsmeßstreifen als Meßelement b.erd-u.wasserbaul.Modellversuchen Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (I)
3/54	Canisius Wehrkamp Liebs Schleiermacher Zweck Meenen	Die Bodenmechanik im Dienste des Wasserbaues Ein neues Flußprofilmeßgerät Abzweigung einer verhältnismäßigen Teilwassermenge an einem Meßwehr Gestaltung schräg angeströmter Brückenpfeiler Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (II) Reiseeindrücke von einem Einsatz der Bundesanstalt in Venezuela
4/54	Jambor Herr Wehrkamp Davidenkoff Zweck	Die Gestaltung v.Kanalabzweig.unter bes.Berücks.v.Schwingungen im Kanal Spülvermögen b.Verschlamm.u.Geschiebeablager.in einem Wehrfeld mit höckerartig erhöhter Wehrschwelle Das Flußprofilzeichengerät von Dr. Fahrentholz Gefährdung der Stauwerke bei Unterströmung Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (III)
5/55	Canisius Niebuhr Schleiermacher Gehrig Poggensee Zweck/Davidenkoff	Die Bundesanst.f.Wasserbau. Ein Rückblick auf ihre Entwickl.1948-1955 Kritische Betrachtungen zur Frage der Modellrauhigkeit (I) Wasserspiegelaufnahmen in Flußkrümmungen u.Wasserspiegelquergefälle Überprüfung hydrographischer Angaben durch den Modellversuch Die Grundformel zur Bestimmung der Schleusenleistung Die versuchstechn.Verf.z.Berechn.d.Netzes ein.Grundwasserströmung
6/56	Schleiermacher Gehrig Wigand Zweck/Davidenkoff Poggensee	Geschwindigkeitverlänger.i.Querschn.mittels Bühnen oder Leitwerken Messung und Berechnung von Kräften an Schiffen im Modell Verhinder.v.Geschiebeablager.vor d.unt.Schleusenvorhängen v.Staustufen Über die Zusammensetzung von Filtern Anwendung und Kritik von Rammformeln
7/56	Gehrig Zweck/Davidenkoff Schleiermacher Niebuhr Davidenkoff Liebs Jambor	Strömungsmessung mit einem Kreiszyylinder Untersuch.v.Sicherungsmaßnahmen an Flußdeichen durch Modellversuche Einfache Darstell.d.zeitl.Ablaufes v.Anschwellungen in Wasserläufen/Tidegeb. Beitr.z.Erfass.d.Räumkraft ein.ungl.förm.Ström.unter bes.Berücks.d.Verhält.i. Angenäh.Ermittl.d.Grundw.Zufl. zu ein.in ein.durchl.Boden ausgehob.Grube Abflußbeiwerte μ für grasbewachsene Deiche Formgebung des Trennpfeilers in Flußkraftwerken
8/57	Yalin Davidenkoff	Die theoretische Analyse der Mechanik der Geschiebebewegung Durchsickerung durch Deiche und Erddämme (I)
9/57	Zweck/Davidenkoff Davidenkoff Schleiermacher Yalin	Auftrieb unter Wehren auf durchlässigem Untergrund Wirkung der Sickerströmung auf d.Standsicherheit eines Erddammes (II) Vers.ein.morphol.Begründ.v.Rauhigk.beiwert.f.d.Berechn.d.Wassersp.gefälles Ermittlung des Querschnittes mit maximalem Geschiebetransportvermögen
10/58	Magens	Unters.d.Ursachen und des Vorganges d.Verschlickung der Schleusenvor- hängen zu Brunsbüttelkoog
11/58	Rubbert Gruhle Gehrig Davidenkoff	Die Vertiefung der Tideflüsse und ihre Problematik Verformungsmessungen an den Spundwänden der Schleuse Friedrichsfeld Der Verbau von Übertiefen und die Erhaltung des Fahrwassers Durchsickerung durch Deiche und Erddämme (Schluss aus 8 und 9)
12/59	Zweck/Dietrich Zweck Rubbert	Zur Ermittlung der Verteilung des Coulomb'schen Erddruckes Versuchsergebnisse über die Zusammensetzung von Filtern Die Tiderechnung als Problem der Numerischen Analysis
13/59	Zweck/Dietrich Felkel Steinfeld	Die Berechnung verankerter Spundwände in nicht bindigen Böden nach ROWE Der Schwellbetrieb der Flußkraftwerke Über den Erddruck an Schacht- und Brunnenwandungen
