



DIPLOMARBEIT

Master Thesis

Untersuchung des beweglichen Überfalls einer Schusssrinne

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs/ einer Diplom-Ingenieurin

unter der Leitung von

Ao.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Reinhard PRENNER

am

Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie – Abteilung Wasserbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Veselin Kibarov

Matrikelnummer 1129508

kibarovv@yahoo.com

Krasno Selo Viertel 208 ,Eing. K , Ap 20
1618 Sofia, Bulgarien

Wien,

.....
(Veselin Kibarov)

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich all jenen danken, die durch ihre fachliche und persönliche Unterstützung zum Gelingen dieser Diplomarbeit beigetragen haben.

Mein Dank gilt Herrn Ao.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Reinhard Prenner für die Anregungen bei der Bearbeitung dieses interessanten Diplomarbeitsthemas und die Unterstützung, die er mir dabei entgegenbrachte. Ebenso danke ich Herrn Assoc. Prof. Dr. Eng. Dimitar Kisliakov für die Bereitschaft, mir bei der Bemessung des untersuchten Segmentschützes zu unterstützen.

Ich danke der Universität für Architektur, Bauwesen und Geodäsie – Sofia und der Technischen Universität Wien für die spannenden Jahre, die ich da verbringen durfte und die enorme Menge an Wissen und Erfahrungen, die ich dabei sammeln konnte.

Mein besonderer und tiefer Dank gilt auch meinen Eltern, die mir mein Studium ermöglicht haben, sowie meinen Großeltern, die mich nicht nur finanziell unterstützten, sondern immer auch ein offenes Ohr für meine Anliegen hatten. Außerdem möchte ich mich bei meinem Bruder Petar bedanken, für die Hilfestellung bei der Formatierung der Diplomarbeit.

Schließlich möchte ich mich auch bei meiner Freundin Petya herzlich bedanken, die mich immer wieder während meines Studiums ermutigte.

Abstract

In this thesis the hydraulic-constructive design of a gated spillway intake structure was examined, with particular focus to the hydraulics and construction.

Introductionary is given an overview of the main hydraulic structures of the spillways, followed by various types of spillway structures and their hydraulic calculations. Next is presented a detailed description of the construction of gates including their static calculation. Finally a calculation of a practical example was performed with drawings.

Kurzfassung

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wurde die wasserbauliche Gestaltung eines beweglichen Überfalls im Einlaufbauwerk einer Schußrinne untersucht, wobei besonderer Augenmerk auf die Berechnung und Konstruktion gelegt wurde.

Zuerst wird ein Überblick über die wichtigsten hydraulischen Bauwerke einer Hochwasserentlastung gegeben, danach werden verschiedene Typen von Überfallbauwerken und deren hydraulische Bemessung beschrieben. In Anschluss erfolgt eine detaillierte Behandlung von Verschlusskonstruktionen inklusive der statischen Berechnung. Diese wurde auch an Hand eines praktischen Beispiels durchgeführt und Entwurfspläne dafür erstellt.

Inhaltsverzeichnis

A. Kurzfassung	
B. Inhaltsverzeichnis	
I. Einleitung	1
1. Hauptbauwerk einer Hochwasserentlastungsanlage.....	1
1.1 Einlaufbauwerk.....	2
1.2 Transportbauwerk.....	9
1.3 Energieumwandlung.....	11
II. Typen von Überfallbauwerke	15
1. Feste Wehre.....	15
2. Bewegliche Wehranlagen.....	17
3. Kombinierte Wehranlagen.....	18
4. Sondertypen.....	19
4.1 Schachtüberfall (Trichter).....	19
4.2 Heberwehre.....	21
4.3 Streichwehre.....	23

5. Verschlüsse.....	24
5.1 Typen (Trichter).....	24
5.2 Sondertypen.....	25
5.3 Funktion und Anwendungsgebiet.....	26
5.4 Vergleich der Abmessungen und spezifisches Gewicht.....	27
6. Segmentschütz.....	29
6.1 Drucksegment.....	29
6.2 Zugsegment.....	30
6.3 Komponenten und Größenbestimmung.....	31
6.4 Konstruktive Empfehlungen zur Ausbildung.....	33
III. Hydraulische Bemessung	37
1. Überfallformeln.....	37
2. Hydraulische Probleme des beweglichen Überfalls	55
3. Hydrodynamik des beweglichen Überfalls.....	55
IV.Sicherheitsnachweis des beweglichen Überfalls	62
1. Sicherheitsnachweis bei Talsperren [<i>nach DIN</i>].....	62
2. Sicherheitsnachweis bei Stahlkonstruktion [<i>nach DIN</i>]	67
3. Reibung der Stahlkonstruktion.....	70
4. Berechnung der Stahlkonstruktion.....	71

V. Bemessung eines Segmentschützes.....	72
1. Eingabedaten.....	72
2. Ermittlung des Wasserdrucks auf dem Segmentenschütz	73
3. Lage der Träger.....	74
4. Bauform der Hauptrahmen	75
5. Bemessung der Spannungen	76
6. Auswahl der Stahlgüte	78
7. Bemessung der Stauwand und der Horizontalrippen	79
8. Bemessung und Gestaltung des Trägers	83
9. Bemessung der Stützarme.....	88
10. Berechnung der Querrippen.....	92
11. Bemessung des Drehlagers	94
VI.Zusammenfassung	96
VII. Literaturverzeichnis.....	97
ANHANG A: Profiltabelle inkl. Beulwert	99
ANHANG B: Planbeilagen.....	105

I. Einleitung

Die Sicherheit einer Stauanlage ist zum größten Teil von der zuverlässigen Funktion der Hochwasserentlastung abhängig. Besonders bei Dämmen kann eine Überlastung oder eine Fehlfunktion der Hochwasserentlastung zur Beschädigung, und sogar zum Totalverlust der Talsperre führen. Ein brechender Damm kann eine extrem hohe Flutwelle erzeugen. Alle Anlagenteile zusammen mit der Hochwasserentlastungsanlage sind deshalb so zu dimensionieren, dass die Anlage gegen allen möglichen Beanspruchungen resistent ist. [10]

1. Hauptbauwerk einer Hochwasserentlastungsanlage

Hochwasserentlastungsanlagen können unterschiedlich gestaltet werden. Die drei wesentlichen Bauwerke sind:

- Einlauf
- Transportgerinne
- Auslauf

Die folgende Tabelle 1 stellt eine Übersicht der Kombinationsmöglichkeiten der einzelnen Typen dar:

Element	Gestaltungsmöglichkeiten					
Entlastung	mit Schützen			ohne Schützen		
Einlauf	Frontal-überfall	Seitlicher Überfall, Sammelrinne	Überfalltulpe (Morning Glory)	Saugheber	Durchlass	
Transport	Schussrinne	Freier Fall	Kaskaden	Freilaufstollen/kanal	Druckstollen/kanal	Fallschacht
Auslauf	Tosbecken			Sprungschanze		

Tabelle 1: Gestaltungsmöglichkeiten- Hochwasserentlastungsanlagen [10]

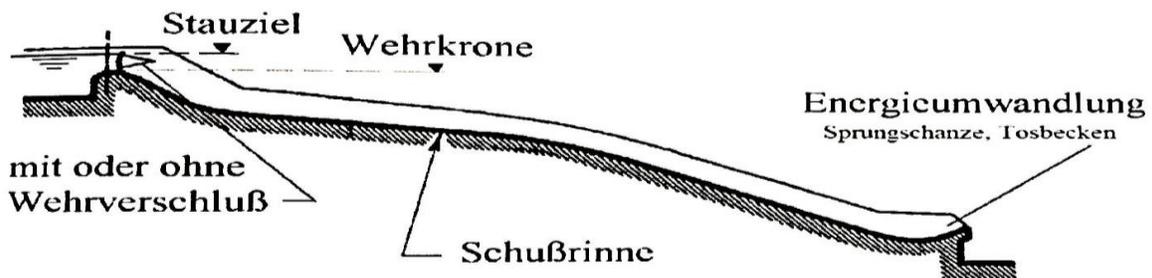


Abbildung 1: System einer Schussrinne [16]

1.1 Einlaufbauwerk (Inlet Structure)

Das Einlaufbauwerk kann als fester oder beweglicher Überfall konzipiert sein. Es kann frontal oder seitlich angeströmt werden. Mehrfach ist als Einlaufbauwerk auch ein frei im Speicher stehende Hochwasserentlastungsturm angeordnet, der oben als kelchartiger Überfall ausgebildet ist.

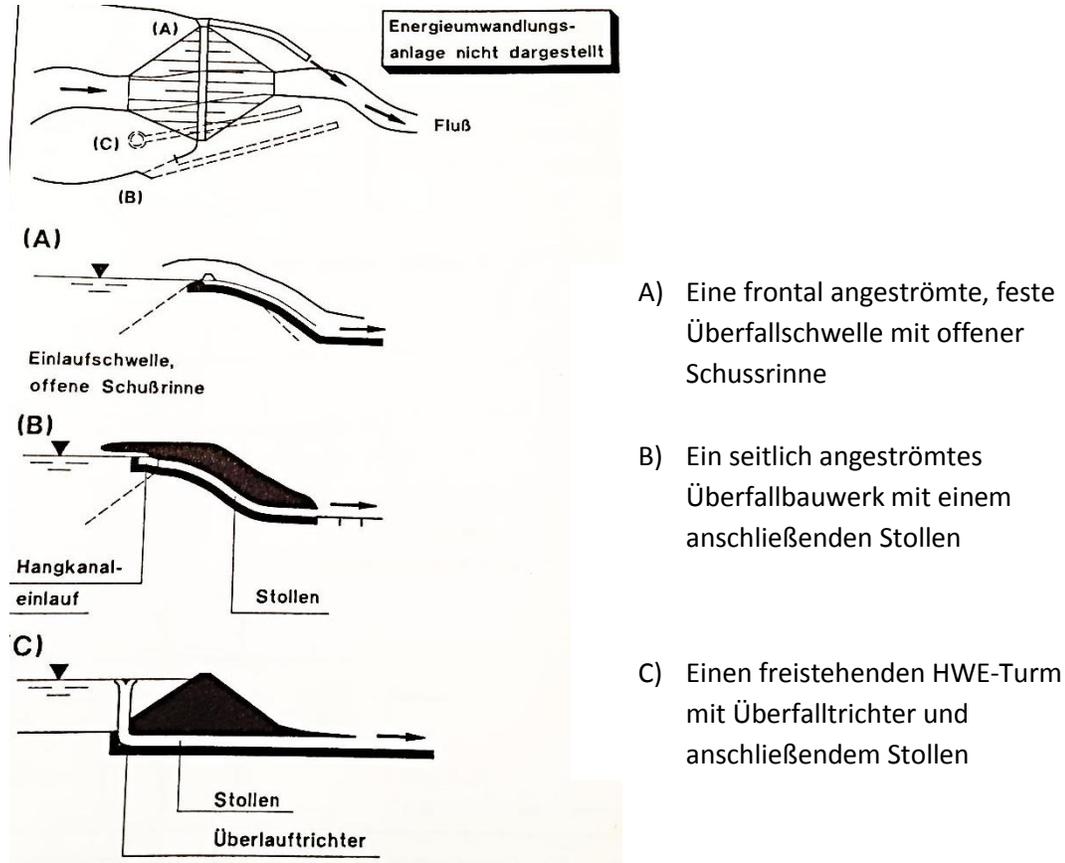


Abbildung 2: Systemskizzen der möglichen Anordnungen [14]

Probleme für die Funktionssicherheit von Einlaufbauwerken können sich im Winter aufgrund dem Eis ergeben. Insbesondere bewegliche Verschlüsse können bis zur Unbeweglichkeit zufrieren. Hier bewähren sich Luftsprudelleitungen und elektrische Heizungen. [14]

a) Frontalüberfall

Beim Frontalüberfall unterscheidet man den Teil der Wehrschwelle, der sich oberwasserseitig der Wehrkrone befindet (upstream Quadrant) und den Teil, der auf der Unterwasserseite liegt (downstream Quadrant). Die Wasserseite des Wehres kann vertikal oder auch leicht geneigt sein. [10]

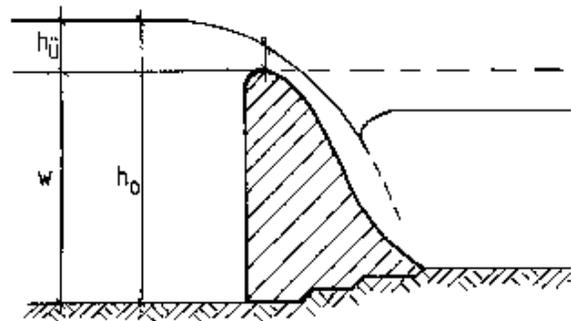
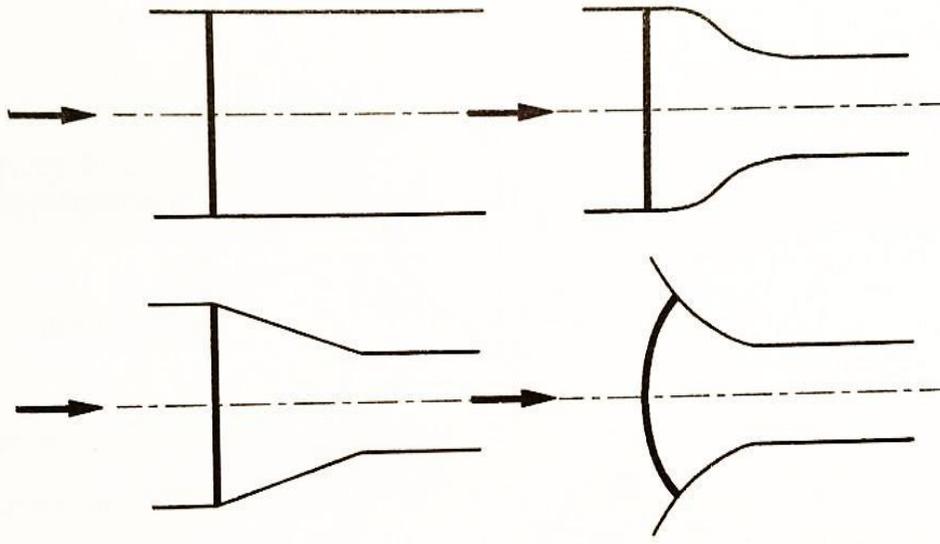


Abbildung 3: Frontalüberfall

a) frontal angeströmte Überlaufwehre



b) seitlich angeströmte Überlaufwehre

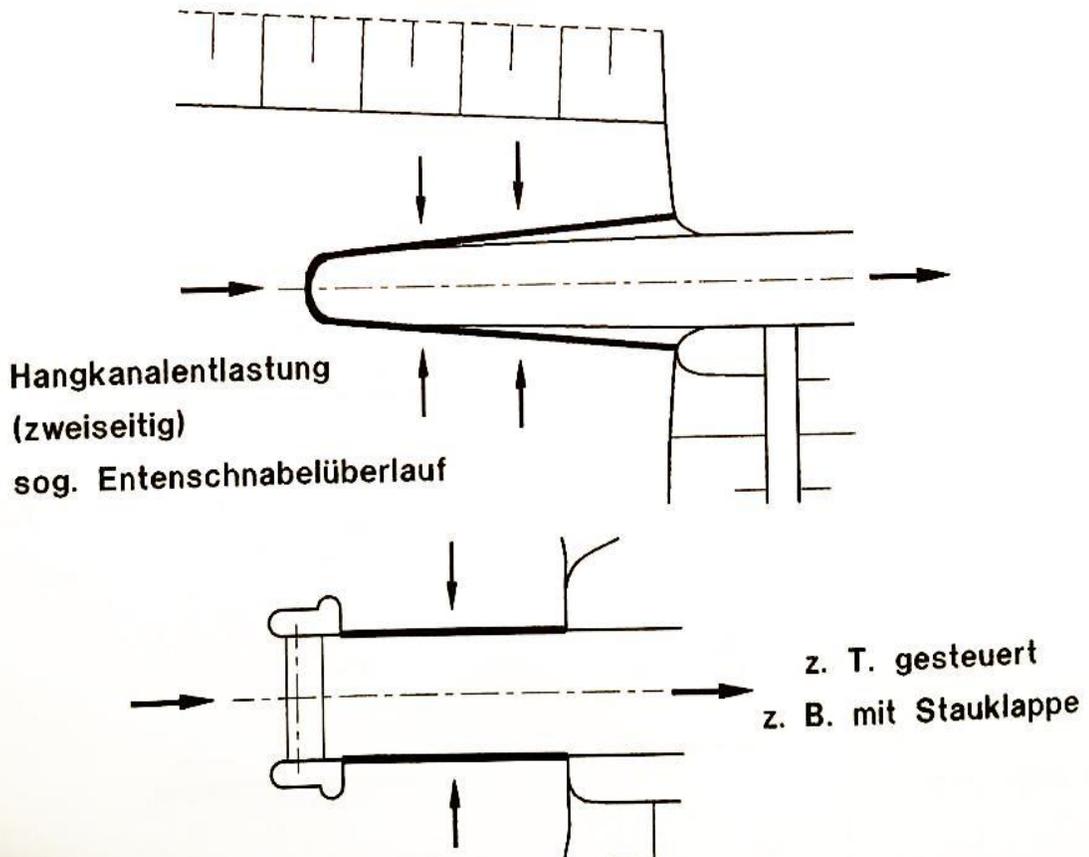


Abbildung 4: Grundformen für Einlaufbauwerke für Schussrinnen und Stollen [14]

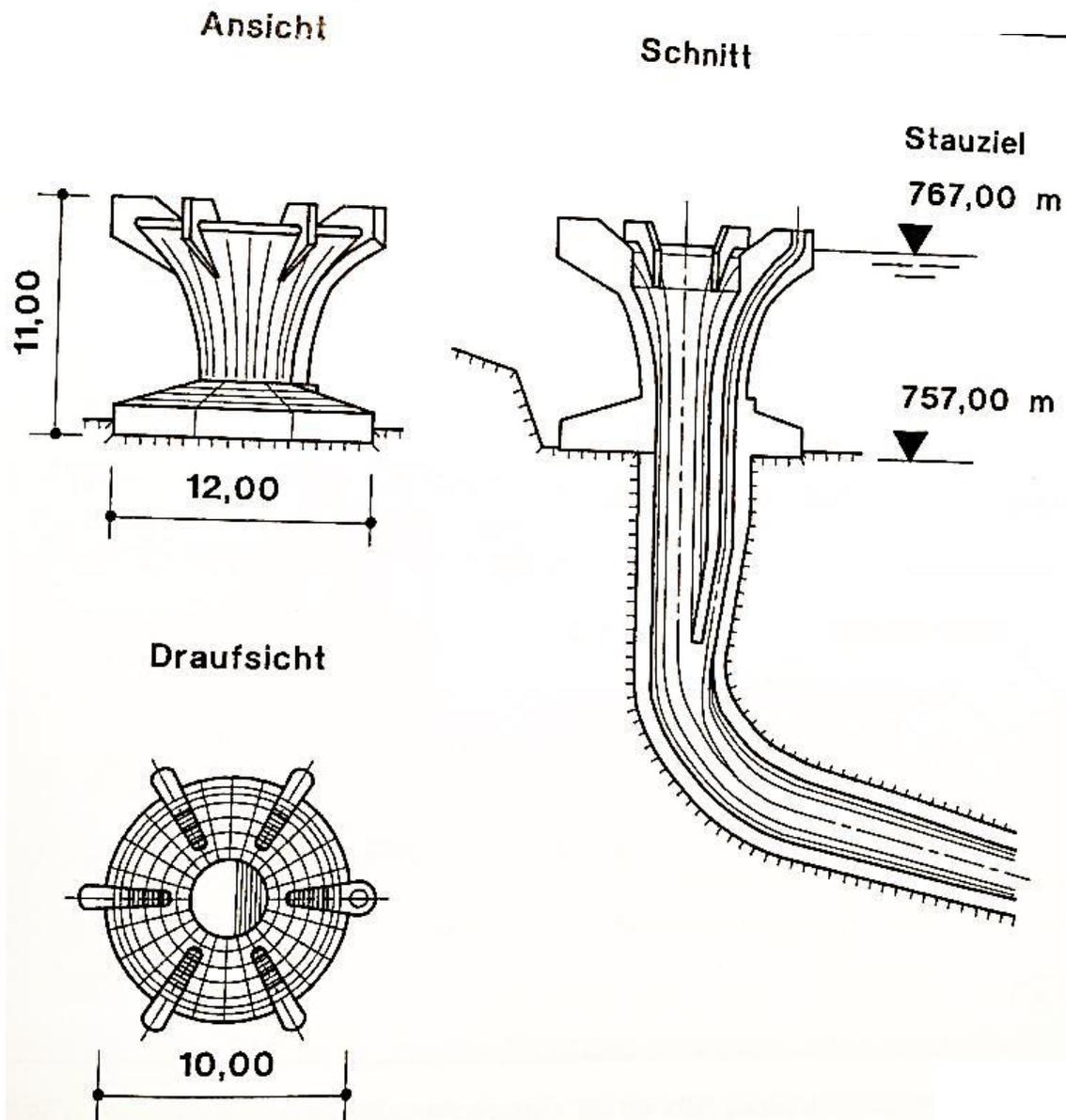


Abbildung 5: Hochwasserentlastungen mit trichterförmigen Turmeinlauf [14]

b) Sammelrinne

Unter einer Sammelrinne oder einem Sammelkanal versteht man ein Freispiegelgerinne, das nach dem Anspringen des seitlichen Überfalls den Hochwasserzufluss aufnimmt. Von der Sammelrinne fließt das Wasser entweder in eine Schussrinne oder einen Freilaufstollen. Die Sammelrinne als Kopfbauwerk einer Hochwasserentlastungsanlage wird vor allem bei Dämmen vorgesehen, kann aber auch bei Mauern sinnvoll sein.