14/60	Felkel Davidenkoff Gehrig/Herr	Walzenbucht u.Ringgraben als Mittel z.Verminder.d.Schwebst.ablager.in Fluß- Neue Forschungsarb.ü.d.Konsolidierung wassergesättigter bindiger Böden Beitrag zur Ermittlung des Wasserdruckes auf gekrümmte Flächen
15/60	Jambor Felkel Felkel	Lage und Gestaltung der Schleusen und ihrer Zufahrten Wasserspiegelmessungen an einer festen Wehrschwelle Gemessene Abflüsse in Gerinnen mit Weidenbewuchs
16/61	Felkel Davidenkoff Dietrich	Die Modelluntersuchungen für zehn Moselstaustufen Sickerverluste bei Durch- und Unterströmung von Deichen Schnittgröß.u.Randspann.i.d.Sohlfuge ein.Kai-od.Stützmauer v.rechteck.Quer- schnitt
17/62	Kleinschmidt/Schröder	Sonderheft Korrosionsversuche
18/62	Felkel Vollmer Felkel Davidenkoff	Der Einsatz frei fahrender Modellschiffe beim flußbaulichen Versuch Erfahr. an ein.Tidemodell m.bewegl.Sohle u.Vergl.zw.Modell-u.Naturmessungen Ein einf.Rundbecken z.Mischen v.Wasser u.Koagulieren v.Schmutzstoffen Über die Berechnung der Sickerverluste aus Kanälen
19/63	Zweck/Dietrich Jansen Felkel Jänke	Modellvers.m.steifen Dalben in bind.Böden bei plötzl.Belastung Die Neukonstruktion v.Fahrstühlen f.Kraftmessungen an Modellschiffen Die Neckartalplanung im Raume Heilbronn Überprüfung der Brauchbarkeit von Pfahlformeln anhand von Probelastungen und Messungen an Stahlpfählen
20/64	Franke	Die Strömungsvorgänge bei unvollkommenen Brunnen

21/64	Naujoks Dietrich Liebs Franke	Untersuchungen zum Nachweis eines spezifischen Sättigungsgrades Zur Berechnung der Tragfähigkeit starrer Dalben in homogenen Böden Die Abschirmung von Seehäfen gegen Seegang D.Einfl.d.Neig.winkels d.wasserführ.Schicht u.einer partiell.Auskleid.des durchläss.Brunnenschachtes auf d.Zuflußmenge zu einem artes.Brunnen
22/65	Rubbert Jambor Davidenkoff/Franke	Tidewellenberechn.nach d.Universalprogr.d.BAW "...Oberelbe" Schutz der Sohle in Flüssen Unters.d.räuml.Sickerström.in eine umpund.Baugrube in offen.Gewässern
23/66	Dietrich Ruck Dietz Felkel/Canisius	Modellvers.m.biegsamen langen Dalben unt.wiederh.Belast.im Sand Berg Untersuchung d.Sandwanderungsverhältnisse im Küstenber.zw.Stohl u.Brauner Einfl.d.Saugschl.beaufschlag.b.Kaplanturbin.auf d.Schiff.-verhältnisse... Elektronische Berechnung von Wasserspiegellagen
24/66	Völpel/Samu Schnoor Zweck Davidenkoff/Franke	Reliefänderungen i.d.Tidestromrinne des Wangerooger Fahrwassers... Ü.neue Verfahr.z.Berechn.d.Reflexionsdr.v.Wasserwellen auf senkr.Wände Baugrunduntersuch. m.Sonden gem.DIN 4094 m.Auswertungsmöglichkeiten Räumliche Sickerströmung in eine umpundete Baugrube im Grundwasser
25/67	Schnoor Davidenkoff Franke Schulz/Ruck Lambert	Üb.versch.Verfahr.z.Berechn.d.Wellenangr.Kräfte auf senkr.Pfähle u.Wände Dimensionierung von Brunnenfiltern Die Wirkungen d.Wassers auf d.Standsicherheit von Böschungen Die Sandwanderungsverhältnisse an d.Nordküste d.Insel Fehmarn.... Die Erscheinung der Gezeiten und ihre Erklärung
26/68	Schnoor Samu Ruck	Üb.versch.Verfahr.z.Berechn.d.Wellenangr.Kr... auf senkr.Pfähle und Wände Ergebnisse der Sandwanderungsuntersuchungen in d.südlichen Nordsee Auswirk.d.geol. Verhältn. im Küstengeb. auf Baumaßn. im Wasserbau
27/68	Schäle/Kuhn/ Schröder/Hofmann	Kanal- und Schifffahrtsversuche Bamberg 1967
28/69	Jänke Felkel	Untersuch.d.Zusammendrückbar.u.Scherfestigk.v.Sanden u.Kiesen... Der Weg zum vollständigen mathematischen Flußmodell
29/69	Dietz Dietz	Kolksicherung durch Befestigungsstrecken für das Eidersiel Kolksicherung am Elbewehr Geesthacht
30/70	Franke/Manzke Franke Felkel Jurisch Sindern/Rohde Harten Dietz	Zwei interessante Beisp.von den Erdbauaufgaben am Elbe-Seitenkanal Einige Beispiele zur Strömungsdruckwirkung des Grundwassers Ideestudie üb.d.Möglichk.d.Verhüt.v.Sohlenerosion. durch Geschiebezufuhr... Beitrag zur Verwendung von Durchflußgleichungen b.Dreieck-Überfällen. Zur Vorgeschichte der Abdämmung der Eider... Abdämmung der Eider; Modellversuche im Tidemodell Abdämmung der Eider; Modellversuche für das Sielbauwerk
31/72	Giese/Teichert/ Vollmers Dorer Dietz Dietz	Das Tideregime der Elbe - Hydraulisches Modell mit beweglicher Sohle Berechn.d.nichtstationären Abfl.in nicht-prismat.offenen Gerinnen Ausbildung von langen Pfeilern bei Schräganströmung... Systematische Modellversuche über die Pfeilerkolkbildung
32/72	Wiebuhr Ache Franke/Ache Franke/Garbrecht/ Kiebusch Franke/Bernhard Felkel Giese	Einfluß d.Seitenwände bei hydraul. Versuchen in ein.rechteck.Glasrinne Ergebnisse v.Sondierungen neben einem eingespülten Gründungskörper... Ein Verfahren z.Berechn.ingespannter gedrungener Gründungskörper Meßfehler infolge unvollk.Volumenkonstanz v. Porenwasserdruckgebern beim Scherversuch Erddruckansatz b.trogförm.Bauwerken u.Wechselwirk.zw.Erd-u.Sohldruck... Das Sohlenkorn des Rheins zwischen Straßburg und Bingen Fahrwasserumbildungen in der Unter- und Außenelbe
33/72	Rohde/Meyn Ruck Dietz Hein	Untersuch.üb.d.hydrodyn.Verhalt.oberfl.markiert.Sandes u.ü.d.Einbringemeth. Erfahrungen beim Präparieren von Sand für Leitstoffuntersuchungen Kolksicherung am Störsperrwerk Verhalten von Rost unter nicht absolut dichten Beschichtungen bei Anlegen von kathodischem Schutz im Stahlwasserbau
34/73	Hovers	Der Einfluß von Strombauwerken auf die morphologische Entwicklung der Stromrinnen im Mündungsgebiet eines Tideflusses, untersucht am Beispiel der Außenweser
35/73	Davidenkoff Tödten Hein Jurisch Pulina Dietz List	Anwendung von Bodenfiltern im Wasserbau Beitrag zur Energiedissipation von Tosbecken im Modellversuch Sulfatangriff des Meerwassers auf Beton? Messung der Momentangeschwindigkeiten mit Hilfe der Laser-Doppler-Anemometrie Geschwindigkeitsmessungen an einer Bootsgasse Modelluntersuchung der Schleusenvorhöfen an der Rheinstaustufe Iffezheim Untersuchung von instationär belasteten Kunststoff-Filtern für den Wasserbau
36/74	Dietz Felkel Dietz/Pulina	Hydraulische Probleme bei der Planung von Staustufen Modellversuche mit Grundswellen und Schifffahrt Wahl der Wehrverschlüsse beim Ausbau der Saar zur Schifffahrtsstraße
37/75	Tödten Schuppener Harten/Knieß Dietz	Untersuchung der Strömungsvorgänge an Bühnen Erddruckmessungen am Schiffshebewerk Lüneburg Eiderdamm - Natur- und Modellmessungen Wellenmessungen im Hafen Travemünde - Vergleich zwischen Natur und Modell
38/75	Schuppener Felkel Samu	Der Erddruck einer rolligen Hinterfüllung auf eine unverschiebliche Stützwand infolge der Verdichtung Untersuchungen der Veränderungen der Höhenlage der Sohle des Oberrheins Beitrag zur morphologischen Entwicklung der Außenjade
39/76	Dietz/Pulina	Modelluntersuchungen zur Gestaltung der Hauptbauwerke an der Rheinstaustufe Iffezheim