Man ordnet das Entlastungsbauwerk meist seitlich am Hang und getrennt von der Sperrstelle an. Die feste Überfallkrone hat im allgemeinen die gleiche Länge wie die Sammelrinne. [10]

Die Überfallkrone wird meist wie ein gewöhnlicher Wehrrücken ausgebildet (Standardüberfall). Um eine möglichst große Überfallkapazität zu erzielen und um klare Abflussverhältnisse zu schaffen, soll darauf geachtet werden, dass sich ein vollkommener Überfall einstellt. [10]



Abbildung 6: Sammelrinne der Talsperre Schönbrunn [5]

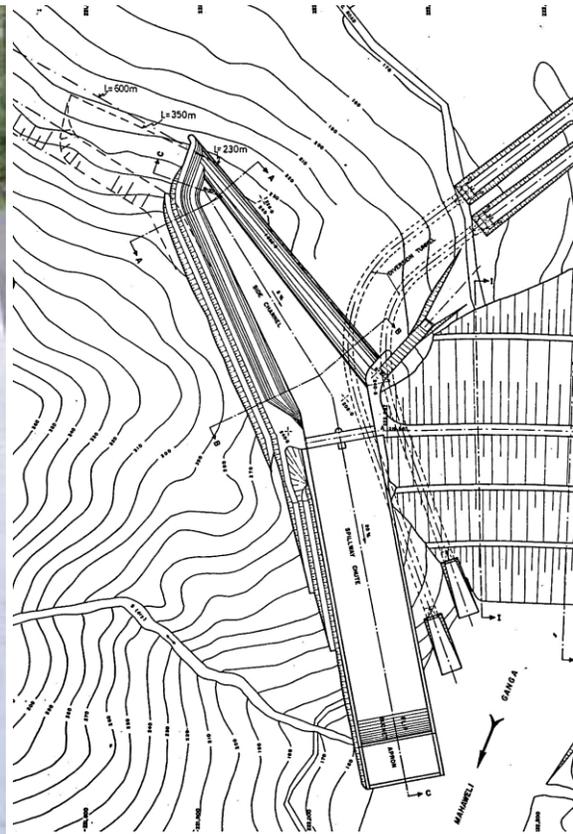


Abbildung 7: Sammelrinne Randenigala [10]

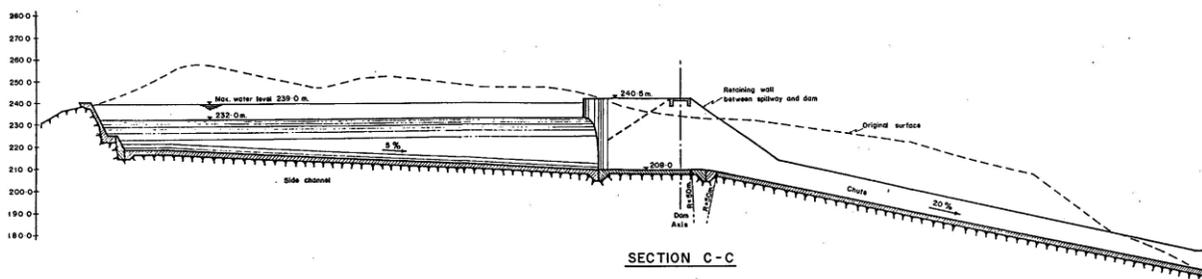


Abbildung 8: Sammelrinne Randenigala - Längsschnitt [10]

c) Sondertypen:

Es gibt auch Hochwasserentlastungsanlagen, bei denen das Entlastungsbauwerk speziell an die Entwurfsanforderungen angepasst werden muss. Die folgenden Einlaufbauwerke werden z.B. bei Staumauern durchgeführt. [14]

- **Durchlass (Submerged Spillway)**

Bei Gewicht- und Pfeilermauern können Hochwasserentlastungen in den Mauerrücken integriert werden. Bogenmauern sind für eine solche Anordnung eher ungeeignet und es ist somit naheliegend das Hochwasser auf dem kürzesten Weg, also durch die Mauer, zu entlasten. Zu diesem Zweck können in der Mauer unter dem Stauziel Öffnungen angeordnet werden, die im Normalbetrieb durch Abschlussorgane geschlossen sind. Je nach Größe des anfallenden Hochwassers kann die Mauerkrone durch vollständiges oder teilweises Öffnen aller oder einzelner Durchlässe vor dem Überfluten bewahrt werden. [10]

Eine Durchlassentlastung besteht im Wesentlichen aus drei Elementen:

- Einlauf
- Absperrorgan
- Absprungnase

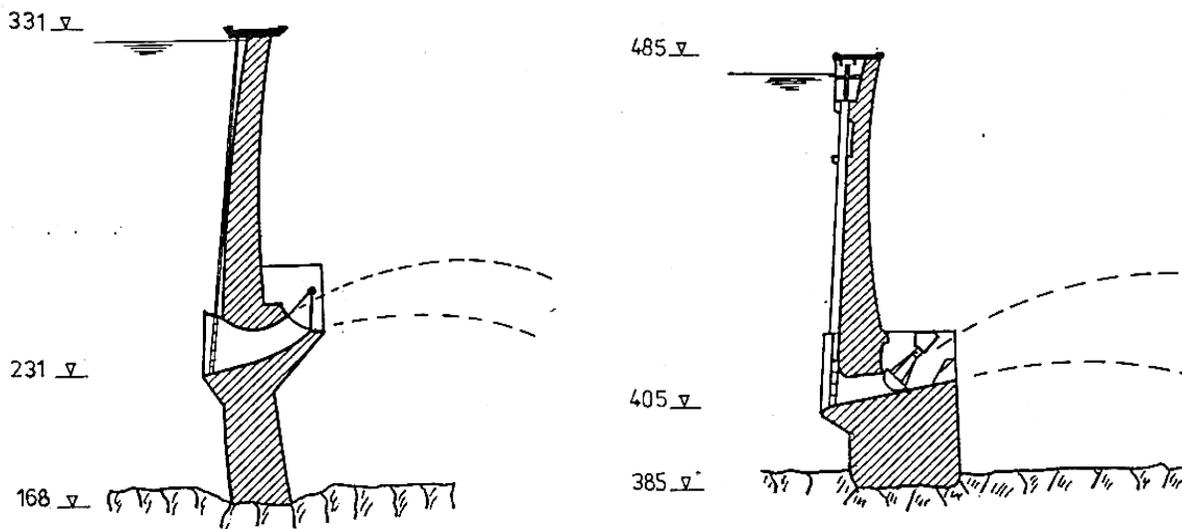


Abbildung 9: Cabora Bassa, Mozambique; rechts: St. Croix, Frankreich [10]

Die Erfahrung hat gezeigt, dass die Kolke infolge des Wasserstrahles auch bei guten Felsverhältnissen unerwartet tief werden können. Durch eine ausreichend große Druckhöhe und einer günstigen Absprungnase sollte es möglich sein, den Wasserstrahl soweit ins Unterwasser zu lenken, dass der Mauerfuß nicht durch Auskolkung gefährdet sind. [10]

- **Freier Überfall (Free Fall)**

Bei Betonbauwerken kann das Wasser im freien Fall von der Sperre ins Unterwasser geführt werden. Diese Art des Transports ist besonders einfach und kostengünstig. Wichtig ist eine sorgfältige Ausbildung der Überfallkrone, eine ausreichende Belüftung der Unterseite des Überfalls und die Energieumwandlung. Dort treten häufig grosse Probleme auf. Um den Überfallstrahl aufzureissen, damit er nicht so kompakt ins Flussbett auftrifft, werden häufig Störkörper auf den Überfall aufgesetzt. [10]

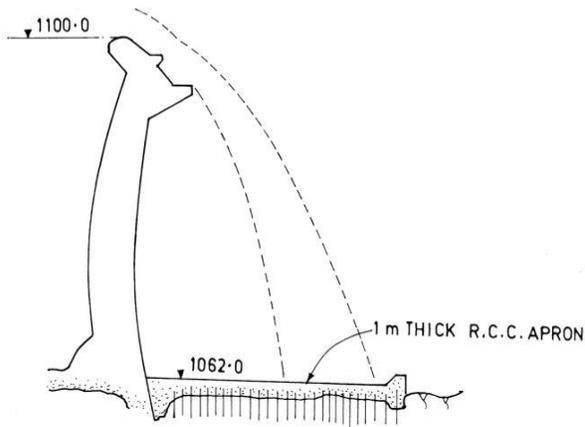


Figure 2 Overflow profile with nappe splitters, Palawan dam.

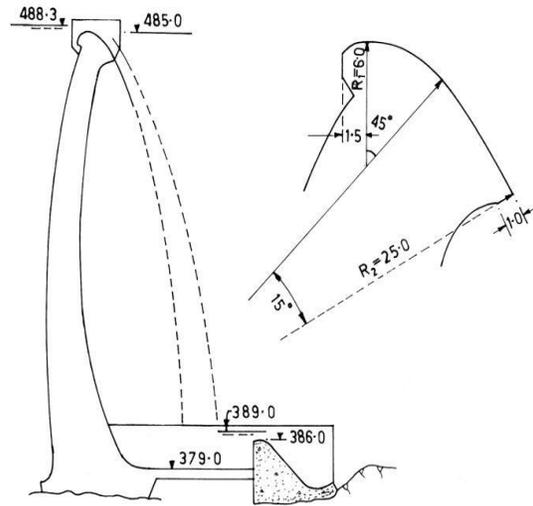


Abbildung 11: Freifall Überfall, Beznar dam, Spain [10]

Abbildung 10: Freifall Überfall, Plawan dam, Zimbabwe [10]



Abbildung 12: Tsankov Kamak Dam, Bulgarien [youtube.com]

d) Beispiele von Einlaufbauwerken

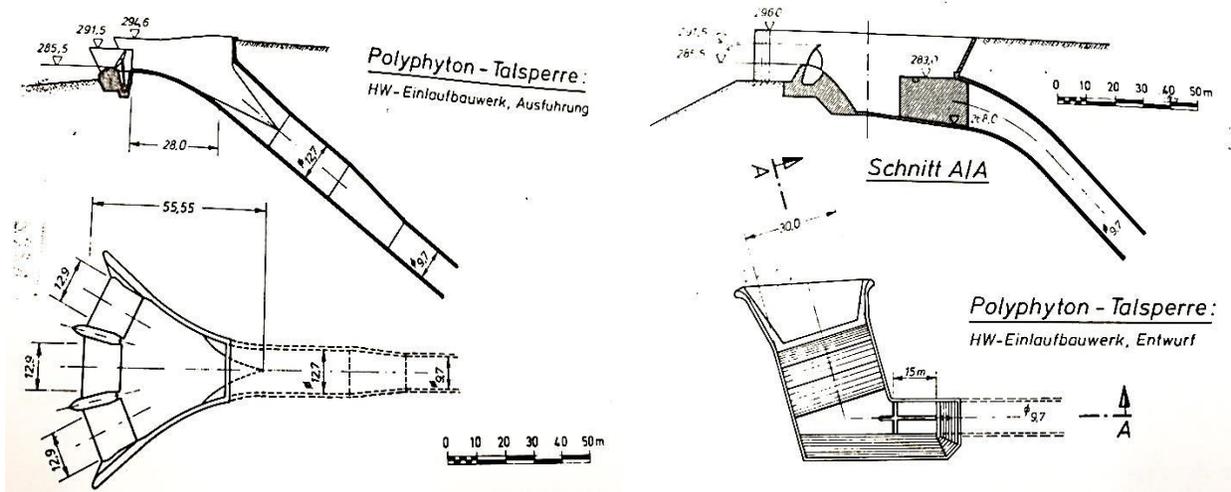


Abbildung 13: Plan von Einlaufbauwerk, Polyphyton, Deutschland [14]

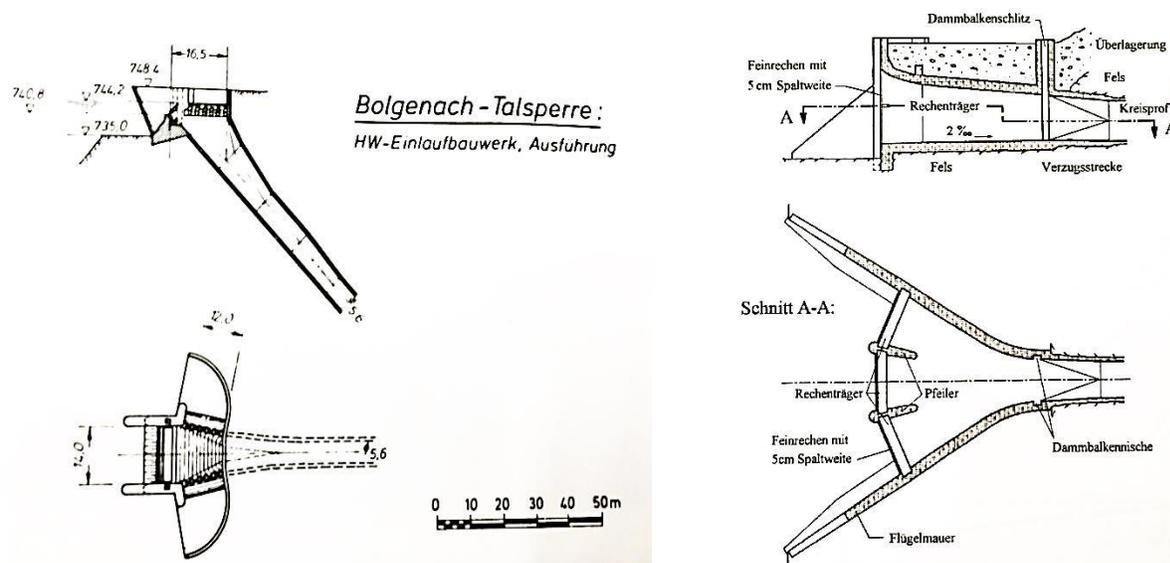


Abbildung 14: Plan von Einlaufbauwerk, Bolgenach, Österreich [14] Abbildung 15: Treibwassereinlauf, Längental [16]

e) Spezielle Entwurfskriterien für Hochwassereinlaufbauwerke [14]

- Wenn eine unsymmetrische Anordnung sich nicht umgehen lässt, sollen damit die verbundenen Richtungsänderungen möglichst im strömenden Bereich liegen. Es ist darauf zu achten, dass der strömende Abfluss ausreichend Platz und Volumen findet.
- Bei schiessendem Abfluss sind scharfe Kanten und plötzliche Richtungsänderungen zu vermeiden.
- Die Reduzierung der Breite des Fließquerschnittes soll bei schiessendem Abfluss mit einer Erhöhung des Gefälles kombiniert werden. So werden stehende Wellen und deren Reflexionen gedämpft.

1.2. Transportbauwerk (Transport Structure)

Das Transportbauwerk hat den schadlosen Abfluß des Hochwassers vom Einlaufbauwerk nach dem Unterwasser zu gewährleisten. Es kann entweder als Freispiegelrinne oder als Stollen ausgebildet sein. [14]

a) Schussrinne – glatte Ausführung (Flat Design)

Die Schussrinne dient zur Abführung des Hochwassers vom Einlaufbauwerk bis zur Energieumwandlungsanlage. Alle vorkommenden Störungen pflanzen sich somit nur nach unten fort. Unter den Störungen ist die seitliche Ablenkung der Strömung die wichtigste, da sie in Form von Stoßwellen unangenehme Folgen hat.

Die Schussrinne kann mit der Talsperre kombiniert oder getrennt von ihr auf einer Talflanke angeordnet sein. Für eine Kombination eignen sich am besten Mauern mit einer luftseitigen Neigung, wie dies etwa bei Gewichtsmauern der Fall ist. Schussrinnen direkt über Dämmen anzuordnen, ist aus Setzungs- und Sicherheitsgründen grundsätzlich nicht zu empfehlen und nur unter bestimmten Umständen möglich. Bei kleineren Dammhöhen ist es möglich im Bereich der Hochwasserentlastung ein Betonbauwerk in den Dammkörper zu integrieren. [10]



Abbildung 16: Srisaillam Dam, Andhra Pradesh, India [16]



Abbildung 17: Schussrinne der Talsperre "Al. Stamboliiski", Bulgarien

b) Treppenschussrinne (Stepped Spillway)

Unter Treppenschussrinnen versteht man ein Transportgerinne, das die abzuleitende Wassermenge über einzelne Stufen vom Oberwasser ins Unterwasser führt. Daher wird ein Teil der Energie fortlaufend nach jeder Stufe umgewandelt. Durch diese Anordnung muss am Fuß der Sperre nur ein kleines Tosbecken gebaut werden. Die Höhen der einzelnen Stufen oder Treppen variieren je nach abzuführender Wassermenge, zu überwindendem Höhenunterschied, und Sohle. [10]



Abbildung 18: Treppenschussrinne des Staudammes "Lobosh", Bulgarien



Abbildung 19: Treppenschussrinne [Gary D. Holt, 2014]

1.3. Energieumwandlung (Energy Dissipation)

Als Energieumwandlung kommen verschiedene Tosbeckenkonstruktionen in Betracht, wie z.B. Tosbecken mit Endschwellen oder mit eingebauten Störkörpern. Statt eines Tosbeckens kann auch eine Sprungschanzenlösung mit Kolksee (Plunge Pool) gewählt werden. [14]

a) Sprungschanze (Ski-jump Spillway)

Zweck der Sprungschanze ist es, die Wassermassen soweit ins Unterwasser zu befördern, dass der Vorgang der Energieumwandlung weder die Talsperre samt ihren Nebenanlagen, noch die Stabilität der Talflanken gefährdet. Mit einem freien, gut belüfteten Skisprung ist man also bestrebt, dass der Wasserstrahl möglichst weit von der Hochwasserentlastungsanlage entfernt und unter einem günstigen Winkel auf das Unterwasser trifft. Dadurch soll der Kolk in einem sicheren Abstand von den baulichen Anlagen entstehen. Eingestaute Skisprünge sollten wegen Kavitationsgefahr vermieden werden. [10]

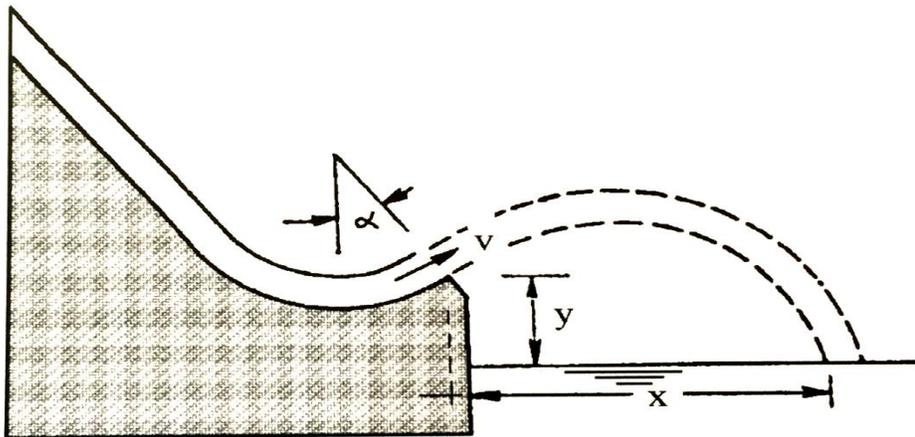


Abbildung 20: Geometrie einer Sprungschanze [16]



Abbildung 21: Auslauf mit Sprungschanze [16]

b) Tosbecken (Stilling Basin)

Tosbecken sind in der Regel betonierte Becken, die unmittelbar an einen Überfall oder eine Schussrinne, etc. anschließen. Sie haben die Aufgabe die überschüssige Energie so zu verschwenden, dass eine Auskolkung im unterwasserseitigen Gerinne verhindert wird.

Unterschiedliche Tosbeckenkonstruktionen kommen zur Anwendung, wobei bei Niederdruckanlagen in der Regel Tosbecken ohne Einbauten im Einsatz kommen.

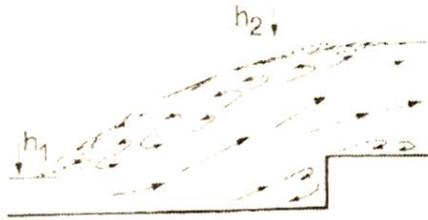
Die Einbauten können den Wechselsprung für unterschiedliche Anströmungs- und Unterwasserbedingungen stabilisieren, die Energieumwandlung verbessern, das Tosbecken verkürzen und auch die Wellenbildung und die Nachkolkentwicklung vermindern. Bei hohem Energieinhalt des Wassers sind die Tosbecken mit Strahlleiter oder Störkörpern bzw. Störschwellen erforderlich.

Bei der Tosbeckendimensionierung muss sichergestellt werden, dass der Wechselsprung bei jedem Abfluss und dazugehörigem Unterwasserstand im Tosbecken stattfindet. Dieser muss nicht automatisch der Maximalabfluss, also der Bemessungsabfluss sein. Somit müssen alle möglichen Abflüsse und die dazugehörigen Unterwasserstände untersucht werden.

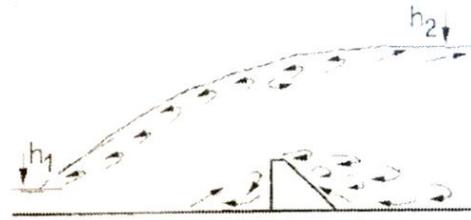
Die Energieumwandlung im Tosbecken beträgt im Allgemeinen ca. 85 %. Eine vollständige Umwandlung ist somit nicht möglich. Die Restenergie verursacht eine größere Schleppkraft am Ende des Tosbeckens. Um die Auswirkung dieser Schleppkraft zu verhindern, ist anschließend an das Tosbecken ein Kolkschutz vorzusehen, der aus einem Blockwurf mit einer, je nach Untergrund, darunter liegenden Filterschicht bestehen kann. Der Filter verhindert Auswaschungen im Untergrund. [10]



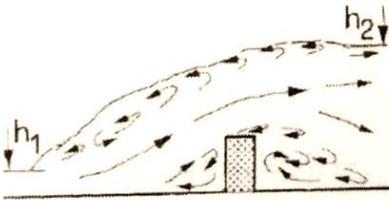
Abbildung 22: Tosbecken mit Sprungschanze der Talsperre Pöhl, Sachsen [20]



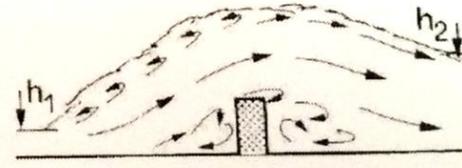
positive Tosbeckenstufe



Störkörper im Tosbecken



Schwelle- getauchter Abfluss



Schwelle- freier Abfluss

Abbildung 23: Tosbecken mit verschiedenen Einbauten [16]

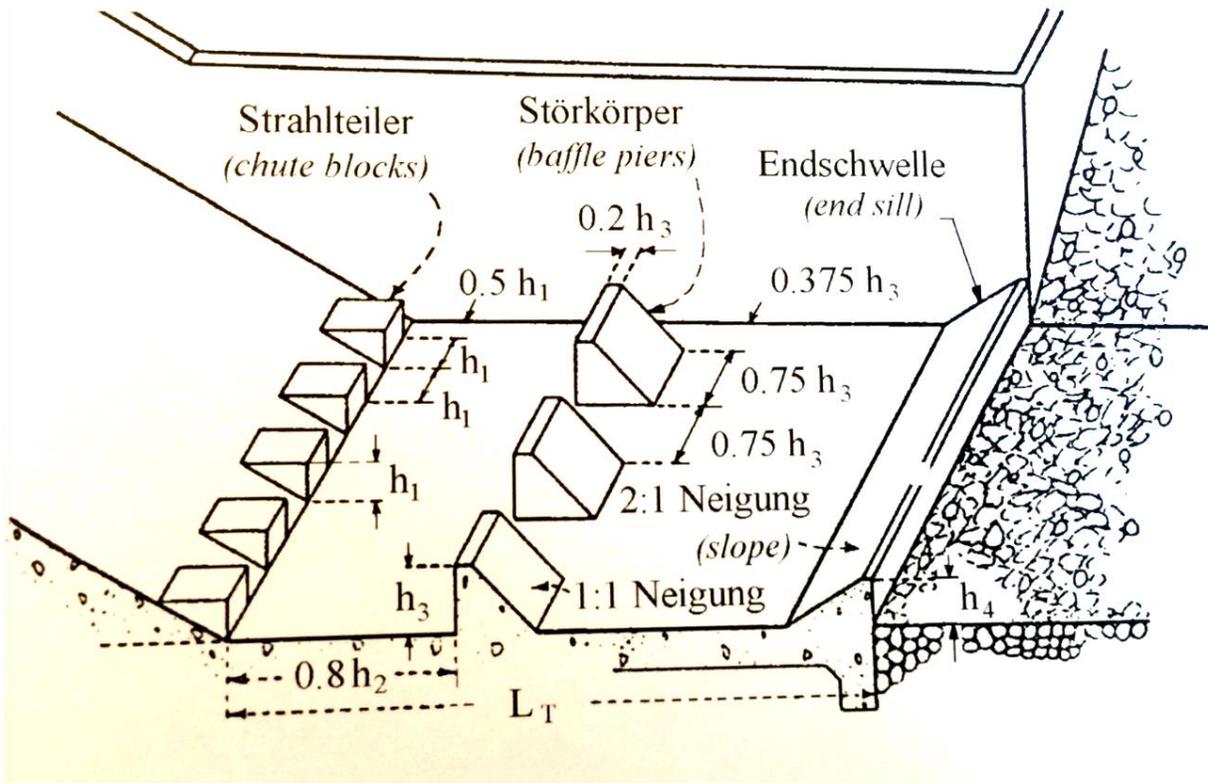


Abbildung 24: Tosbecken mit Strahlteiler und Störkörper [USBR Type III, 1987]

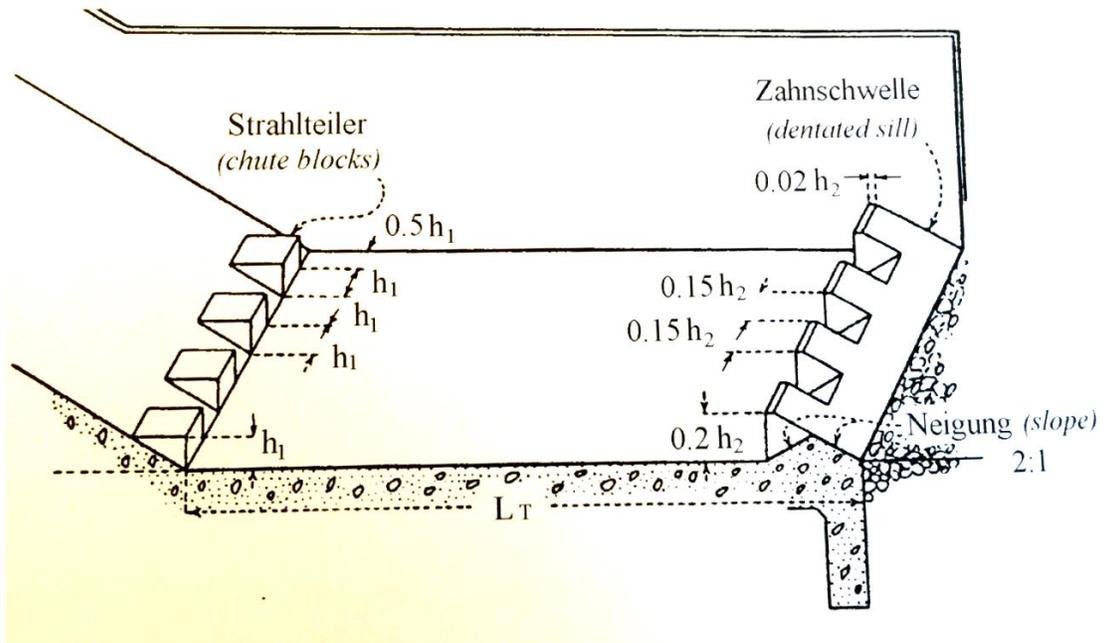


Abbildung 25: Tosbecken mit Strahlteiler, [USBR Type II, 1987]



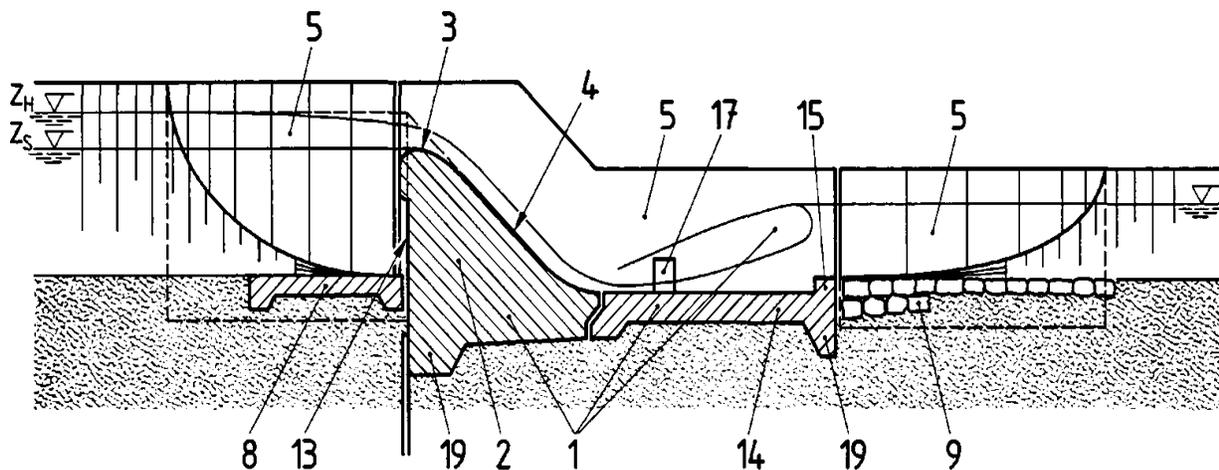
Abbildung 26: Talsperre Rauschenbach, Sachsen [20]

II. Typen von Überfallbauwerken

Die Überfallbauwerke lassen sich nach Bauweise und nach Regelungsvermögen des Abflusses unterteilen. Es existieren zwei Typen: feste Wehre und Wehre mit Verschlüssen. Die Wahl der Wehre oder welche Verbindung der Überfallbauarten untereinander zu wählen und die Bestimmung der Lage, Höhe und Hauptabmessungen sind aufgrund der Aufgaben und Forderungen, der örtlichen Verhältnisse sowie der hydrotechnischen Anforderungen zu prüfen. [13]

1. Feste Wehre

Die feste Wehre bestehen aus einer festen Stauanlage mit unveränderlicher Wehrkrone. Sie setzen sich zusammen aus dem eigentlichen Wehrkörper, dem Wehrboden mit dem zumeist angeordneten Gegenschwelle, die Kolksicherung, die Sicherungen der Ufer durch Widerlager oder Wehrwangen und aus den Sicherungen gegen Um- und Unterläufigkeit. Vielfach erhalten die festen Wehre Teile mit beweglichen Verschlüssen, die als Grundablässe oder Kiesschleusen bezeichnet werden und dazu dienen, abgelagerte Geschiebemassen bei Freigabe der Öffnung durch Hochwasser flussab befördern zu lassen, wobei jedoch auf den wegen der kleinen Öffnungsbreite zumeist geringen Wirkungsbereich hinzuweisen ist. Feste Wehre sind daher dort anwendbar, wo wechselnde Wasserspiegellagen, Hochwasserabführung und Verlandung keine Schädigung der Anlage, Ober- oder Unterlieger verursachen. [8]



Hierin bedeuten:

- | | | |
|-----------------------|-------------------------|------------------------------|
| 1 Wehrkörper (3.4) | 8 Vorboden (3.11) | 15 Endschwelle (1.49) |
| 2 Staukörper (3.5) | 9 Nachboden (3.12) | 16 Zahnschwelle (1.50) |
| 3 Überlaufkrone (3.6) | 10 Wehrhöcker (3.9) | 17 Störkörper (1.48) |
| 4 Wehrrücken (3.7) | 11 Wehrverschluß (3.22) | 18 Revisionsverschluß (1.53) |
| 5 Wehrwange (3.13) | 12 Wehrpfeiler (3.14) | 19 Sporn (1.61) |
| 6 Wehrschwelle (3.8) | 13 Stauwand (1.37) | 20 Strahlteiler (3.10) |
| 7 Einlaufboden (3.10) | 14 Tosbecken (1.46) | 21 Strahlaufreißer (3.39) |

Abbildung 27: Festes Wehr [4]

Das feste Wehr muss hydraulisch derart dimensioniert sein, dass es die folgenden Bedingungen erfüllt: [7]

- 1) Das HHQ soll ohne Störungen durchfließen können.
- 2) Kavitation des Überfallstrahles müssen vermieden werden.
- 3) Die Tosbecken sind nach DIN 19700 - 13 (4.1.3) so zu errichten, dass die überschüssige Energie des abfließenden Wassers in eine harmlose Masse umgewandelt werden kann. So werden sie gegen Veränderungen am Flussbett, die den Bestand des Bauwerkes oder der Ufer gefährden, geschützt.



Abbildung 28: Oberes Tosbecken mit festen Überfall und Wehrklappe, Talsperre Malter, Sachsen [20]

2. Bewegliche Wehranlagen

Bewegliche Wehranlagen besitzen Wehrverschlüsse, die gehoben oder abgesenkt werden können und so den Abfluss gesteuert werden kann. Die Wehrverschlüsse, vorwiegend Stahlschützen, befinden sich zwischen den Wehrpfeilern (Abb.27). Diese unterteilen die Flussbreite oder der Überlaufbereich der Dammkrone meistens in mehrere kleinere Abschnitte. [13]

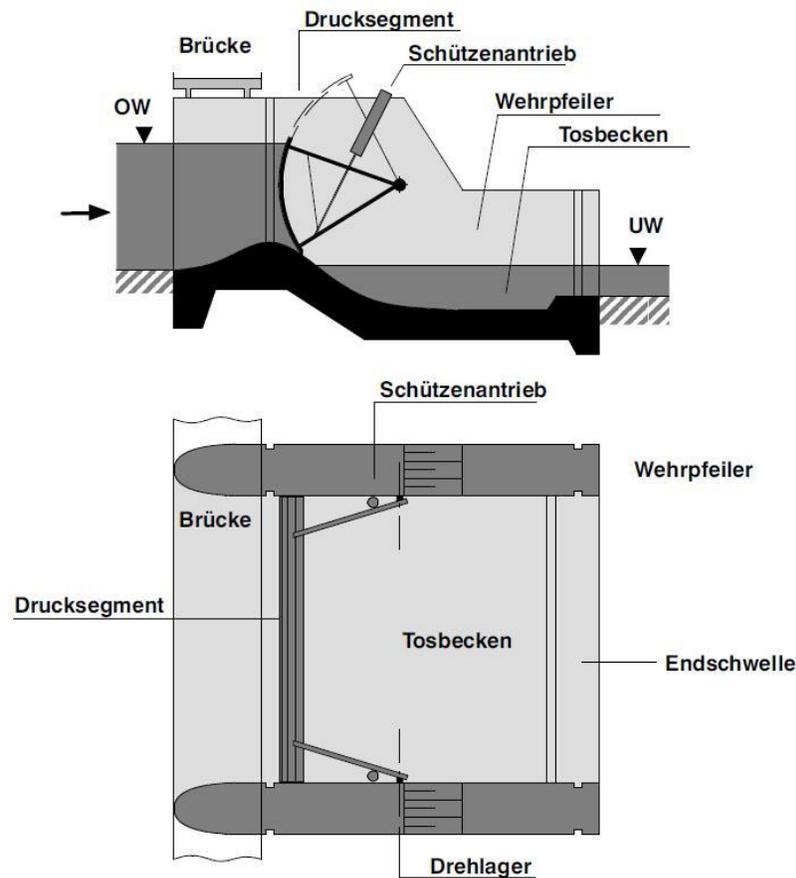


Abbildung 29: Aufbau eines beweglichen Wehres mit Drucksegmentschützen [9]

Die beweglichen Wehre dienen für die genaueren Haltung und Regelung des Oberwasserstandes und der Abführung von Eis, Schwimmstoffen und Geschiebe. Sie müssen entsprechend die folgenden Anforderungen genügen: [13]

- 1) Betriebssicherheit zu jeder Jahreszeit und in jeder Staustellung;
- 2) schnelle Bewegbarkeit bei geringem Kraftaufwand;
- 3) Feinregulierbarkeit;

3. Kombinierte Wehranlagen

Bei sehr großen Stauhöhen und Durchflussquerschnitten ist im Allgemeinen die Anordnung eines festen Staukörpers, der sowohl unter- als auch überströmt werden kann. Das ist eine Mischung zwischen einem festen und einem beweglichen Wehr (kombinierte Bauweise). [8]

Die Staubalken werden in der Regel in einer möglichst strömungsgünstigen Form aus Stahlbeton erstellt. Für den oberen Verschluss werden heutzutage fast nur noch Stauklappen und für die Grundablässe Drucksegmente verwendet. Die unteren Öffnungen werden oft durch Zwischenpfeiler geteilt, um die Ausdehnung unter wesentlich höherem Wasserdruck stehenden Verschlüsse zu begrenzen. [8]

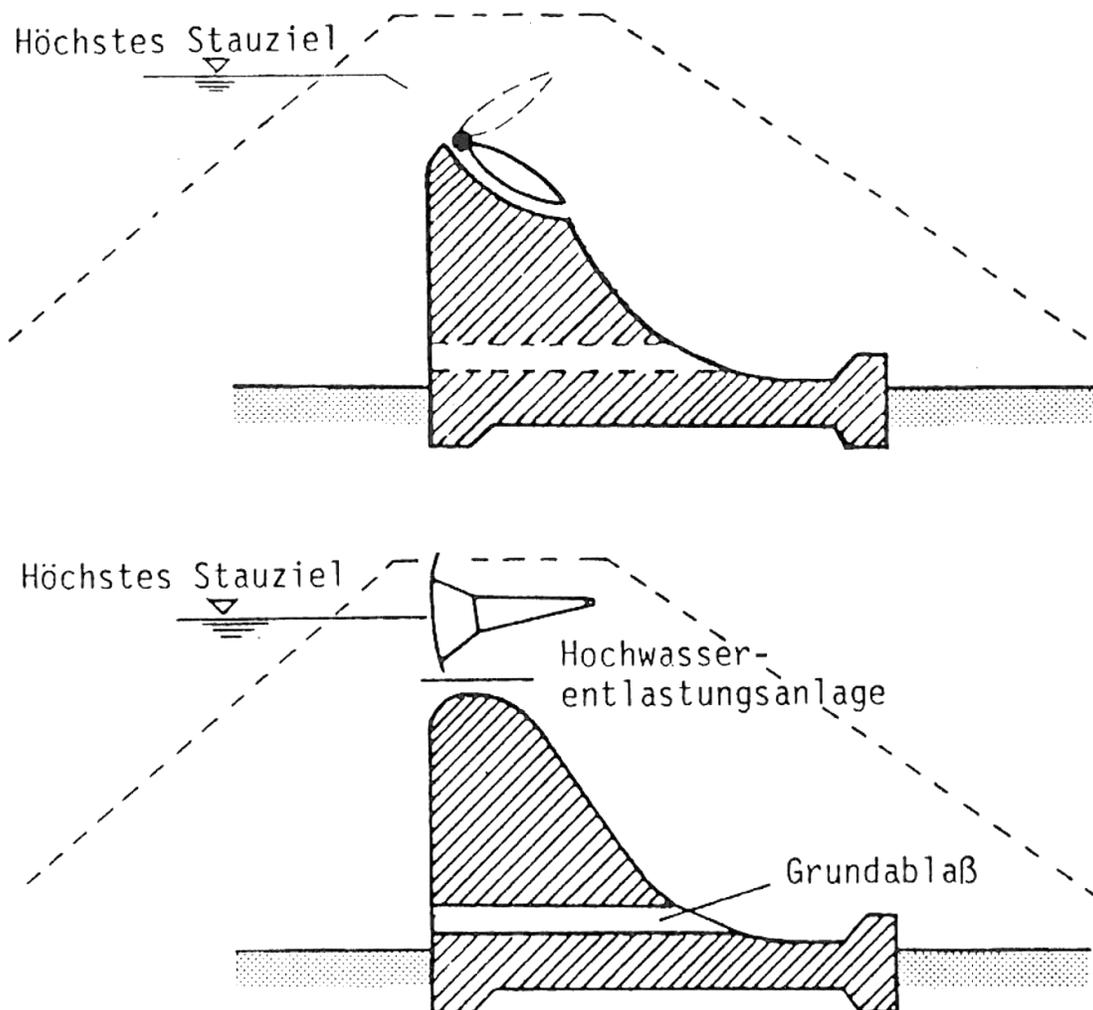


Bild 7.3: Kombinierte Bauwerke

Abbildung 30: Kombiniertes Bauwerk [7]

4. Sondertypen

Es gibt Arten von Überfällen, die nur bei speziellen Bedingungen genutzt werden. Ihre Anwendung hängt von den geologischen und topographischen Eigenschaften der ganzen Hochwasseranlage ab.

4.1 Schachtüberfall (Trichter)

Überfälle mit einer horizontalen, meist kreisförmigen Überlaufkrone und mit einem sich anschließenden Fallschacht bezeichnet man als Schachtüberfälle. Nach dem Fallschacht schließen sich ein Krümmer und ein in der Regel flach verlaufender Auslaufstollen an. Sie dienen unter anderem als Hochwasserentlastungsanlagen bei Staudämmen, zur schadlosen Ableitung des Überschusswassers aus dem Stausee. [7]

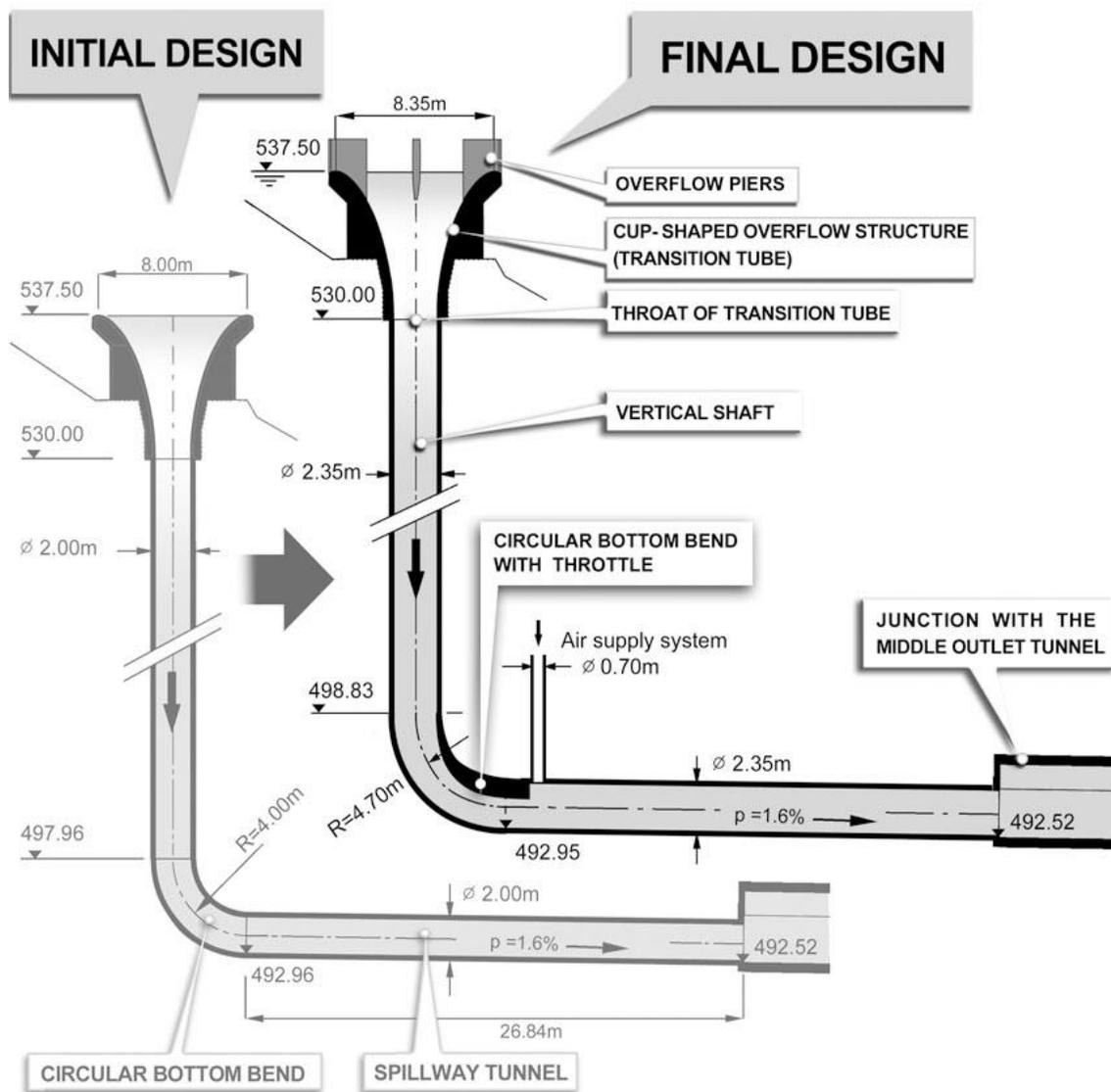


Abbildung 31: Schachtüberfall von Val Noci Damin Montoggio, Italy [11]

Schachtüberfälle lassen sich platzsparend als eigenständiges Bauwerk errichten. Der gesamte und sehr komplexe Strömungsverlauf lässt sich unterteilen in:

- Überfallströmung über die kreisförmige Überfallkrone
- Fallender Strahl oder Druckrohrströmung im Fallschacht verbunden mit starker Durchlüftung des mit hoher Geschwindigkeit abfließenden Wassers
- Freispiegelströmung im Abflussstollen – schießend, stationär ungleichförmig, verzögert
- Energieabbau durch den Wechselsprung in einem Tosbecken, wo der Ablaufstollen einmündet

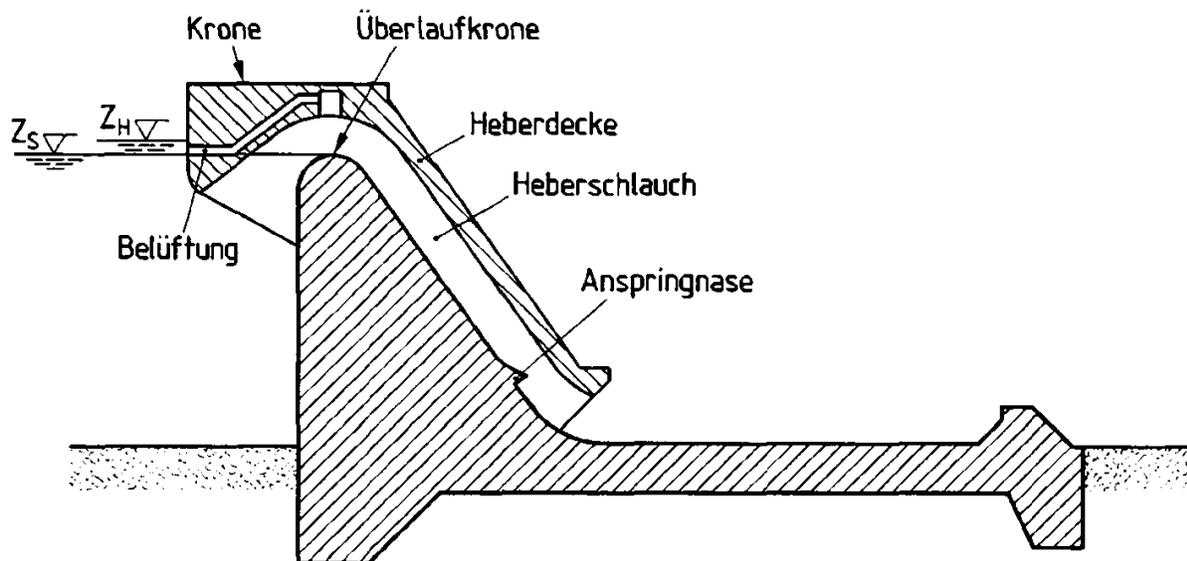
In der Regel werden die Überfälle bei einer gut ausgerundeten Überfallkrone dem Standardprofil nachgebildet. Anderenfalls werden scharfkantige Überfälle verwendet. Die Abflussleistung des Standardschachtüberfalles ist größer als die des scharfkantigen Überfalles [7].



Abbildung 32: Einer Trichter [funzug.com]

4.2 Heberwehre

Recht häufig angewendete Entlastungsanlagen sind Heberwehre. Sie sind wie die Oberflächenentlastungsanlagen, jedoch mit tief liegenden Ausflussöffnungen. [7]



Heberwehr

Abbildung 33: Heberwehr [3]

Heberwehre sind ähnlich wie die festen Wehre, in der Regel Wehre ohne bewegliche Verschlusssteile. Sie bestehen aus einem festen Überfallrücken mit einer darüber angeordneten luftdichten Kappe, so dass sich der Strömungsvorgang ohne Verbindung zur Atmosphäre vollzieht. Der Anspringvorgang des selbsttätigen Hebers wird bei Erreichen des Stauzieles durch einen freien Überfallstrahl eingeleitet. Beim Beginn des Wasserübertrittes über die Überfallkronen gilt:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2} \quad (1)$$

Wird das Stauziel überschritten, fließt Wasser über den Überfall und saugt Luft über den Heberschlauch ab, so dass durch den Unterdruck Wasser aus dem Oberwasser angesaugt werden kann und der gesamte Querschnitt mit Wasser ausfüllt. Hierbei spricht man von der vollen Heberwirkung. Das Ansaugen des Wassers kann durch besondere Maßnahmen beschleunigt werden. So kann zum Beispiel durch die Anspringnase eine schnellere Entlüftung des Heberschlauches erreicht werden. Hydraulisch ist eine Heberströmung eine Druckrohrströmung, für die die folgende Gleichung geschrieben werden kann. [7]

$$Q_H = a \cdot \mu_H \cdot b \cdot \sqrt{2gh_H} \quad (2)$$

Das Heberwehr hat damit bei gleicher Breite b eine bedeutend größere Abflussleistung als den geraden Überfall. Aus diesem Grund, werden Heberwehre eingesetzt, wenn eine notwendige Überfallbreite b mit einem geraden Wehr nicht zur Verfügung steht. Durch Vergrößerung der Fallhöhe h_H lässt sich der Abfluss nicht unendlich erhöhen. Im gesamten Heber ist negativer

Druck vorhanden, der praktisch höchstens auf eine absolute Druckhöhe von annähernd $p_{abs}/\rho \cdot g = 3m$ absinken darf. Die maximale Unterdruckhöhe darf somit nicht unter $p_s/\rho \cdot g = -7m$ fallen. Zur Bemessung von Heberwehren wird ein Bemessungsabfluss vorgegeben. Es wird dann bei einem gegebenen Heberquerschnitt die maximale Fallhöhe h_H bzw. bei einer beliebigen Fallhöhe h_H der Heberquerschnitt ermittelt. [7]

Vorteile des Hebewehre:

- größere Abflusskapazität gegenüber freien Überfällen
- selbstständige und wartungsfreie Arbeitsweise, da keine mechanischen Regulierorgane vorhanden sind.

Nachteile des Hebewehres:

- Gefahr von Verstopfen des Heberschlauches (Vereisung, Geschwemmsel, etc.)
- geringe Kapazitätsreserve: bei Überschreiten der projektierten Hochwassermenge und damit verbundenem Anstieg des Stauspiegels ergibt sich nur noch eine geringe Steigerung der Abflussleistung
- schlechtes Abfuhrvermögen von Eis und Geschwemmsel
- komplizierte und teure Bauausführung
- rasches und unerwartetes Anschwellen des Unterwassers infolge des plötzlichen Anspringens des Hebers

4.3 Streichwehr

Streichwehre sind parallel oder nahezu parallel zur Fließrichtung in Gerinnen angeordnete seitliche Überfälle. [10]

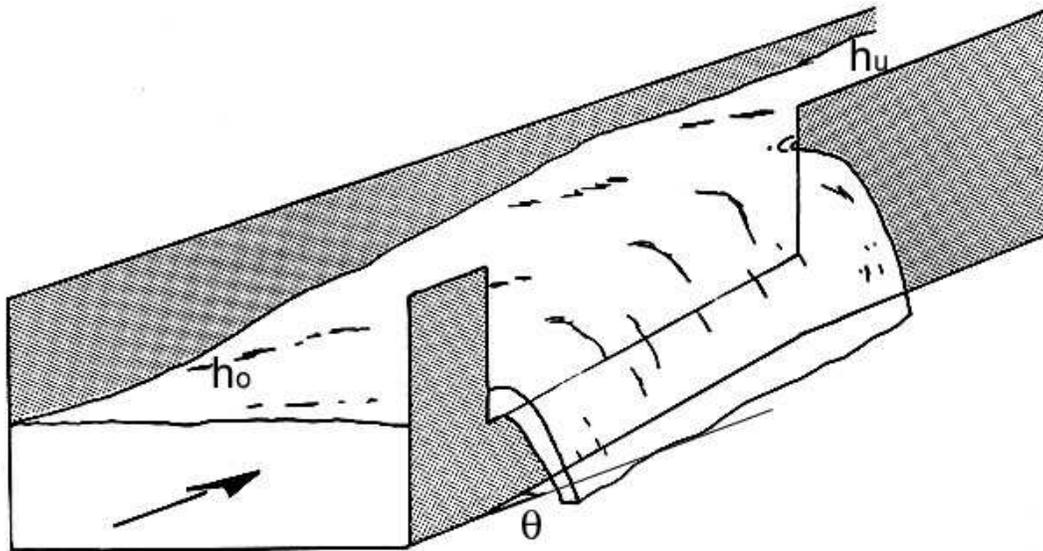


Abbildung 34: Ein Streichwehr [9]

Der über das Streichwehr fallende Abfluss Q_{sw} kann für strömende Abflüsse nach einer Poleni-ähnlichen Formel berechnet werden mit

$$Q_{sw} = \frac{2}{3} \mu k l \cdot \sqrt{2g} \cdot h_m^{3/2} \quad (3)$$

wobei: μ – Überfallbeiwert

k – Abminderungsfaktor (0.95 für prismatischen Kanal)

l – Streichwehrlänge

h_m – mittlere Überfallhöhe $h_m = (h_o + h_u)/2$

5. Verschlüsse

Bei beweglichen Wehren wird der Oberwasserspiegel durch die Wehrverschlüsse gesteuert. Anzahl und Durchflussquerschnitt der Wehröffnungen sowie Art der Wehrverschlüsse sind nach den örtlichen und hydraulischen Gegebenheiten sowie der Betriebssicherheit und Wirtschaftlichkeit festzulegen.

5.1 Typen

Die beweglichen Wehren lassen sich in zwei Gruppen von Verschlüsse unterteilen:

- 1) Zwischen Pfeilern freitragende, hebbare oder drehbare Verschlüsse:

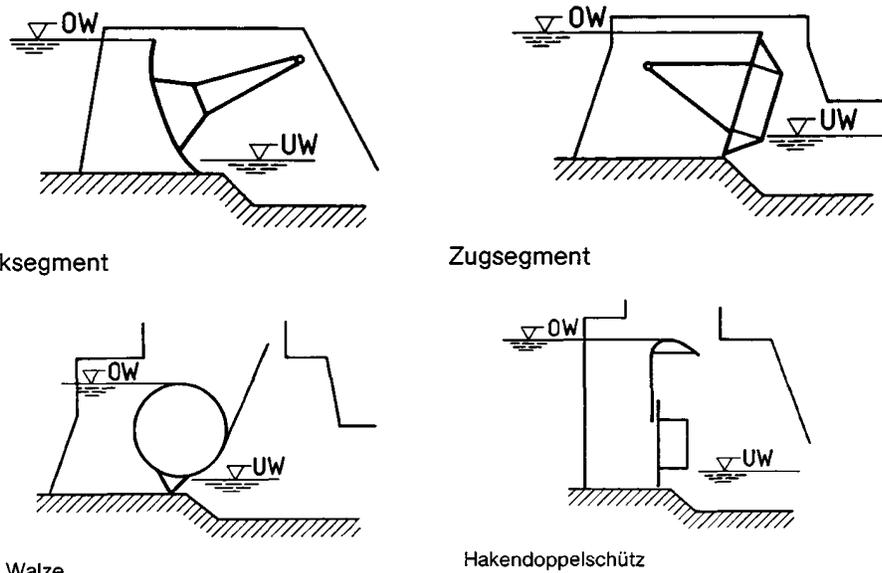


Abbildung 35: Bewegliche Wehre- Drucksegment, Zugsegment, Walze und Hakendoppelschütz [4]

- 2) Am Wehrboden oder auf einer Wehrschwelle kontinuierlich gelagerte Drehverschlüsse:

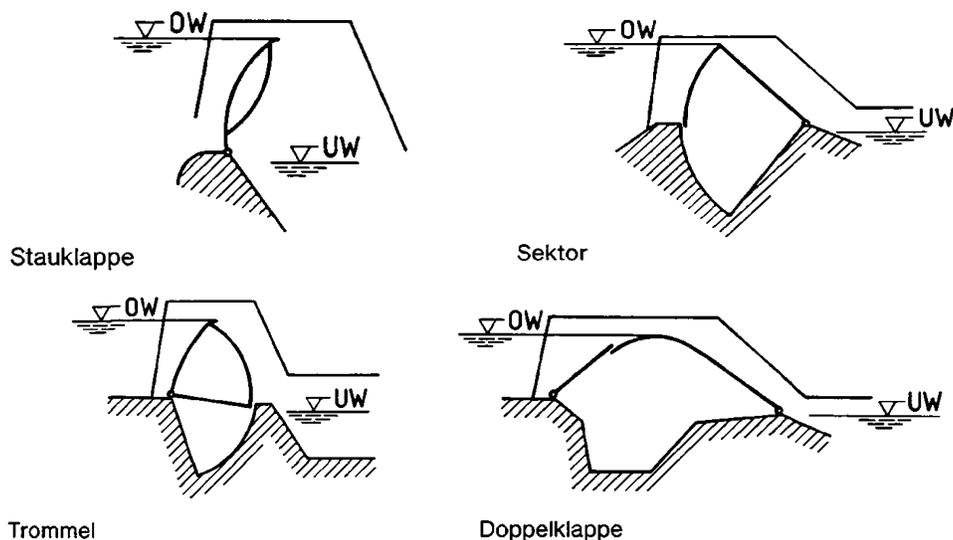


Abbildung 36: Bewegliche Wehre: Stauklappe, Doppelklappe, Sektor und Trommel [4]

5.2 Sondertypen

a) Notverschlüsse

Damit Unterhaltsarbeiten und Reparaturen an den beweglichen Verschlüssen vorgenommen werden können, sind Notverschlüsse vorzusehen. Da die Arbeiten im Trockenen ausgeführt werden müssen, sind bei kleinem und mittlerem Gefälle sowohl oberwasserseitig als auch unterwasserseitig Notverschlüsse einzusetzen (Abb. 37). Pro Wehranlage ist meist nur ein vollständiger Satz von Notverschlüssen vorhanden. UW-Notverschlüsse werden normalerweise an Ende des Tosbeckens gelegt, damit man auch das Tosbecken trocken legen kann. Häufig befindet sich dort auch eine Endschwelle und der Verschluss wird etwas kleiner.

Notverschlüsse besitzen keinen eigenen Antrieb. Sie werden mit einem Kran, teilweise mit Mobilkränen eingesetzt. Gewöhnlich werden sie bei ruhendem Wasser eingesetzt, d.h. bei geschlossener Schütze.

Bei kleinen Wehröffnungen kann eine einteilige Rollschütze genügen. Bei größeren Öffnungen wird der Notverschluss in Dammbalken aufgeteilt, die aufeinander gesetzt werden.

Dammbalken können, wenn sie entsprechend ausgelegt sind, auch bei strömendem Wasser eingesetzt werden. Dann sind es echte Notverschlüsse, welche die Wehröffnung auch dann abschließen können, wenn das Schütz sich nicht mehr bewegen lässt. [10]

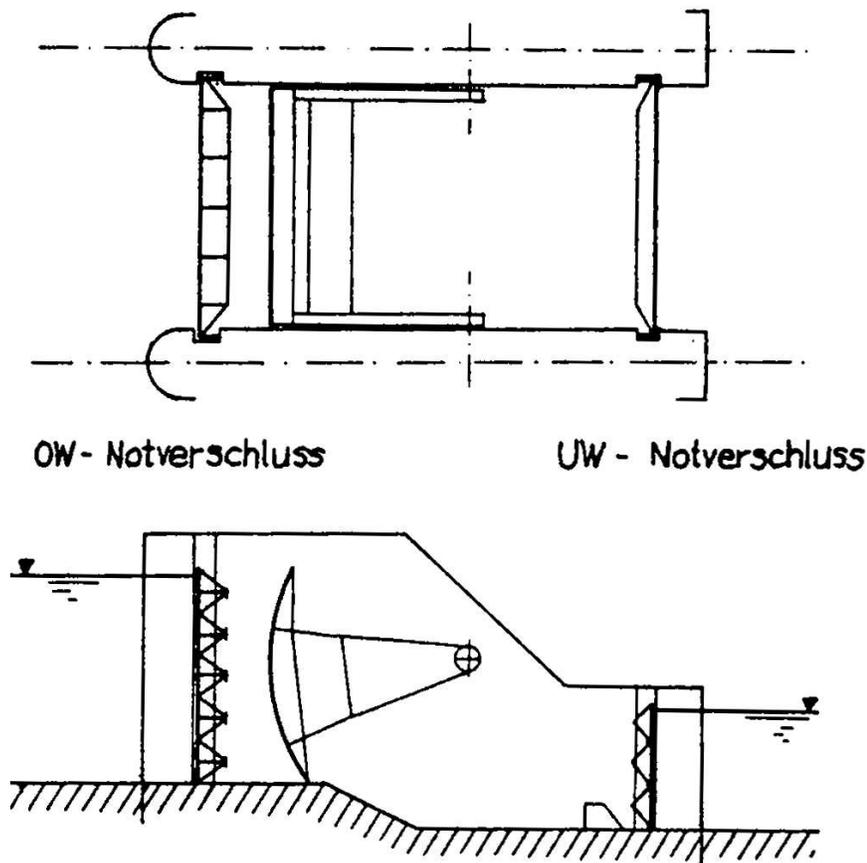


Abbildung 37: Wehranlage mit eingesetzten Notverschlüssen (Dammbalken) [10]

b) Der Schlauchwehr (Membranwehr)

Eine Besonderheit stellen die Schlauchwehre dar. Sie bestehen aus einer mit Luft oder Wasser gefüllten Gewebemembran, die überströmt werden kann. Es gibt Membranwehre, die auf Fremdenergie angewiesen sind (Abb.38 a, b) oder solche, die sich selber durch den Strömungsdruck füllen (Abb.38 c). Das Füllen kann auch mit Wasser aus einem Reservoir erfolgen. Mit Schlauchwehren kann oft der ganze Fluss ohne Zwischenpfeiler abgesperrt werden. [10]

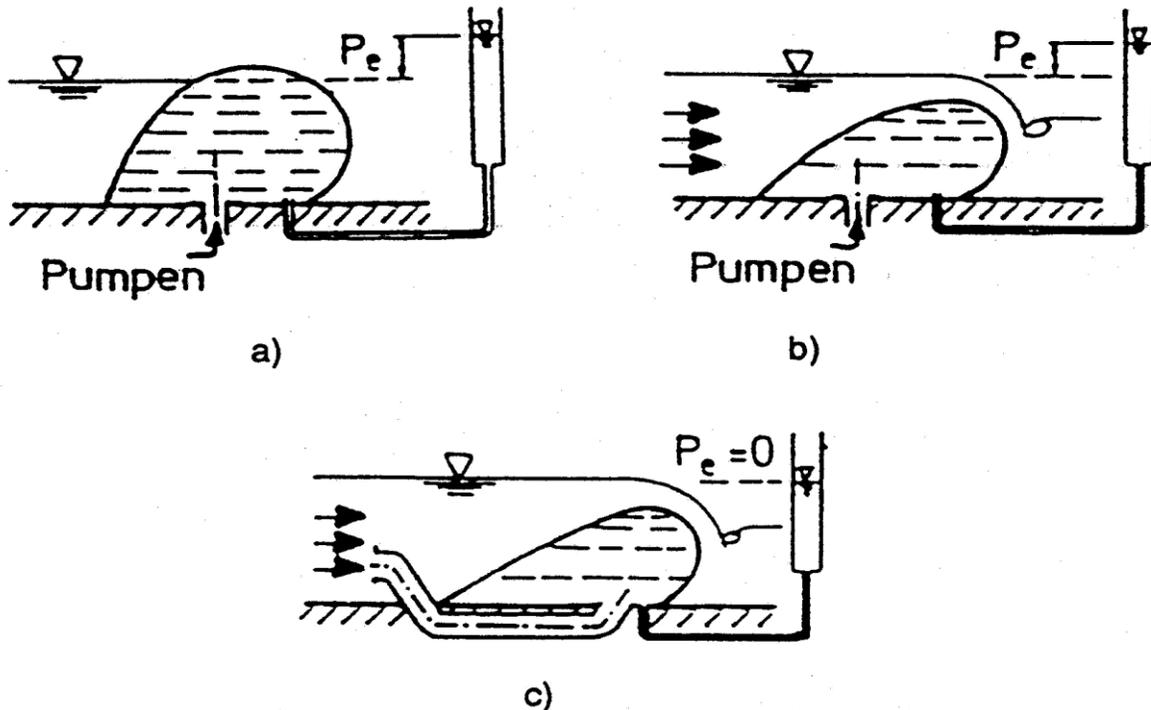


Abbildung 38: Schlauchwehre [Hafner 1979]

5.3 Funktion und Anwendungsgebiet

Die Funktion eines Verschlusses ist es um die Strömung von Wasser durch eine Leitung oder eine Öffnung zu steuern. Ein besonderes Verschluss kann verwendet werden, um eine oder mehrere der folgenden Funktionen durchzuführen: [2]

- *Regelung* – die Regelverschlüsse sind allgemein relativ oft betrieben und werden verwendet, um die Geschwindigkeit der Entladung durch eine Leitung oder eine Öffnung sowie die Veränderung der effektiven Strömungsfläche zu drosseln und zu variieren. Allgemeine Anwendungen umfassen niedrige Abläufe und Bypass-Leitungen. Diese Verschlüsse können unter hohem Druck und Strömungsbedingungen betrieben werden. Manche Verschlussstypen werden auch als Regelverschlüsse eingesetzt. Üblicherweise sind das Segmentschutz und das Drehtor auf der Spitze einer Hochwasserentlastungsanlage positioniert die als bewegliche Krone agieren, um den Wasserstand zu regulieren. [2]

- *Hochwasserschutz* – Hochwasserschutzverschlüsse sind im Prinzip auf Überfälle positioniert und sind entworfen, um große Wassermengen um oder über der Stauanlage weiterzugeben.
- *Notfall-Schließung* - Notverschlüsse sollen unter Notfallbedingungen betrieben werden und können unter vollem Wasserdruck und Durchfluss geschlossen werden, um die nachgeschaltete Ausrüstung zu schützen. Diese Verschlüsse werden auch Wachtoren genannt. Sie sind normalerweise vollständig geöffnet oder vollständig geschlossen entworfen worden, um als sekundäre Einrichtung die Wasserströmung abzusperren, falls die primäre Verschlusseinrichtung funktionsunfähig wird. [2]
- *Wartung und Entwässerung* – Entwässerung- und Wartungsverschlüsse werden im Prinzip unter geplante, ausgewogene Bedingungen genutzt, damit diese die Entwässerung einer Leitung oder eines Wasserdurchlasses erlauben, um die Inspektions- und Wartungsarbeiten in einem trockenen Zustand zu ermöglichen. Die häufigsten Verschlüssen, die verwendet werden, sind Schieber, Schotten und Dammbalken. Verschlüsse, die speziell für diesen Zweck entwickelt wurden, haben normalerweise keine speziellen Hebezeuge. Die Notverschlüsse können auch für diesen Zweck verwendet werden. [2]

5.4 Vergleich der Abmessungen und des spezifischen Gewicht der verschiedenen Verschlussarten

- *Dimensionen von Verschlüssen* – typische Dimensionen der behandelten Wehrverschlüssen sind:

Verschlusstyp	Lichte Weite L	Stauhöhe H
Klappenwehr	$L \leq 80 \text{ m}$	$L \leq 6 \text{ m}$
Sektorwehr	$L \leq 50 \text{ m}$	$L \leq 8 \text{ m}$
Trommelwehr	$L \leq 50 \text{ m}$	$L \leq 13 \text{ m}$
Dachwehr	$L \leq 50 \text{ m}$	$L \leq 6 \text{ m}$
Gleitschütz	$L \leq 10 \text{ m}$	$L \leq 15 \text{ m}$
Rollenschütz	$L \leq 15 \text{ m}$	$L \leq 15 \text{ m}$
Stoney-Schütz	$L \leq 15 \text{ m}$	$L \leq 15 \text{ m}$
Raupenschütz	$L \leq 15 \text{ m}$	$L \leq 15 \text{ m}$
Rollwagenschütz	$L \leq 30 \text{ m}$	$L \leq 15 \text{ m}$
Walzenwehr	$L \leq 50 \text{ m}$	$L \leq 6 \text{ m}$
Segmentwehr	$L \leq 40 \text{ m}$	$L \leq 25 \text{ m}$

Tabelle 2: Dimensionen von Verschlüssen [10]

- *Spezifisches Gewicht der Wehrrarten* – mit folgender Tabelle 3 und dem betreffenden Stahlpreis können die Kosten für ein projektiertes Wehr überschlägig abgeschätzt werden:

Wehrrart	Staufläche in m ²	Spezifisches Gewicht in kg/m ² Staufläche
Klappenwehr	10-100	200 -400
	100 -150	400 -500
	>150	<1000
Sektorwehr		400 -500
Trommelwehr		600 -1600
Drucksegmentwehr	einfach, mit Klappe	250 -740

Tabelle 3: Spezifisches Gewicht der Wehrrarten [10]

Schätzwert von Segmenten $G = 0,64 \cdot (B^2 \cdot h \cdot H)^{0,682}$ [kN]

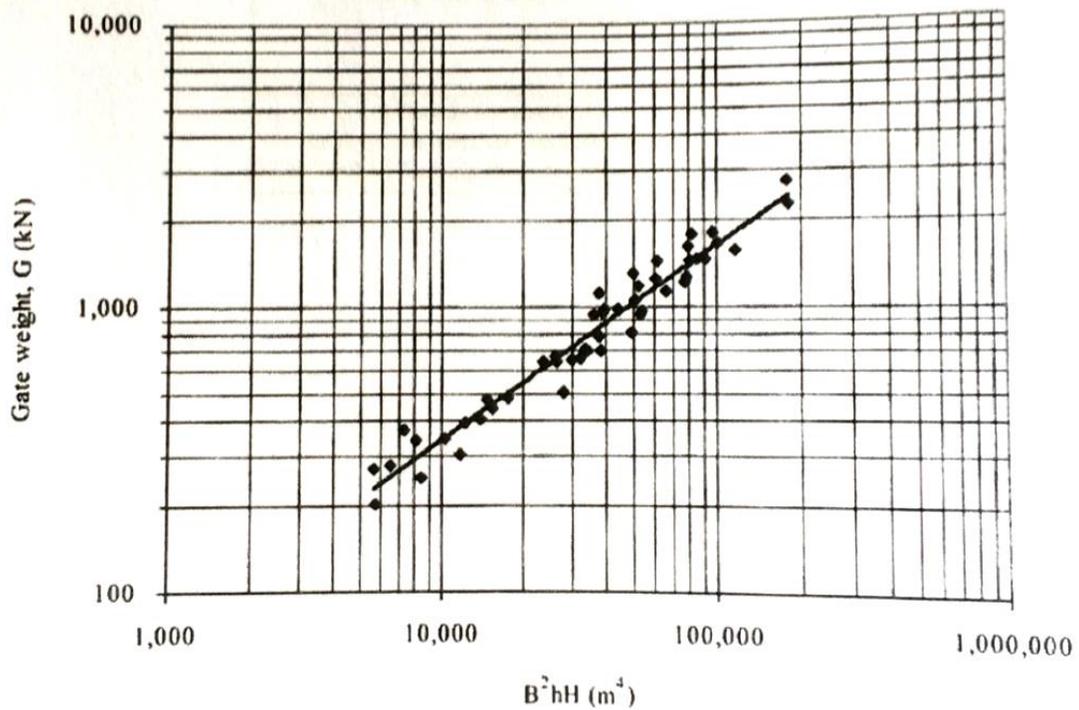


Abbildung 39: Schätzwert der Segmentschützen [12]

6. Segmentschütz

6.1 Drucksegment

Die Stauwand des Drucksegments ist kreisförmig und die auf die Wand wirkenden Druckkräfte resultieren im Drehpunkt des Schützes. Die Resultierende weist somit keine Komponente in der Bewegungsrichtung auf, so dass mit dem Antrieb nur das Schützensgewicht und die an den Dichtungsflächen entstehenden Reibungskräfte überwunden werden müssen. Der Antrieb erfolgt mit ölhdraulischen Zylindern oder ausnahmsweise mit Ketten. Die Antriebskräfte können reduziert werden, indem man Gegengewichte anbringt.

Vorteilhaft beim Drucksegment ist, dass keine Nischen in den Pfeilerwänden und keine hohen Wehraufbauten notwendig sind. Die Lager sind gut zugänglich und die Dichtungen relativ einfach. Die Wartungsarbeiten sind auch sehr einfach, da die ganze Konstruktion aus dem Wasser gedreht werden kann. Das Drucksegment ist nicht sehr anfällig auf Schwingungen.

Eine Besonderheit ist jedoch die Krafteinleitung. Am Drehpunkt entstehen im Pfeiler Zugkräfte, die mittels einer starken Armierung oder sogar Vorspannkabel nach vorn übertragen werden müssen. Die Regulierbarkeit des unterströmten Wehres kann verbessert werden, indem auf das Drucksegment eine Klappe aufgesetzt wird, mit der sich die Feinregulierung durchführen lässt. Das überfallende Wasser muss jedoch mit Seitenschildern an den Schützenarmen vorbeigeführt werden. [10]

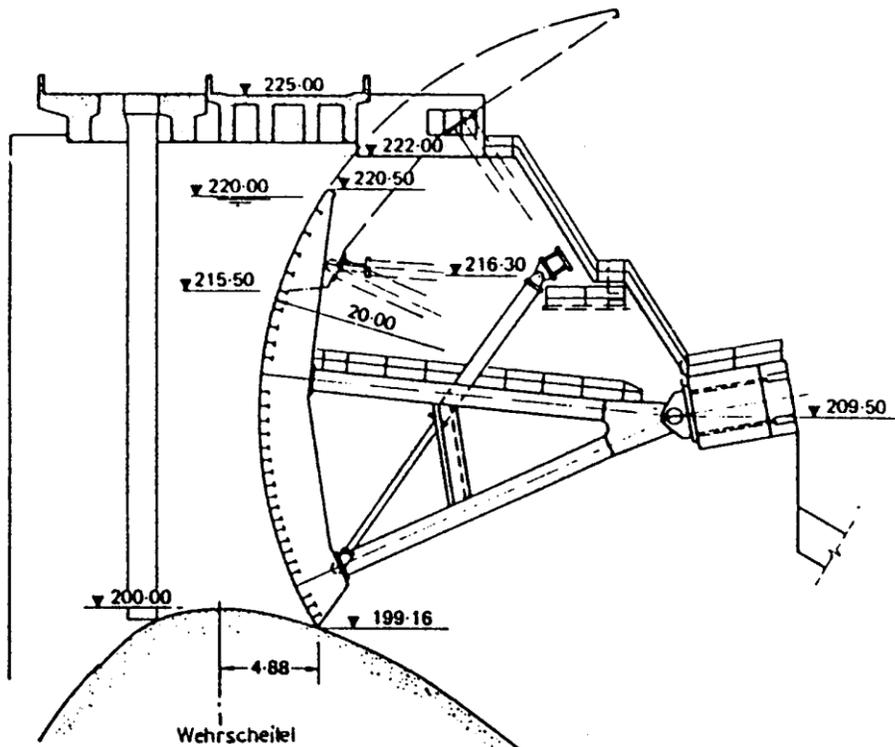


Abbildung 40: Drucksegment der Wasserkraftanlage ITAIPU (Brasilien, Paraguay), [Erbiste 1981]

6.2 Zugsegment

Das Zugsegment hat bei der Krafteinleitung in die Wehrpfeiler nur Druckkomponenten, was gegenüber dem Drucksegment einen Vorteil darstellt. Da die Arme nur auf Zug beansprucht werden, ist es somit auch leichter gebaut. Eine Klappe lässt sich einfacher aufsetzen, da keine Seitenschilder nötig sind.

Die Stauwand wird im Gegensatz zum Drucksegment gerade ausgebildet. Somit entsteht eine Komponente um den Drehpunkt, die das Zugsegment schwingungsanfällig macht.

Zudem liegt der Drehpunkt im Wasser, woraus sich Nachteile für den Unterhalt ergeben (Korrosion, Zugänglichkeit). Um dies zu verhindern, müsste man die Stauwand schräger stellen, was jedoch ein größeres und schwereres Schütz erfordern würde. [10]

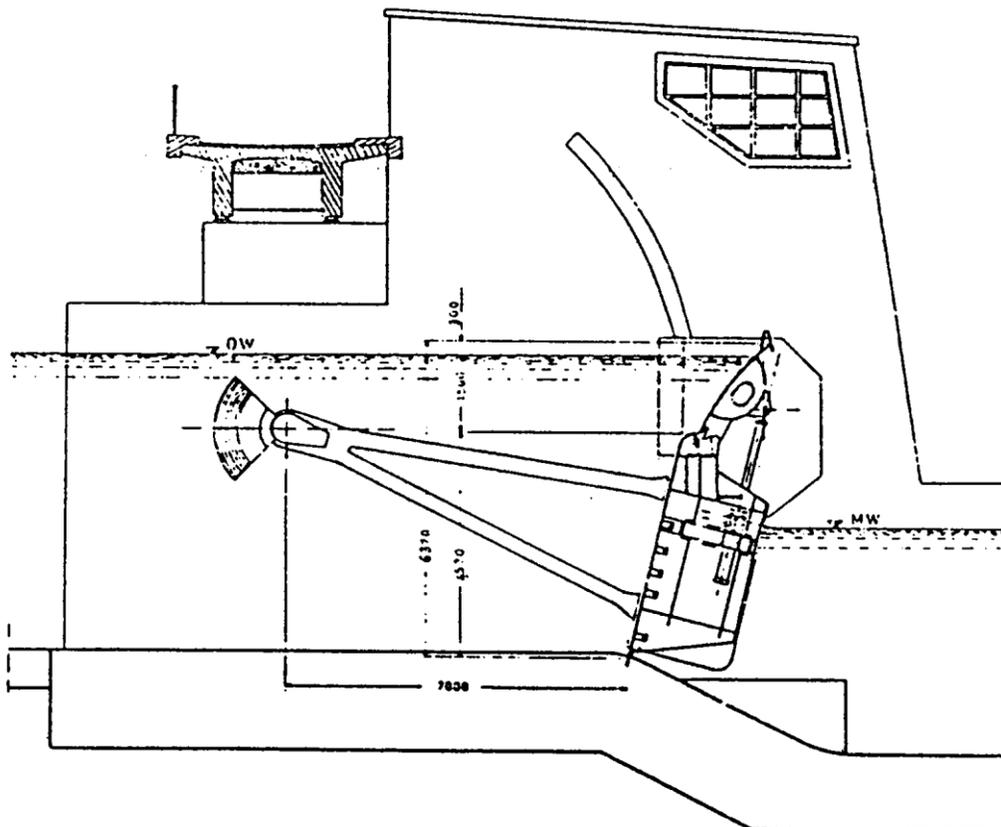


Abbildung 41: Mechanisch angetriebenes Zugsegment, Regensburg [10]

6.3 Komponenten und Größenbestimmung eines Segmentschützes

- Hauptkomponenten des Segmentschützes

Die Hauptelemente eines herkömmlichen Segmentschützes sind Stauwand, Horizontalträger, Stützarme und Drehlager. (Abb. 42) Die Stauwand, die eine zylindrische Staufläche bildet, besteht aus einer Blechhaut, die aus gekrümmten Querrippen versteift und unterstützt ist. Strukturell wirkt die Blechhaut zusammen mit den Querrippen (üblicherweise strukturelle T-Stücke), um die Stauwand zu bilden. Die Stauwand wird von den Horizontalträgern, die die Schutzbreite überspannen, unterstützt. Die stromabwärts Kante jeder Rippe ist mit dem stromaufwärts Flansch an der Horizontalträger befestigt. Die Horizontalträger sind durch die Stützarme unterstützt. Die Stützarme bestehen aus Radialstreben oder Strebarne und Aussteifglieder, die an dem Drehlager, das zum Pfeiler durch die Zapfenträger verankert ist, zusammenlaufen. Die Stützarme können parallel zu den Fläche des Pfeilers (unterstützt den Horizontalträger an dessen Enden) oder geneigt an der Fläche des Pfeilers angeordnet werden. Das Drehlager ist das Gelenk, wo das Segmentschütz sich dreht. [17]

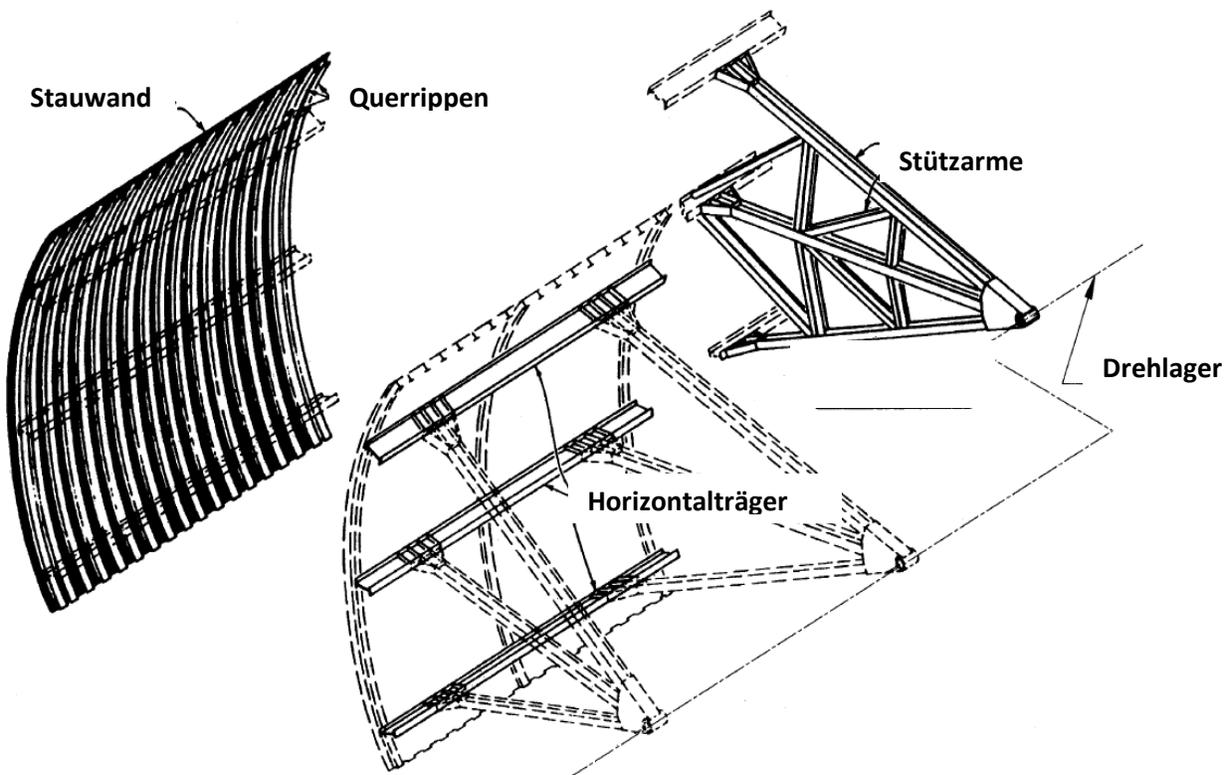


Abbildung 42: Komponenten des Segmentschützes [17]

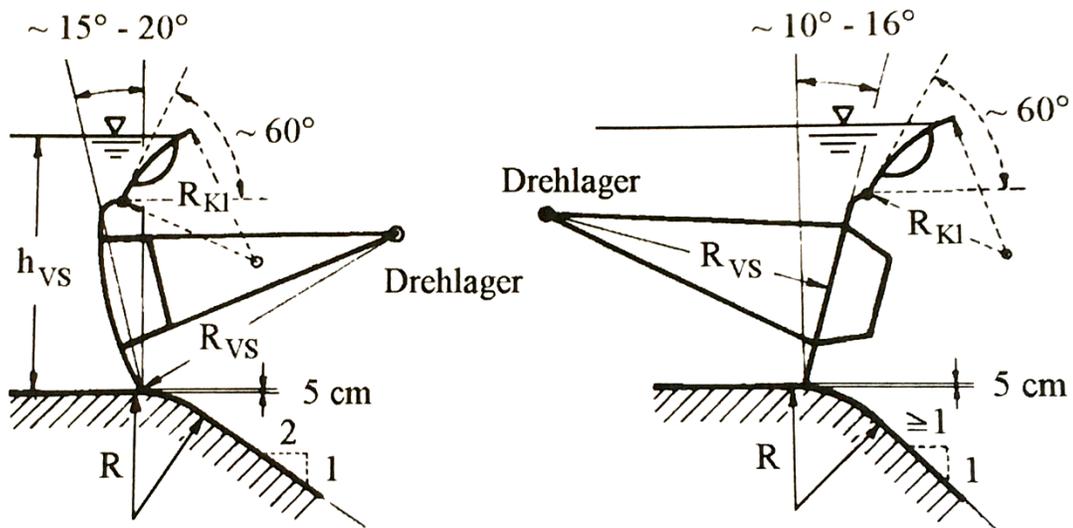
- Größenbestimmung

Die Dimensionierung des Verschlusses ist ein wichtiger erster Schritt in dem Entwurfsprozess. Die Verschlussgröße wirkt sich auf andere Projektteile, Projektkosten, Betrieb und Wartung des Projektes aus. Jedes Projekt ist einzigartig und die Verschlussgröße und Form sollen auf einer sorgfältigen Untersuchung des Projektes als Ganzes bestimmt werden. Die beste alternative ist nicht unbedingt einen Verschluss mit dem leichtesten Gewicht-Größen-Verhältnis. [17]

- Verschlussgröße – Der hydraulische Techniker gründet im Prinzip den Grenzparameter für die Höhe und Breite. Innerhalb dieser Grenze sollen verschiedene Höhe-zu-Breite-Verhältnisse untersucht werden, um die am besten geeignete Verschlussgröße für das Projekt zu finden. Der Statiker soll sich eng mit dem Wasserbauingenieur bei der Bestimmung der grundlegenden Anforderungen für Größe und Form koordinieren. Die Größe, die Form und das Rahmensystem des Verschlusses werden so ausgewählt, dass nicht nur die Gesamtkosten für der Verschluss, sondern die Gesamtkosten des Überfalles minimal werden.[17]
- Verschlussbreite – Sie wird auf der Grundlage von Faktoren wie maximal erwünschte Breite von Monolithen, die Länge der Hochwasserentlastung, Brückenspannweite, Strömungsbelastung, gesamte Monolith, und Belastungen auf Lager und Verankerungen bestimmt. Es ist vorteilhaft hohe Schütze anstatt niedrige Schütze für eine gegebene Belastung zu verwenden. So wird die gesamte Überfallbreite reduziert, was zu einem wirtschaftlicheren Überfallbauwerksgröße führt. [17]
- Verschlussradius –Der Stauwandradius ist normalerweise gleich oder größer als die gesetzte Höhe des Verschlusses.
- Lage des Drehlagers - Es ist im Allgemeinen empfohlen, das Drehlager sich über der maximalen Hochwasseroberfläche befinden, um den Kontakt mit schwimmendem Eis und Schmutz sowie das Untertauchen der Betriebsteile zu vermeiden. [17]
- Lage der Betriebsausrüstung – Der Typ und die Lage der Hebezeuge des Verschlusses können eine bedeutende Wirkung auf die Verschlusskräfte ausüben, wenn der Verschluss durch dessen Bewegungsbereich agiert. Die beide Hebeseysteme, die bei Segmenten verwendet werden, sind die Seilzugsysteme und die hydraulische Hebeseysteme. [17]

6.4 Konstruktive Empfehlungen zur Ausbildung von Segmentverschlüssen [12]

- | Drucksegment | Zugsegment |
|--|---|
| – kreiszylindrische Stauhaut | – ebene Stauhaut |
| – Neigung der Wehrschwelle nicht steiler als 2:1 | – Neigung der Wehrschwelle nicht steiler als 1:1 |
| – konzentrierte Kräfteinleitung am unterwasserseitigen Pfeilerende | – günstige Kräfteinleitung am oberwasserseitigen Pfeilanzfang |



$$R_{VS} \cong 1.0 \text{ bis } 1.3 \cdot h_{VS} \quad \text{und} \quad R_{KI} \cong \text{doppelte Verschlusshöhe}$$

Abbildung 43: Statisches System [12]

- Wasserdruck geht durch Kreismittelpunkt:

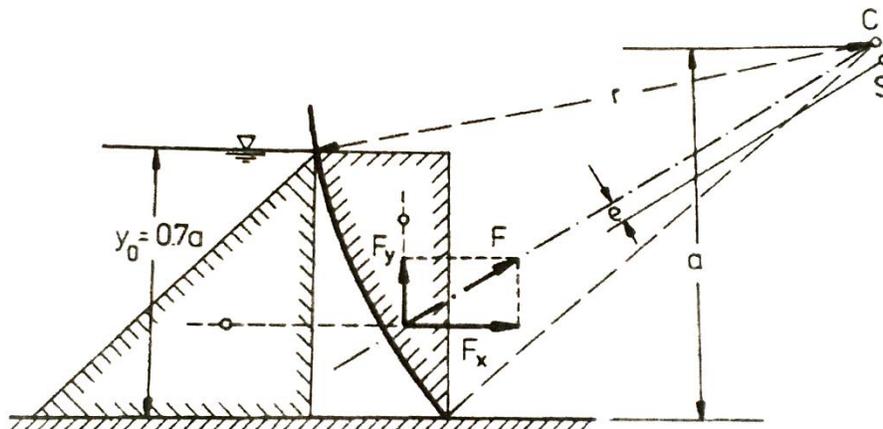


Abbildung 44: Wasserdruckverteilung [12]

- Momentendiagramme der Tragkonstruktion

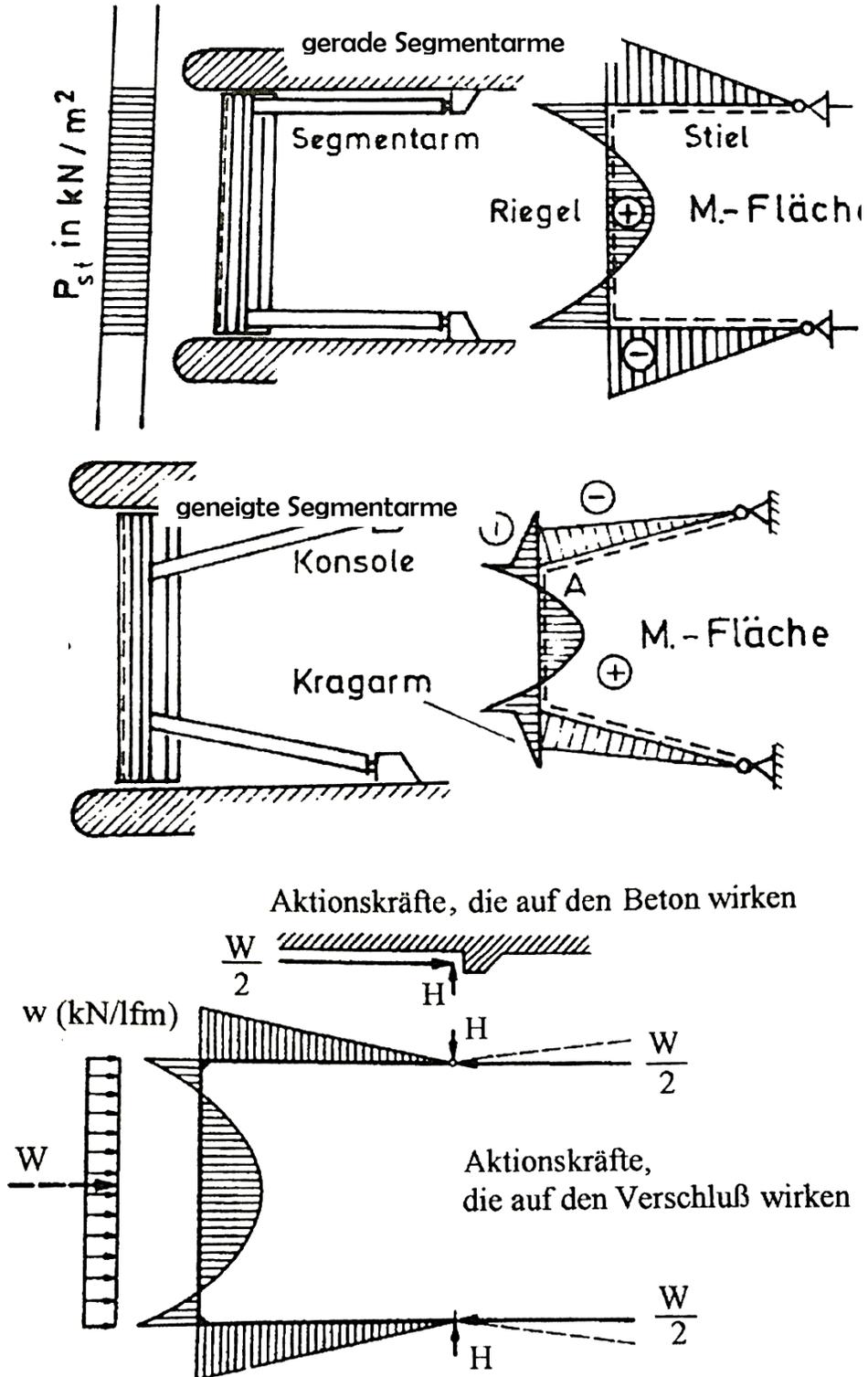
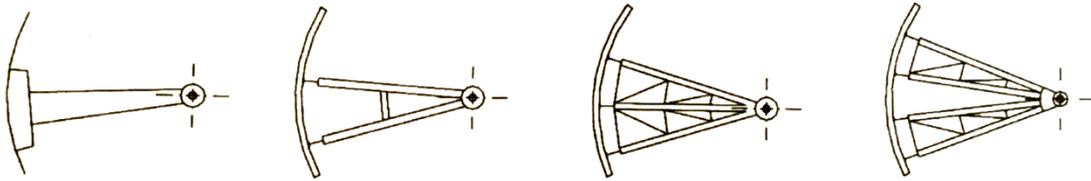
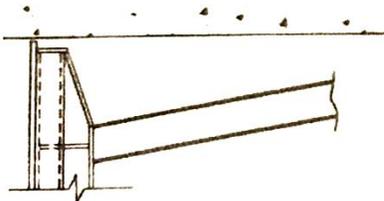
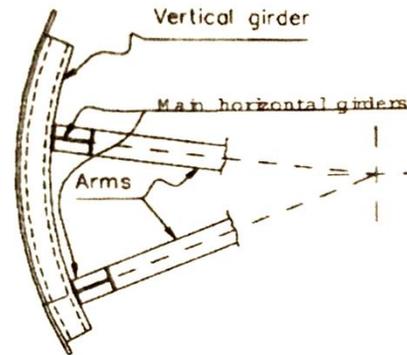
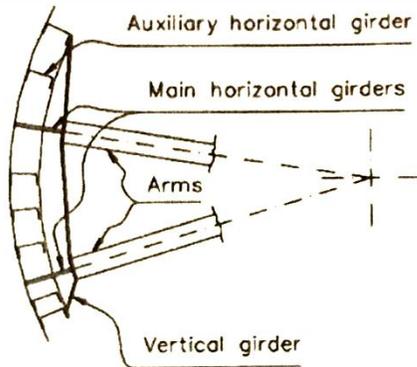


Abbildung 45: Momentendiagrammen [12]

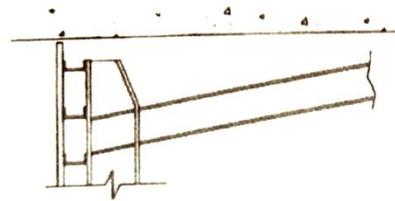
- Anordnung der Konstruktionselemente [12]



Stützarmausbildung in Verbindung mit Haupttragwerk

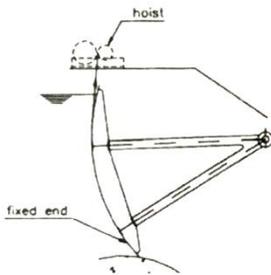


Haupthorizontal- und Vertikalträger

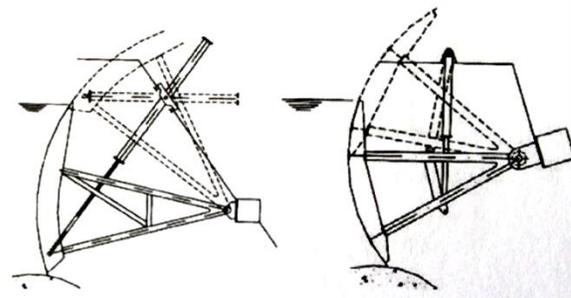
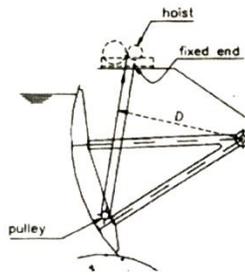


Haupthorizontalträger

Anordnung der Hubeinrichtung bei Segmenten



Windwerk mit Kette oder Stahlseil



mit Hubhydraulik

Antriebe: ölhydraulisch, mechanisch (manuell bzw. elektrisch) bzw. hydraulisch gesteuerte Verschlüsse



Abbildung 46: Segmentschütz - Luftseite [HAEJEON Industrial Co.]

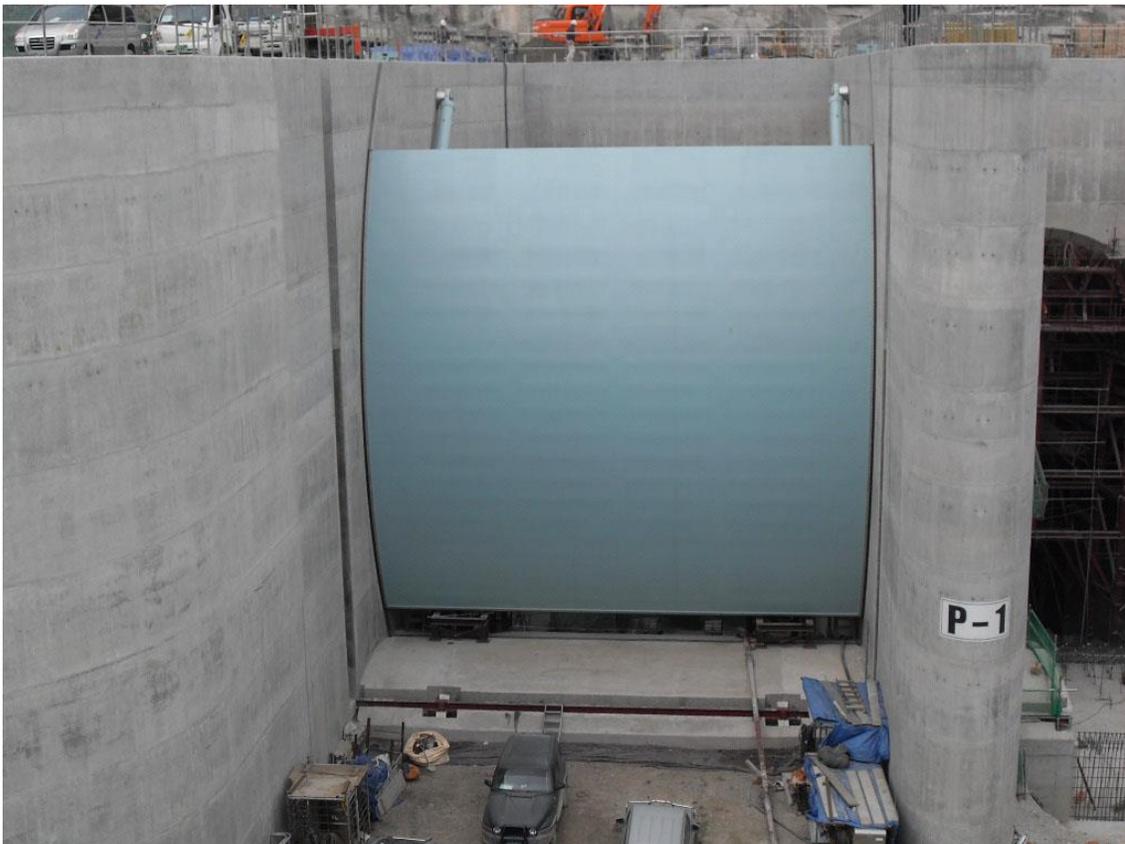


Abbildung 47: Segmentschütz - Wasserseite [HAEJEON Industrial Co.]

III. Hydraulische Bemessung des Überfalls

1. Überfallformeln

Die Abfuhrfähigkeit eines vollkommenen Überfalls wird üblicherweise mit der vereinfachten Formel von Poleni ermittelt.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{\ddot{u}}^{3/2} - \text{Grundformel von Poleni} \quad (4)$$

wo

μ – Überfallbeiwert

b – Breite des Überfalls

$h_{\ddot{u}}$ – Überfallhöhe

g – Erdbeschleunigung

Skizze	Ausbildung der Wehrkrone	μ
	breit, scharfkantig, waagerecht	0,49 bis 0,51
	breit, gut abgerundete Kanten, waagerecht	0,50 bis 0,55
	breit, vollständig abgerundete Wehrkrone, erreicht z. B. durch eine umgelegte Stauklappe	0,65 bis 0,73
	scharfkantig, Überfallstrahl belüftet	≈ 0,64
	rundkronig, lotrechte Oberwasser- und geneigte Unterwasserseite	0,73 bis 0,75
	dachförmig, abgerundete Wehrkrone	≈ 0,79
	Kelchüberfall mit parabelförmiger Kronenausrundung	0,74
	scharfkantiger, zylindrischer Überfall	0,64

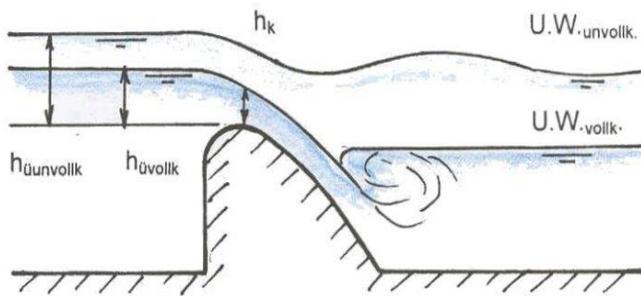
Tabelle 4: Überfallbeiwert der verschiedenen Überfälle [1]

Bei Berücksichtigung der Zuströmgeschwindigkeit kann auch die erweiterte Formel von Poleni-Weisbach verwendet werden.

- $Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \left(h_{\ddot{u}}^{3/2} - \left(\frac{v_0}{2g} \right)^{3/2} \right)$ - erweiterte Formel von Poleni-Weisbach (5)

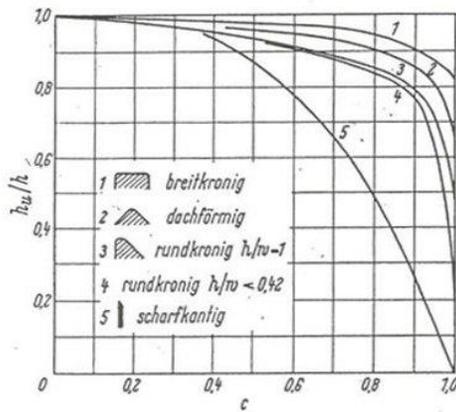
Beim unvollkommenen Überfall wird die Überfalleistung durch den Rückstau aus dem Unterwasser entsprechend reduziert. Dies wird in der Poleni Formel mit einem c-Beiwert berücksichtigt.

- Überfallformel mit Korrekturbeiwert:

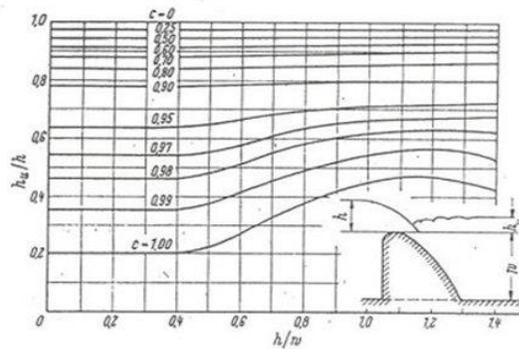


$$Q = \frac{2}{3} \cdot c \cdot \mu \cdot b \sqrt{2g} h_u^{3/2} \quad (6)$$

Abbildung 48: Unvollkommener Überfall [9]



c-Werte des unvollkommenen Überfalles bei unterschiedlichen Wehrformen

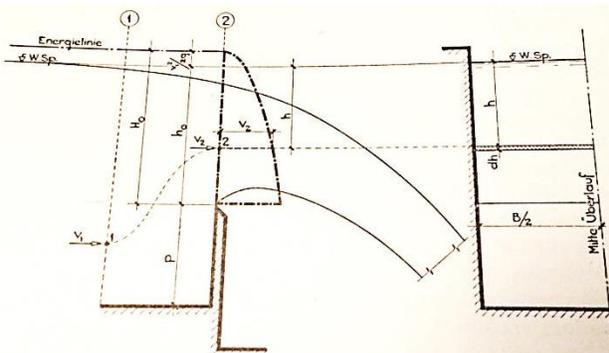


c-Werte in Abhängigkeit der Lagen von Ober- und Unterwasserspiegel und der Wehrhöhe

Abbildung 49: Diagramme des c-Wertes [9]

Diese Formeln beruhen auf vereinfachten Annahmen, eine genauere Wehrbemessung kann auch nach **Knapp** [21] folgendermaßen durchgeführt werden:

- der vollkommene feste Überfall



$$Q = \frac{2}{3} \cdot m \cdot B \cdot \sqrt{2g} \cdot \left[\left(h_0 + \frac{v_1^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{v_1^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$$

h_0 – Überfallhöhe

m – Berichtigungsbeiwert

$\frac{v_1^2}{2g}$ – Geschwindigkeitshöhe

B – Breite des Überfalls

Abbildung 50: Vollkommener Überfall [21]

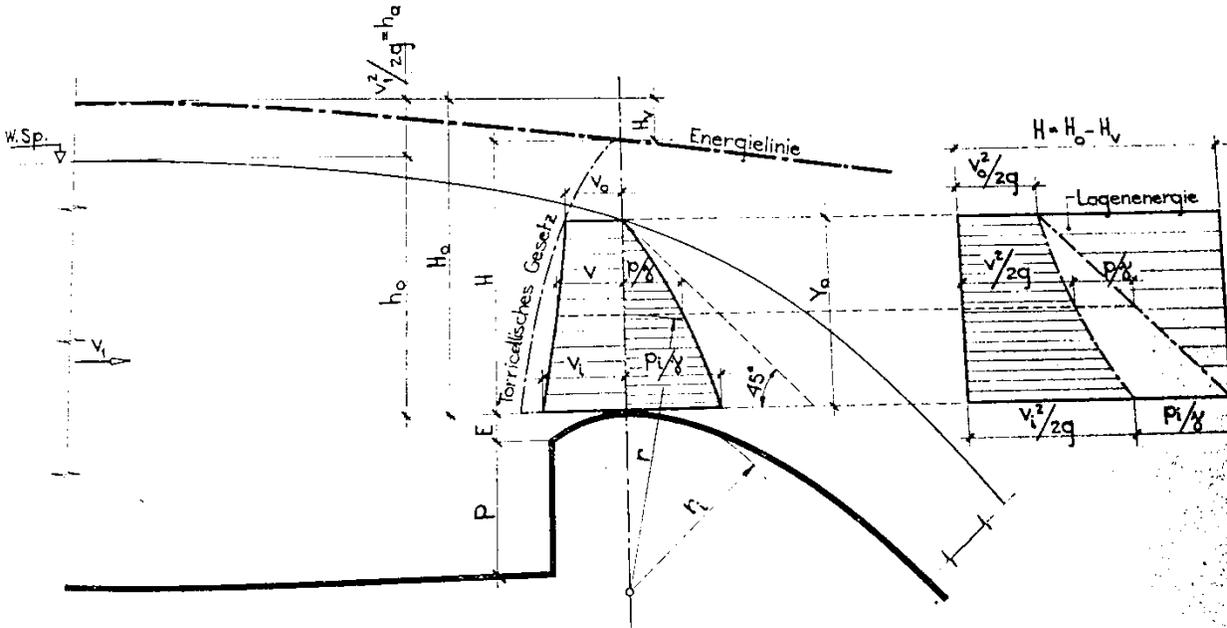


Abbildung 51: Druck- und Geschwindigkeitsverhältnisse im Scheitel des rundkronigen Überfalls [21]

- Allgemeine Überfallgleichung des vollkommenen Überfalles

$$Q = B \cdot \sqrt{2g} \cdot \frac{\Phi \cdot (1+\Phi) \cdot (1-\beta)^{1/2}}{(1-\beta \cdot \Phi^2)^{3/2}} \cdot \left(\ln \frac{1}{\Phi} \right) \cdot H^{3/2} \quad (7)$$

wo

$$\Phi = \frac{v_0}{v_i} = \sqrt{\frac{2g(H-Y_0)}{2g(H-p_i/\gamma)}} = \frac{r_i}{r_i+Y_0} - \text{Verhältnis der Geschwindigkeiten} \quad (8)$$

$$v_0 = \sqrt{2g \cdot (H - Y_0)} - \text{Geschwindigkeit an der Strahlhöhe} \quad (9)$$

$$v_i = \sqrt{2g \cdot \left(H - \frac{p_i}{\gamma} \right)} - \text{Geschwindigkeit an der Wehrkrone} \quad (10)$$

$$\beta = \frac{p_i/\gamma}{Y_0} - \text{Druckbeiwert} \quad (11)$$

r_i – der Krümmungsradius

H – die wirksame Energiehöhe

Im Gleichung (7) kann man folgendes Beiwert setzen:

$$C = \sqrt{2g} \cdot \frac{\Phi \cdot (1+\Phi) \cdot (1-\beta)^{1/2}}{(1-\beta \cdot \Phi^2)^{3/2}} \cdot \left(\ln \frac{1}{\Phi} \right) - \text{der Überfallbeiwert} \quad (12)$$

erhält man die allgemein gültige Überfallgleichung für das rundkronige feste Wehr

$$Q = C \cdot B \cdot H^{3/2} \quad (13)$$

Die Bedingungsgleichung für den Überfallbeiwert lautet so

$$\beta = \frac{1}{\Phi^2} \cdot \frac{(1+\Phi) - (1+2\Phi) \cdot \ln \frac{1}{\Phi}}{(1+\Phi) + (2+\Phi) \cdot \ln \frac{1}{\Phi}} \quad (14)$$

Für den Abfluß über das Wehr besteht also ein Zusammenhang zwischen dem Druckbeiwert β und dem Geschwindigkeitsverhältnis Φ .

Der Krümmungsradius der Wehrkrone eines rundkronigen Wehres sei vorgegeben. Wird nun diese Wehrkrone überströmt, so gibt es einen ganz bestimmten Abfluß, bei dem der Druck an der Wehrkrone gleich dem Luftdruck, also $\beta = 0$. Diese Verhältnisse werden als **Regelfall** bezeichnet.

Abb. 52 und Tabelle 5 zeigen nun für die praktische Anwendung eine Anzahl von wichtigsten Tatsachen.

Im Regelfall: ($\beta = 0$)

$$C = 2,3107 - \text{Überfallbeiwert} \qquad \frac{Y_0}{H} = 0,7805 - \text{Strahldicke}$$

$$\frac{r_i}{H} = 0,6879 - \text{Krümmungsverhältnis} \qquad H = \frac{r_i}{0,6879} - \text{Energiehöhe}$$

$$\Phi = 0,4685 - \text{Geschwindigkeitsverhältnis}$$

Der Überfallstrahl übt auf die Wehrkrone keinen Druck aus $\Rightarrow \beta = 0$

Abflüsse $Q > Q_E \rightarrow$ Sog im Bereich der Wehrkrone

Abflüsse $Q < Q_E \rightarrow$ Druck im Bereich der Wehrkrone

Als Entwurfsabfluß wird meist der größte Zufluß angenommen, da Sog im Bereich der Wehrkrone unerwünscht ist.

Der Entwurfsabfluß Q_E :

$$Q_E = \sqrt{2g} \cdot C_{0E} \cdot B \cdot H_{0E}^{3/2} \quad (15)$$

wo

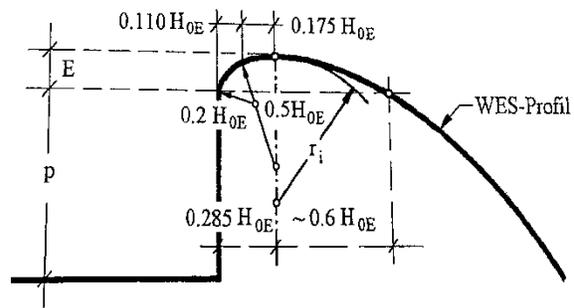


Abbildung 52: Ausbildung der rundkronigen Überfalls [16]

$$H_{0E} = \frac{p+E}{0,0286} \cdot \left(0,9667 - \sqrt{0,9667^2 - 0,08315 \cdot \frac{r_i}{p+E}} \right) - \text{Entwurfsenergielinie} \quad (16)$$

$$C_{0E} = \frac{C}{\sqrt{2g}} \cdot \left(1 - \frac{\Delta H_E}{H_{0E}} \right)^{3/2} = \frac{0,5217}{\sqrt{2g}} \cdot \left(0,9667 - \frac{0,0143}{p+E} \cdot H_{0E} \right) - \text{Entwurfsüberfallbeiwert} \quad (17)$$

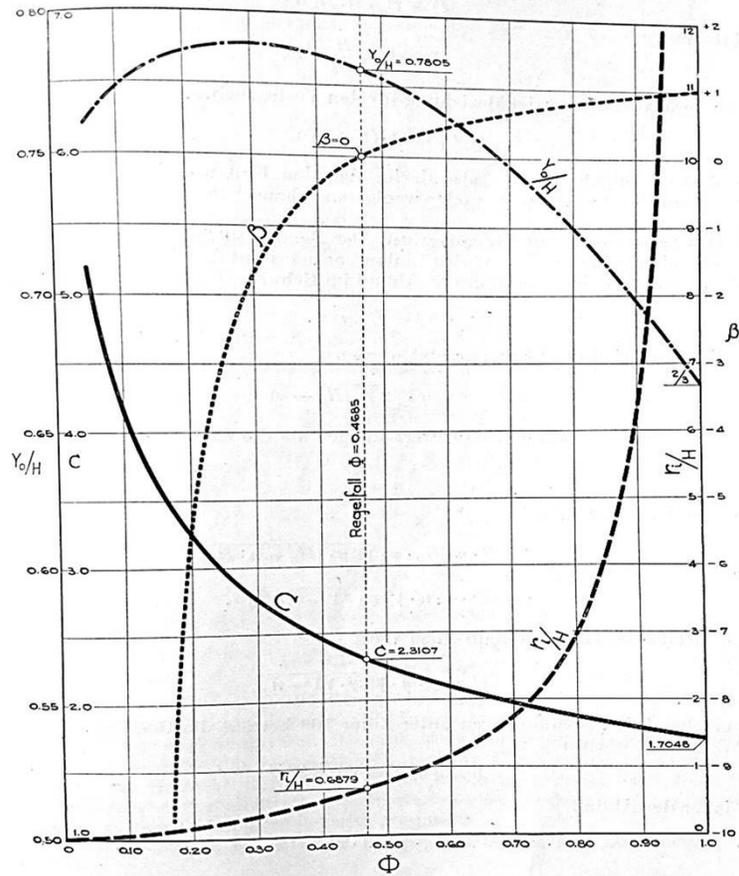


Abbildung 53 : Grundlegende Werte für den Überfall [21]

Φ	β	$\frac{Y_c}{H}$	$\frac{r_1}{H}$	C	$\frac{H}{H_E}$	Noten
E	E	E	E	$m^2/s/\text{sec}$	E	
1	2	3	4	5	6	7
0	∞					
0,025	- 535,3	0,7487				
0,05	- 124,9	0,7602	0,040	5,2006	17,194	
0,10	- 28,021	0,7733	0,0859	4,1724	8,0069	
0,15	- 11,911	0,7809	0,1378	3,6144	4,9924	
0,20	- 5,554	0,7855	0,1964	3,2431	3,5033	$\beta < 0$
0,25	- 3,0374	0,7879	0,2626	2,9707	2,6194	
0,30	- 1,7103	0,7886	0,3380	2,7623	2,0355	
0,35	- 0,9296	0,7878	0,4242	2,5962	1,6218	
0,40	- 0,4329	0,7856	0,5237	2,4606	1,3136	
0,4685	0	0,7805	0,6879	2,3107	1,0	Regelfall
0,50	0,1407	0,7773	0,7773	2,2524	0,8850	
0,60	0,4517	0,7643	1,1464	2,0991	0,6001	
0,70	0,6467	0,7466	0,7420	1,9793	0,3949	
0,80	0,7860	0,7244	2,8977	1,8794	0,2374	$\beta > 0$
0,90	0,8984	0,6978	6,2799	1,7902	0,1095	
0,95	0,9499	0,6831	12,980	1,7462	0,0530	
0,975	0,9751	0,6759	26,364	1,7235	0,0261	
1,0	1,0	$\frac{2}{3}$	∞	1,7048	0	

Tabelle 5: Charakteristische Werte für den rundkronigen Überfall [21]

- Vom Entwurfsabfluss abweichende Abflüsse

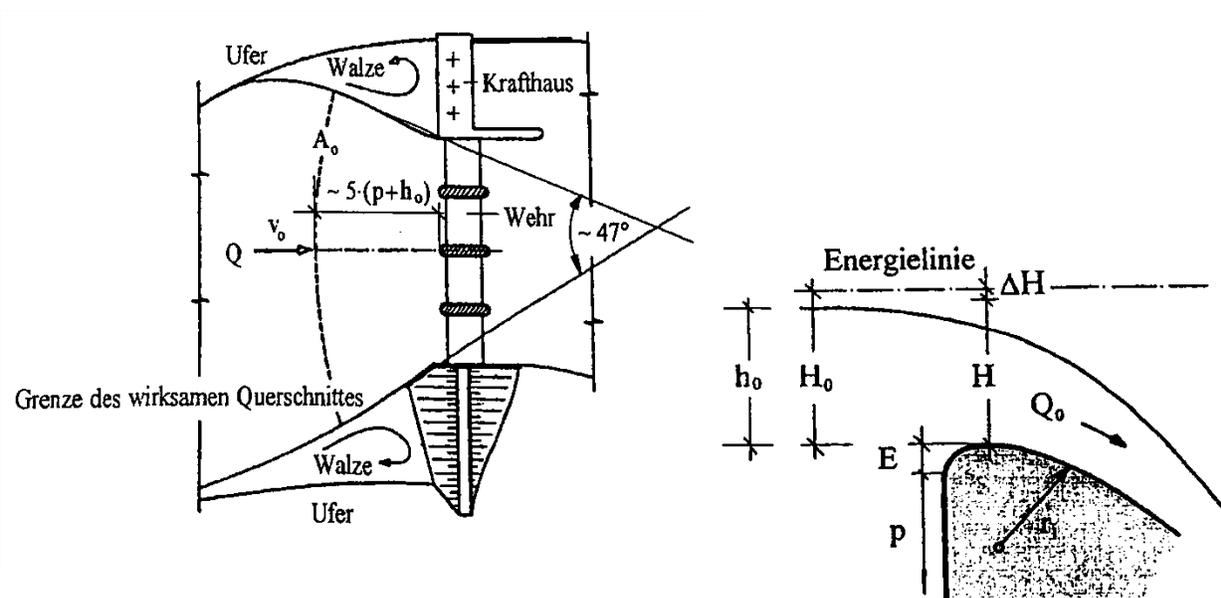


Abbildung 54: Ermittlung der Energiehöhe H [16]

$$Q = \sqrt{2g} \cdot C_0 \cdot B_W \cdot H_0^{3/2} - \text{allgemeiner Abfluss} \quad (18)$$

$$H_0 = h_0 + \alpha \cdot \frac{v_0^2}{2g} = h_0 + \frac{1}{2g} \cdot \left(\frac{Q}{A_0}\right)^2 - \text{Energiehöhe} \quad (19)$$

h_0 – Wasserspiegelhöhe

$$C_0 = 0,3849 \cdot \left(1 + \frac{H_0}{H_{0E}}\right)^{0,366 - 0,0346 \cdot \frac{H_{0E}}{p+E}} - \text{Überfallbeiwert} \quad (20)$$

Wirksame Überfallbreite:

$$B_W = B - m \cdot n \cdot H_0 \quad (21)$$

wo

B – Breite zwischen den Pfeilern

n – Anzahl der Einschnürungen

minimale Pfeilbreite $B_{pf} = 60 \div 80 \text{ cm}$

m – Einschnürungsbeiwert. Er ist hängt von die Pfeilerform ab. (Abb.55)

Es wird die seitliche Einschnürung durch die Wehrpfeiler berücksichtigen.

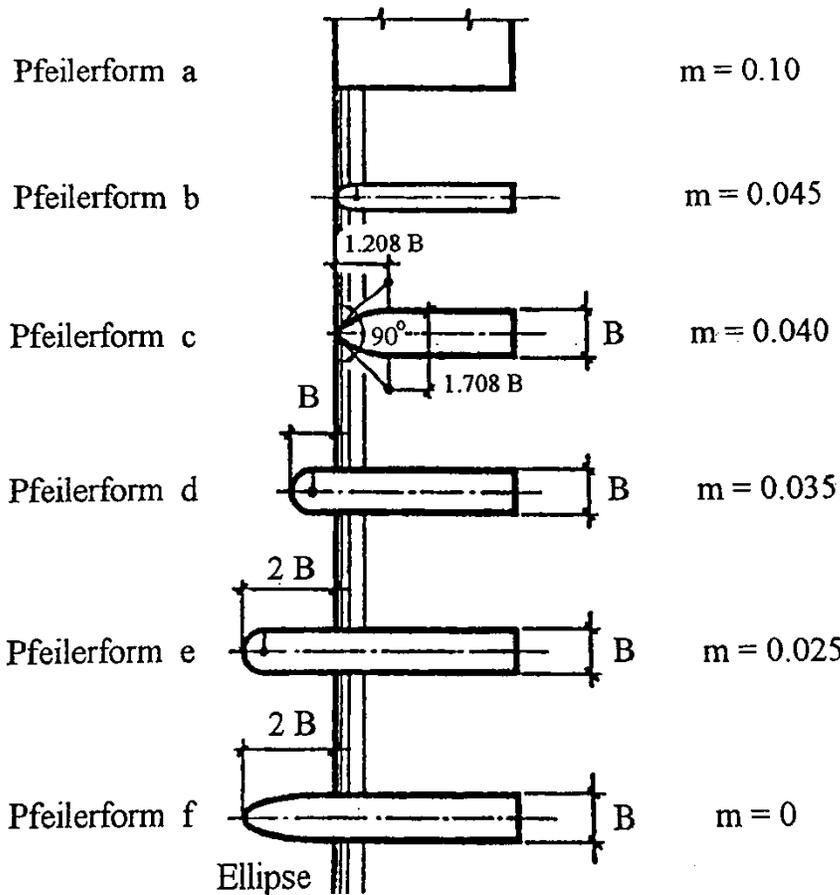


Abbildung 55: Einschnürungsbeiwert bei verschiedenen Pfeilerformen [16]

- Beeinträchtigung des vollkommenen Überfalls durch das Unterwasser [16]

Überfallstrahl verliert seine Krümmung →

Strömfäden sind über der Wehrkrone parallel
 $\alpha = 1 \rightarrow$ hydrostatische Druckverteilung

$$y_k = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \cdot \left(\frac{Q}{B}\right)^2} - \text{die Grenztiefe} \quad (22)$$

$$H_0 = Y_0 + \frac{1}{2} \cdot \frac{y_k^3}{Y_0^2} \quad (23)$$

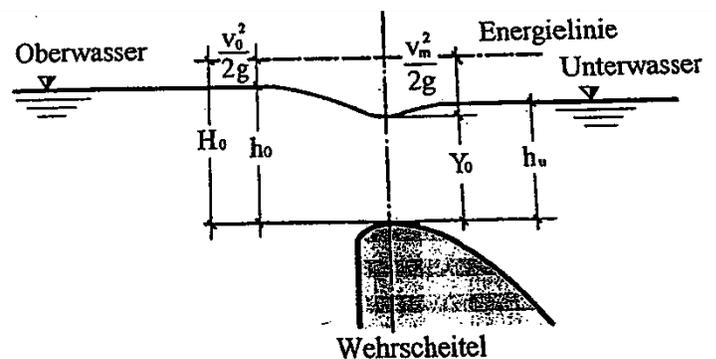
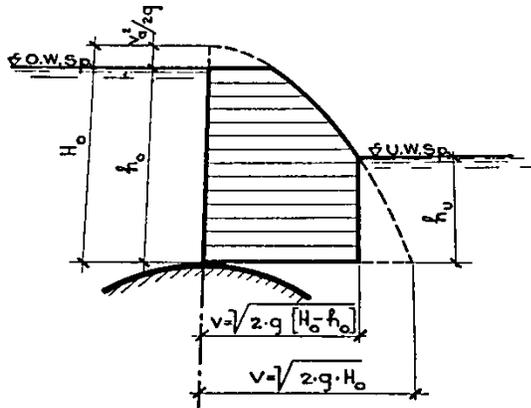


Abbildung 56: Grenzfall Überströmen [16]

Die Absenkung des Wasserspiegels über der Wehrkrone ist sehr klein $Y_0 = h_u$

$$H_0 = h_u + \frac{y_k}{2} \cdot \frac{y_k^2}{h_u^2} \quad (24)$$

- der unvollkommene feste Überfall



Überfallmenge des vollkommenen Überfalls:

$$Q_I = \mu_I \cdot \frac{2}{3} \cdot B \cdot \sqrt{2g} \cdot \left[(H_0 - h_u)^{3/2} - \left(\frac{v_1^2}{2g} \right)^{3/2} \right] \quad (25)$$

Durchflußmenge durch die Öffnung:

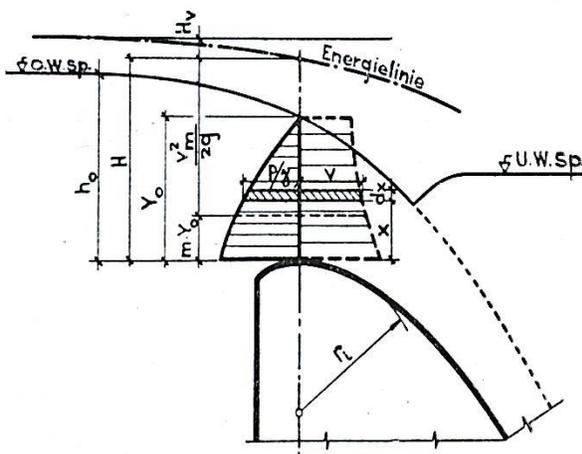
$$Q_{II} = \mu_{II} \cdot B \cdot h_u \cdot \sqrt{2g \cdot (H_0 - h_u)} \quad (26)$$

Gesamte Abflußmenge:

$$Q = Q_I + Q_{II} \quad (27)$$

Abbildung 57: die Formel von Dubuat [21]

- Allgemeine Abflußgleichung des unvollkommenen Überfalles



Energiegleichung des unvollkommenen Überfalls:

$$H = m \cdot Y_0 + \frac{v_m^2}{2g} \quad (28)$$

v_m – die mittlere Geschwindigkeit

m – Beiwert

$Y_0 = \frac{y_k}{\sqrt[3]{m}}$ – Überfallstrahlstärke

$y_k = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \cdot \left(\frac{Q}{B} \right)^2}$ – die Grenztiefe

H – Energiehöhe

Abbildung 58: Ableitung der allgemeinen Gleichung [21]

Wenn alle Werte in Beziehung (11) eingesetzt, liefert

$$H = \frac{m}{\sqrt[3]{m}} \cdot y_k + \frac{1}{2g} \cdot \left(\frac{Q}{B} \right)^2 \cdot \frac{\sqrt[3]{m}}{y_k^2} = \frac{m}{\sqrt[3]{m}} \cdot y_k + \frac{1}{2} \cdot y_k^2 \cdot \frac{\sqrt[3]{m}}{y_k^2} \quad (29)$$

oder

$$H = y_k \cdot \left(\frac{m}{\sqrt[3]{m}} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt[3]{m^2} \right) = \frac{1,5 \cdot m \cdot y_k}{\sqrt[3]{m}} \quad (30)$$

und schließlich

$$H = 1,5 \cdot m^{2/3} \cdot y_k \quad (31)$$

Die allgemeine Abflußgleichung für den unvollkommenen Überfall, in dimensionslosen Größen ausgedrückt, lautet also

$$\tau_0 = f(\tau_u) \quad (32)$$

$$(\tau_0)_0 = 1,725 - 0,525 \cdot (\tau_u)_0 \quad (33)$$

wo

$$\tau_u = \frac{h_u}{y_k} = \text{-- die dimensionslose Unterwasserhöhe} \quad (34)$$

$$\tau_0 = \tau_u + 0,5 \cdot \frac{1}{\tau_u^2} \text{-- die dimensionslose Energiehöhe} \quad (35)$$

h_u – Unterwasserhöhe

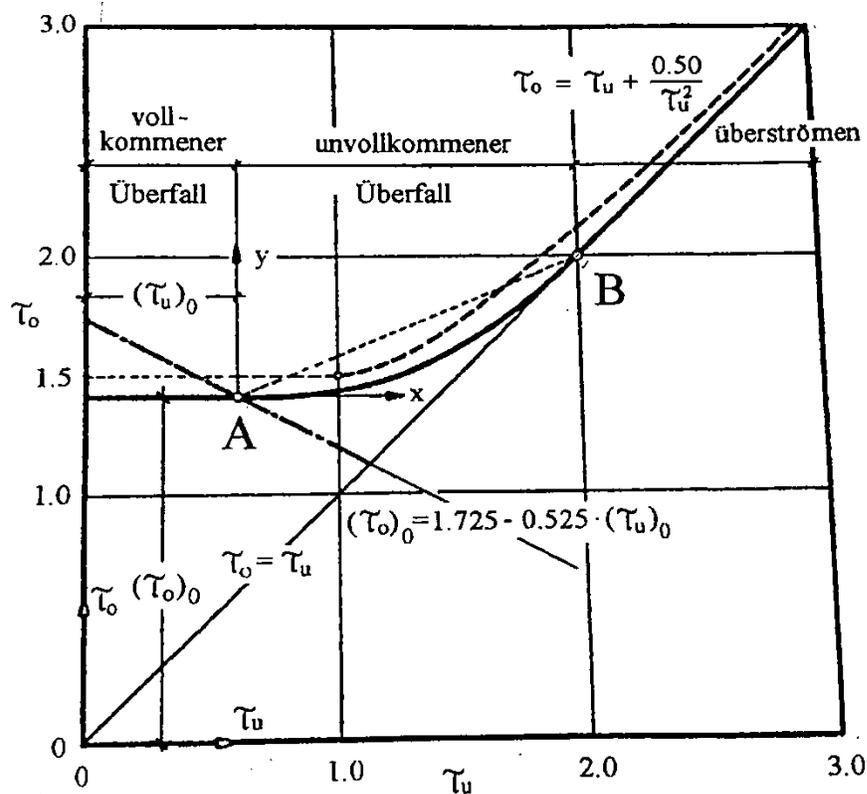


Abbildung 59: verschiedene Schritte der Strömung [16]

Gleichung der Übergangsparabel von A nach B:

$$\tau_0 = (\tau_0)_0 + \frac{2 - (\tau_0)_0}{(2 - (\tau_u)_0)^n} \cdot (\tau_u - (\tau_u)_0)^n \quad (36)$$

$$n = \frac{2 - (\tau_u)_0}{2 - (\tau_0)_0} \quad (37)$$

- Breites Wehr und die Wehrschwelle

$$\frac{H_0}{L} \leq 0,3 \rightarrow L \geq 3 \cdot H_0 \quad (38)$$

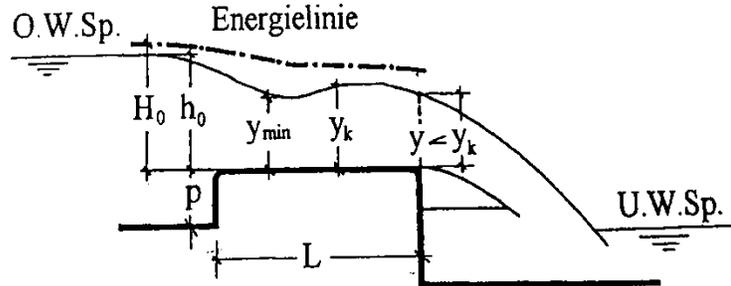


Abbildung 60: Strömungsbild des breiten Wehres nach Knapp [16]

$$\frac{H_0}{L} \geq 3 \rightarrow L \leq 0,3 \cdot H_0 \quad (39)$$

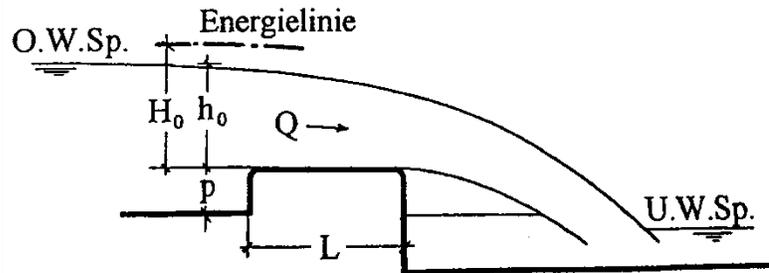


Abbildung 61: Strömungsbild der Wehrschwelle na Knapp[16]

- Ausformung der Wehrkrone

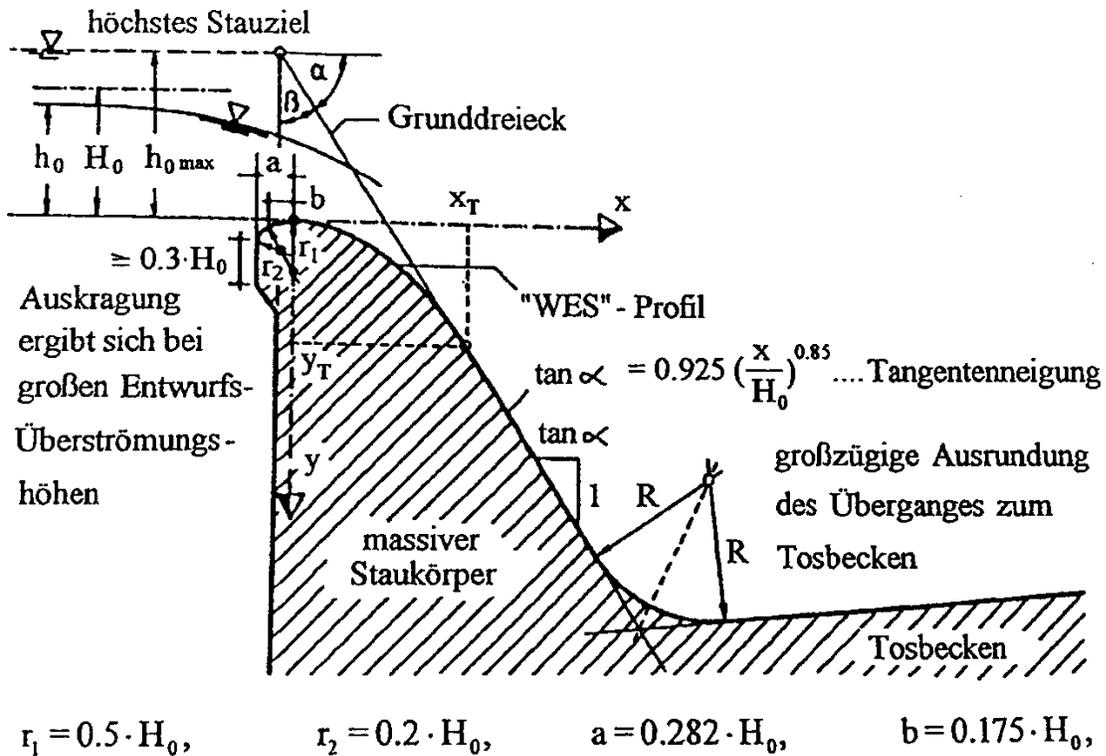


Abbildung 62: WES-Profil [16]

Beim WES-Profil ist der Druck am Wehrkörper gleich dem äußeren Luftdruck $\beta = 0$

h_0 – Entwurfs-Überströmhöhe für einen stabilen und ablösungsfreien Überlaufsform

$h_{0,max} \leq 1,2 \cdot h_0$ – erlaubte Überschreitung von h_0 bei der nur geringe Unterdrücke auftreten.

Richtgröße für den Entwurf des Grunddreieckes: $0,75 \leq \tan \beta = 1/\tan \alpha = 0,85$

$$\text{Koordinaten des tangentialen Überganges: } x_T = 1,0961 \cdot H_0 \cdot \tan \alpha^{1,1765} \quad (40)$$

$$y_T = 0,5925 \cdot H_0 \cdot \tan \alpha^{2,1765} \quad (41)$$

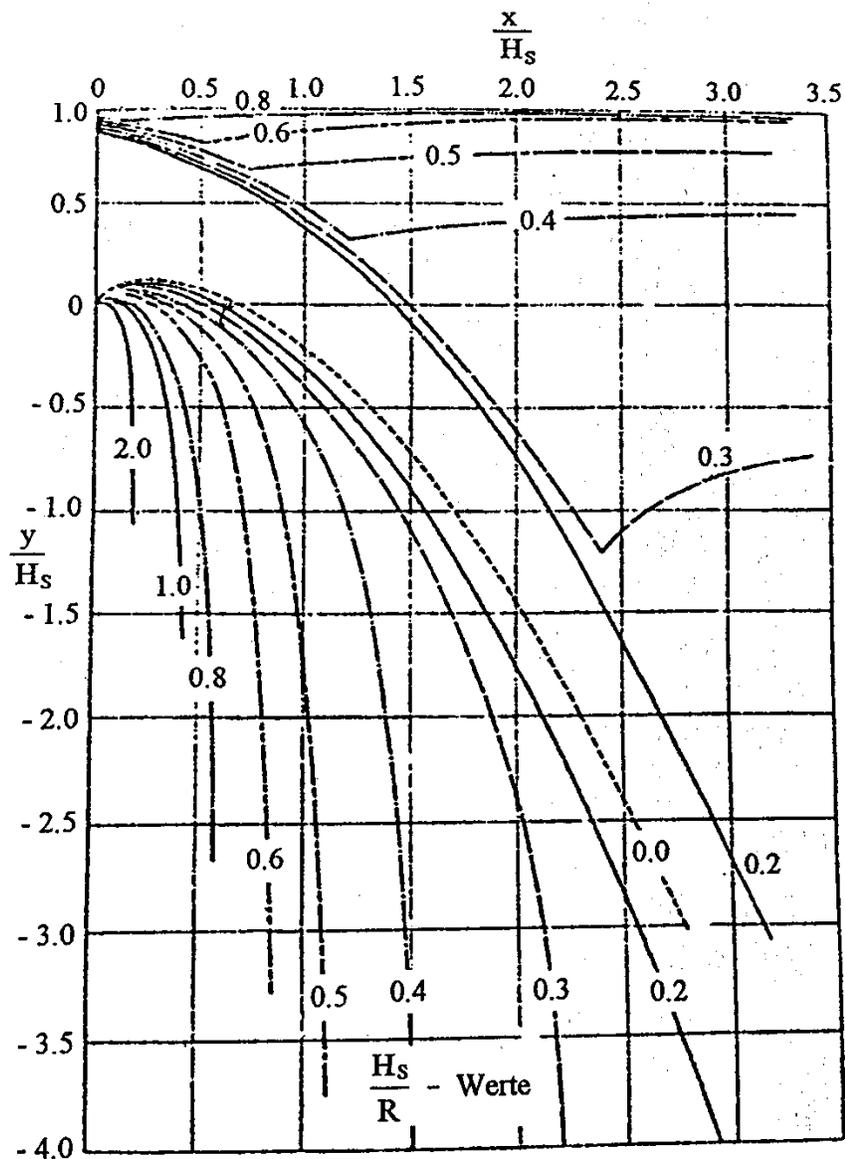


Abbildung 63: Obere und untere Begrenzung des druckfreien Überstrahls [16]

- der vollkommene Abfluss unter einem Segmentschütz

$$Q = C_1 \cdot C_2 \cdot a \cdot B \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_0} \quad (42)$$

wo

a – Fläche der Durchflußöffnung

h_0 – die Druckhöhe

C_1, C_2 – Beiwerte

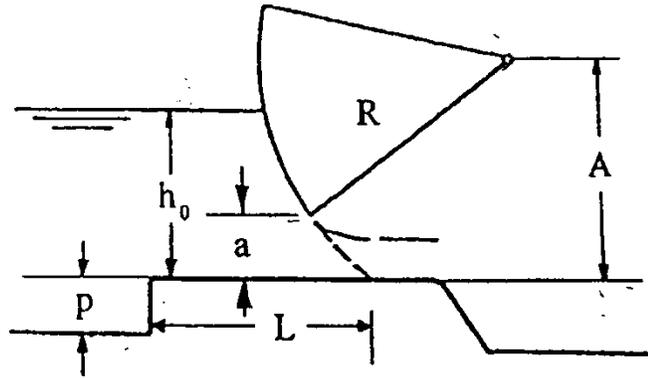


Abbildung 64: Abfluß unter einem Segmentschütz [16]

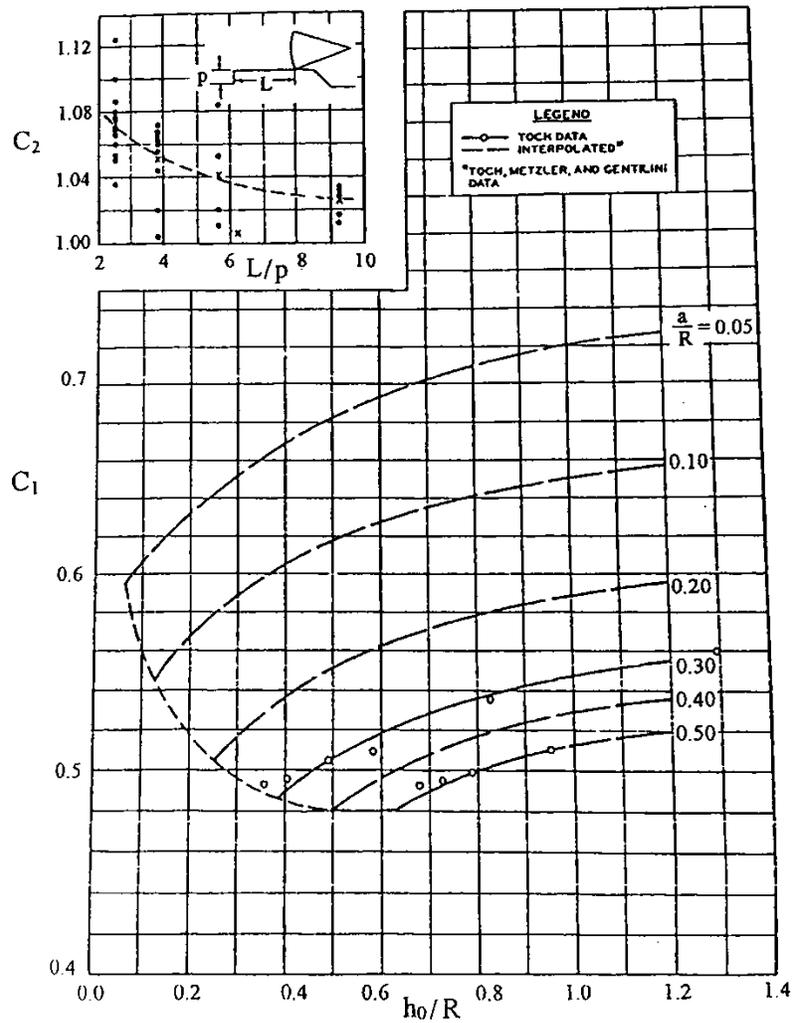


Abbildung 65: Hydraulic design chart $A/R=0,5$ [17]

- **Praktische Anwendung der Überfallformeln**

Gegeben: Geometrie eines rundkronigen Wehres

- Wehrhöhe $p+E$
- Radius der Wehrkrone r_i
- Überfallbreite B

Unterwasserpegelschlüssel h_u

Berechnung der Entwurfsgrößen:

Entwurfsenergielinienhöhe H_{0E} aus Gl. (16)

Entwurfsüberfallbeiwert C_{0E} aus Gl. (17)

Entwurfsabfluss Q_{0E} aus Gl. (15)

wirksame Überfallsbreite B_W aus Gl. (21)

Oberwasserspiegelhöhe h_{0E} bei Entwurfsabfluss aus Gl. (19)

Die Wasserspiegelhöhe h_{0E} des Entwurfsabflusses sollte beim Maximalabfluss um höchstens 25% überschritten werden. Die dabei auftretenden Unterdrücke sind noch gering, so dass man sie tolerieren kann. [16]

Berechnung von Abflüssen, die vom Entwurfsabfluss abweichen:

$$y_k = \sqrt[3]{\frac{Q_{an}^2}{B^2 \cdot g}} - \text{Grenztiefe, } Q_{an} - Q_{\text{annehmen}}$$

$$\tau_u = \frac{h_u}{y_k} \tag{43}$$

Abfrage: $\tau_u \geq 2 \rightarrow$ Überströmen \rightarrow in **Fall 3** einsteigen

$\tau_u \leq 2 \rightarrow$ Vollkommener oder unvollkommener Überfall

$$\tau_u \leq 2$$

Abschätzung von $H_0 \equiv H_{0ab}$:

$$\text{aus Gl. (35): } \tau_0 = \tau_u + 0,5 \cdot \frac{1}{\tau_u^2} \rightarrow H_{0ab} = \tau_0 \cdot y_k$$

$$\text{aus Gl. (20): } C_0 = 0,3849 \cdot \left(1 + \frac{H_0}{H_{0E}}\right)^{0,366 - 0,0346 \cdot \frac{H_{0E}}{p+E}}$$

$$\text{aus Gl. (30): } (\tau_0)_0 = \frac{0,7937}{C_{0ab}^{2/3}}$$

$$\text{in Gl. (33) eingesetzt: } (\tau_u)_0 = 3,286 - 1,905 \cdot (\tau_0)_0$$

$$\text{Gl. (43): } \tau_u = h_u / y_k$$

Abfrage: Ist τ_u aus Gl.(43) kleiner oder größer als $(\tau_u)_0$ aus Gl.(33) ?
 Nach Abfrage in den entsprechenden Fall 1 oder 2 einsteigen!

Fall 1: $(\tau_u)_0 > \tau_u \rightarrow$ **vollkommener Überfall**

$$Q_{err} = \sqrt{2g} \cdot C_{0ab} \cdot B_W \cdot H_{0ab}^{3/2} \quad \text{mit } B_W = B - m \cdot n \cdot H_0$$

$Q_{err} \neq Q_{an}$:

- 1) Neues H_{0ab} wählen und aus Gl.(20) dayugehöriges C_{0ab} errechnen.
- 2) Mit H_{0ab} und C_{0ab} ergibt sich $(\tau_0)_0$ aus Gl.(30) und $(\tau_u)_0$ aus Gl.(33).
- 3) τ_u zu $(\tau_u)_0$ Abfrage durchführen:

Abfrage: $(\tau_u)_0 > \tau_u$: $\rightarrow H_{0ab}$ und C_{0ab} bei den $Q_{err} = Q \rightarrow$ **gesuchte Lösung.**

$(\tau_u)_0 < \tau_u$: \rightarrow im **Fall 2** einsteigen.

Fall 2: $(\tau_u)_0 < \tau_u \rightarrow$ **unvollkommener Überfall**

Die zuletzt errechneten $(\tau_0)_0$ und $(\tau_u)_0$ ergeben nach Gl.(37) $n = \frac{2 - (\tau_u)_0}{2 - (\tau_0)_0}$

$$\text{Gl.(36) liefert } \tau_0 = (\tau_0)_0 + \frac{2 - (\tau_0)_0}{(2 - (\tau_u)_0)^n} \cdot (\tau_u - (\tau_u)_0)^n$$

$$H_{0err} = \tau_0 \cdot y_k$$

$H_{0err} \neq H_{0ab}$:

- 1) Neues H_{0ab} wählen und damit aus Gl.(20) C_{0ab} , aus Gl.(30) $(\tau_0)_0$ aus Gl.(33) $(\tau_u)_0$ errechnen; aus Gl.(36) und Gl.(37) ergibt sich τ_0 .
- 2) τ_u zu $(\tau_u)_0$ Abfrage durchführen

Abfrage: $(\tau_u)_0 > \tau_u$: \rightarrow in **Fall 1** einsteigen.

$(\tau_u)_0 < \tau_u$: $\rightarrow H_{0err} = H_{0ab} \rightarrow$ **gesuchte Lösung**

Fall 3: $\tau_u \geq 2 \rightarrow$ **Überströmen**

$$\text{annehmbare Näherung: } \tau_u = \tau_0 \quad (44)$$

$$\rightarrow H_0 = \tau_0 \cdot y_k = h_u$$

angenommenes Q \rightarrow **gesuchte Lösung**

$$y_k = \sqrt[3]{\frac{Q_{an}^2}{B^2 \cdot g}} - \text{Grenztiefe, } Q_{an} - Q_{annehmen}$$

$$\tau_u = \frac{h_u}{y_k} \quad (43)$$

aus Gl. (35): $\tau_0 = \tau_u + 0,5 \cdot \frac{1}{\tau_u^2} \rightarrow H_{0ab} = \tau_0 \cdot y_k$

mit $\frac{H_{0ab}}{L}$ aus Diagramm $(C_0, \frac{H_0}{L}) \rightarrow C_{0ab}$

1.Abfrage: $C_{0ab} < 0,3882$ (Grenztiefe +2%) \rightarrow in den Fall **“Breites Wehr“** einsteigen.

$C_{0ab} \geq 0,3882$ (Grenztiefe +2%) \rightarrow in den Fall **“Wehrschwelle“** einsteigen.

Fall “Breites Wehr“:

Gleichung des vollkommenen Überfalls: $(\tau_0)_0 = \frac{0,7937}{C_0^{2/3}}$

Überstrombedingung: $\tau_0 = \tau_u + 0,5 \cdot \frac{1}{\tau_u^2}$

Übergang vom vollkommenen Überfall zum Überströmen: $\tau_0 = (\tau_0)_0$ (45)

Gl.(30) und Gl. (35) in Gl.(45) eingesetzt: $\tau_u^3 - \frac{0,7937}{C_0^{2/3}} \cdot \tau_u^2 + 0,5 = 0$ (46)

2.Abfrage: Mit Gl.(43): $\tau_u = \frac{h_u}{y_k}$

$$\tau_u^3 - \frac{0,7937}{C_0^{2/3}} \cdot \tau_u^2 + 0,5 > 0 \rightarrow \text{Überströmen}$$

$$\tau_u^3 - \frac{0,7937}{C_0^{2/3}} \cdot \tau_u^2 + 0,5 < 0 \rightarrow \text{vollkommener Überfall}$$

Überströmen: Gesuchte Lösung $\rightarrow H_{0ab} = H_0$

Sind Q und H_0 gegeben, so kann h_0 über A_0 iterativ berechnet werden.

$$H_0 = h_0 + \frac{v_0^2}{2g} = h_0 + \frac{1}{2g} \cdot \left(\frac{Q}{A}\right)^2 \rightarrow h_0$$

Vollkommener Überfall:

$$Q_{err} = \sqrt{2g} \cdot C_{0ab} \cdot B_W \cdot H_{0ab}^{3/2} = \sqrt{2g} \cdot C_{0ab} \cdot (B - m \cdot n \cdot H_{0ab}) \cdot H_{0ab}^{3/2}$$

$Q_{err} \neq Q_{an}$:

- 1) Neues H_{0ab} wählen, aus $C_0 - \frac{H_0}{L}$ Diagramm neues C_{0ab} bestimmen, bis $Q_{err} = Q_{an}$
- 2) Abfrage durchführen:

$C_{0ab} < 0,3882 \rightarrow H_{0ab}$ und C_{0ab} bei dem $Q_{err} = Q_{an}$ ist die **gesuchte Lösung**

$C_{0ab} \geq 0,3882 \rightarrow$ in **Fall "Wehrschwelle"** einsteigen

Fall "Wehrschwelle":

$\tau_u \geq 2 \rightarrow$ **Überströmen** \rightarrow in **Fall 3** einsteigen.

Mit $C_{0ab} \geq 0,3882$:

Gleichung des vollkommenen Überfalls: $(\tau_0)_0 = \frac{0,7937}{C_0^{2/3}}$

Übergang des vollkommenen Überfall zum Überströmen \rightarrow aus Gl.(33):

$$(\tau_0)_0 = 1,725 - 0,525 \cdot (\tau_u)_0$$

Abfrage: Ist $\tau_u \leq$ oder $\geq (\tau_u)_0$

Nach Abfrage in den entsprechenden Fall 1 oder 2 einsteigen.

Fall 1: $(\tau_u)_0 > \tau_u \rightarrow$ **vollkommener Überfall**

$$Q_{err} = \sqrt{2g} \cdot C_{0ab} \cdot B_W \cdot H_{0ab}^{3/2} = \sqrt{2g} \cdot C_{0ab} \cdot (B - m \cdot n \cdot H_{0ab}) \cdot H_{0ab}^{3/2}$$

$Q_{err} \neq Q_{an}$:

- 1) Neues H_{0ab} wählen, aus $C_0 - \frac{H_0}{L}$ Diagramm neues C_{0ab} bestimmen, bis $Q_{err} = Q_{an}$
- 2) Abfrage durchführen:

$C_{0ab} < 0,3882 \rightarrow$ in **Fall "Breites Wehr"** einsteigen

$C_{0ab} \geq 0,3882 \rightarrow H_{0ab}$ und C_{0ab} bei dem $Q_{err} = Q_{an}$ ist die **gesuchte Lösung**

Fall 2: $(\tau_u)_0 < \tau_u \rightarrow$ **unvollkommener Überfall**

Mit $(\tau_0)_0$ und $(\tau_u)_0$ aus Gl.(37): $n = \frac{2 - (\tau_u)_0}{2 - (\tau_0)_0}$

Aus Gl.(36) $\tau_0 = (\tau_0)_0 + \frac{2 - (\tau_0)_0}{(2 - (\tau_u)_0)^n} \cdot (\tau_u - (\tau_u)_0)^n$

nach Gl. $(\tau_0)_0 = \frac{0,7937}{C_0^{2/3}}$ gilt allgemein: $H_{0ab} = \tau_0 \cdot y_k$

$H_{0err} \neq H_{0ab}$:

1) Neues H_{0ab} wählen, aus $C_0 - \frac{H_0}{L}$ Diagramm neues C_{0ab} bestimmen.

Aus Gl.(30) $(\tau_0)_0 = \frac{0,7937}{C_0^{2/3}}$ bzw. aus Gl.(33): $(\tau_u)_0$

Aus Gl.(37) und Gl.(36): τ_0

Mit Gl. (30) neues H_{0err} bestimmen; bis $H_{0err} = H_{0ab}$

2) Abfrage durchführen:

$C_{0ab} < 0,3882 \rightarrow$ in **Fall "Breites Wehr"** einsteigen

$C_{0ab} \geq 0,3882 \rightarrow H_{0ab}$ bei dem $H_{0err} = H_{0ab}$ ist die **gesuchte Lösung**.

Fall 3: $\tau_u \geq 2 \rightarrow$ **Überströmen**

$\tau_0 = \tau_u \rightarrow$ aus Gl. (30): $H_{0ab} = \tau_0 \cdot y_k$

$H_0 = h_0 + \frac{v_0^2}{2g} = h_0 + \frac{1}{2g} \cdot \left(\frac{Q}{A}\right)^2 \rightarrow h_0$

2. Hydraulische Probleme des beweglichen Überfalls

Bei den beweglichen Überfälle gibt es die folgende Probleme. [13]

1. Probleme, die auf der Entwurfsebene gelöst werden müssen
2. Probleme, die auf der Betriebsebene gelöst werden müssen

Die Probleme der ersten Gruppe werden in Abhängigkeit von ihren Ursprung wie folgt unterteilt:

- 1.1. die Geometrie der Endpfeiler
- 1.2. die Geometrie der Zwischenpfeiler
- 1.3. die Art der Verschlüsse
- 1.4. die Lage des Verschlusses
- 1.5. der Druckaufbau des Profils

Ein ungeplanter Betrieb des Schützes ist das Hauptproblem der zweiten Gruppe (Betriebsebene).

3. Hydrodynamik des beweglichen Überfalls

Bei bestimmten Verschlussöffnungshöhen treten am Wehrprofil bestimmte Unterdrücke auf. Diese Unterdrücke erhöhen mit zunehmendem Öffnen des Verschlusses und erreichen einen maximalen Wert bei irgend einer Teilöffnung. Jedoch verringern sie sich bei vollenn Öffnen des Verschlusses.

In der Regel werden Überfälle von großen Dämmen mit Segmentschützen ausgestattet. Die Position der Schwelle beeinflusst den Abflußbeiwert von dem Schütz beim Überfall.

Die Eigenschaften des Verschlusses müssen so ausgewählt werden, dass alle Arten von Vibrationen, Wirbelbildungen in der aufwärtsströmenden Behälter und Störungen des Strahles vermieden werden. [13]

3.1 Lage der Verschlüsse in Beziehung zur Wehrachse

Die Lage des Schützes bezogen auf der Achse der Stauanlage beeinflusst den Aufbau von Unterdrücken auf dem Profil. Empirische Regeln bestimmen üblicherweise die Position der Verschlüsse in Bezug auf die Achse der Stauanlage. Die Entwurfsaufgabe kann folgenderweise zusammengefasst werden: [13]

- Ermittlung der Entwicklung der Unterdrücke als Funktion der Variation der Stauhöhe, unter der Annahme einer fixen Position des Verschlusses in Bezug auf die Achse des Überfalls und auch den konstanten Verschlusseigenschaften.

- Ermittlung der Entwicklung der Unterdrücke in Abhängigkeit von der Lage des Verschlusses zur Wehrachse.
- Bestimmung des Durchflusses in Abhängigkeit der Öffnungstellung des Verschlusses.

Um ein guter Entwurf des Verschlusses entstehen lassen zu können, sollen diese Fragen beantwortet werden. [13]

Es zeigt sich, dass die Intensität des Unterdrucks abnimmt, wenn die Verschlusskante sich stromabwärts von der Stauanlage befindet. Eine solche Lösung erhöht die Abmessung der Verschlüsse und erhöht die Kosten der Konstruktion. Ebenso verringert sich bei entsprechender unterwasserseitiger Position des Verschlusses, bei Erhöhung der Stauhöhe H_d , die Intensität der Unterdrücke. *Maître, R. (1960)* schlug folgende Grenzen zur Bestimmung der Position des Verschlusses im Profilschnitt mit Gleichungen (17, 18), vor:

$$\frac{Y}{H_d} = 0,47 \left(\frac{X}{H_d} \right)^{1,80} \quad (17)$$

$$0 < \frac{X}{H_d} < 1,33$$

$$\frac{Y}{H_d} = 0,50 \left(\frac{X}{H_d} \right)^{1,85} \quad (18)$$

$$0 < \frac{X}{H_d} < 1,17$$

X ist die Abszisse der Verschlusskante in des Überfalls. Die Anwendung der Grenzen ergibt ziemlich große Werte für X. Der höchste Wert des Unterdrucks erfolgt direkt nach dem Verschluss für Teilöffnungen. Es zeigt sich, dass: [13]

- bei steigenden Werten von X treten für abnehmende Unterdrücke auf.
- bei steigenden Werten von H_d treten ebenfalls der abnehmenden Unterdrücke.

Im ersten Fall wird die Abmessung des Verschlusses größer. Im zweiten Fall, ergibt sich eine Erhöhung des Verschlusses. Eine optimale Lösung sollte beide Bedingungen erfüllen, nämlich die Verringerung der Kosten des Verschlusses und die Verringerung der Unterdrücke. [13]

Bei beweglichen Überfällen ist die Größe des Unterdrucks eine Funktion der Öffnung des Verschlusses. Bei einer bestimmten Öffnungshöhe erreicht der Unterdruck einen Maximalwert. Üblicherweise wird der Druckverlauf am Überfallerrücken (Abb. 68) bei unterschiedlichen Verschlussstellungen mit Hilfe von hydraulischen Modellversuchen oder numerischen Berechnungen bestimmt. [13]

Abbildung 68 zeigt die Druckverhältnisse an der Überfallkrone bei einem teilgeöffneten Verschluss. Es sind die Drücke in Abhängigkeit vom Stellungswinkel α (zwischen Tangente am Verschluss und dem