40/76	Dietz/Pulina Knieß Annuß/Dehm/ Hein/Schröder Dietz/Pulina Dietz	Zur Wahl des Zugsegmentes als Wehrverschluß beim Ausbau der Saar Eiderdamm - Wiederauffüllung von Baggerlöchern im Watt Korrosion an Spundwänden - Wand-Dickenmessungen mit Ultraschall " " " " " " Zur Problematik der Querströmungen in Vorhafenzufahrten und ihre Untersuchung im Modell Zur Frage der Nachbildung von Kolkvorgängen im Modell

Nr./Jahr	Verfasser	Titel
41/77	Armbruster Döscher Feddersen Franke/Garbrecht Franke/Schuppener Hauß Kiekbusch Ruck Sagawe Schulz	Vergleich berechneter und gemessener Grundwasserstände am Beispiel Kehl Die Suspensionswand Querbelastete Verankerungen Drei Serien von Probelastungen an Großbohrpfählen in Sand - Ziel - Methode -..... Besonderheiten b.Gründungsgutachten f.ein flachgegründetes off-shore-Bauwerk Beispiele für die Anwendung statistischer Methoden in der Bodenmechanik Elektrisches Messen von Volumenänderungen beim Triaxialversuch Sondierungen zur Erkundung unterh.d.Gewässersohle von schwimmd.Arbeitsplattform Kraft- und Spannungsmessungen an der Containerkaje in Bremerhaven Überlegungen zur Führung des Nachweises der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge
42/77	Hein Knieß Hein	Untersuchung ü.d. Korrosionsablauf an wetterfesten Stählen i.Abhängigk.v.d. Entfernung z.Meer Bemessung von Schüttstein-Deckwerken im Verkehrswasserbau; Teil I: Lose Steinschüttungen Zum Korrosionsverhalten von Zink in salzhaltigen Wässern
43/78	Dietz Knieß	Strömungsabweiser u./o. durchbrochene Trennmole als Mittel z. Verminderung d.Querströmungen in oberen Vorhafenzufahrten am Beispiel d. neuen Mainstaustufe Krotzenburg. 29 Bilder Belastungen d.Böschungen des NOK durch Schiffsverkehr-Ergebnisse v.Naturmessgen-27Bild.,13 Tab.
44/79	Pulina Jurisch	Modelluntersuchungen für die Saarstaustufe Rehlingen Untersuchungen über die Abflußverhältnisse im Bereich einer Grundschwelle
45/79	Dietz/Pulina Dorer/Siem Hou Lie	Zur Frage des Wehrschwellenprofils beim Zugsegment Schwall- und Sunkberechnungen mit impliziten Differenzenverfahren
46/80	Garbrecht Liebig Franke Armbruster	Auswertung von Setzungsmessungen - zwei Beispiele - Stabilitätsuntersuchungen v.Mehrfachregelkreisen an hydraul.Modellen im wasserbaul.Versuchswesen Studie z.Frage d.Einfl. v. Meereswellen a.d.Größe des Schlwasserdr.unter Offshore-Flachgründung. Die Sickerwasserströmung i.Ber.d.Stauanl.Kulturwehr Kehl-Teil I: Unterströmng.u.Standsicherh.i. Endzustand
47/80	Felkel	Die Geschiebezugabe als flußbaul. Lösung des Erosionsproblems des Oberrheins
48/80	Giese Schulz/Feddersen/ Weichert	Das Tideregime der Elbe - Hydraulisches Modell mit beweglicher Sohle Zwängungskräfte infolge Sohlreibung
49/81	Pulina/Voigt	Hydrodynamische Belastung der Wehrverschlüsse an den Saarstufen Rehlingen, Mettlach und Scho- den sowie Abflußleistung bei spezifischen Betriebsfällen - Modelluntersuchungen
50/81	Schulz Gehrig Knieß Wulzinger	Zur Festigkeit überverdichteter Tone Die Berechnung des Geschiebetriebanfanges Schütten von Steinen unter Wasser Sedimenttransport und Sohlausbildung im Tidemodell d.Elbe m.bewegl. Sohle
51/82	Pulina/Voigt Kemnitz Hein/Klein	Einfluß der Randbedingungen auf die Abflußleistung unterströmter Wehrverschlüsse Beitrag zur Verringerung der Quergeschwindigkeiten im unteren Schleusenvorhafen einer Staustufe Untersuchung über den Temperatureinfluß auf das Korrosionsverhalten von ungeschütztem Stahl im Emders Hafengewässer
52/83	Pulina/Voigt Knieß	Neubau eines Wehres im Zitadellengraben Berlin-Spandau Untersuchungen zum Nachweis der Wirtschaftlichkeit v.Uferdeckwerken an Wasserstraßen

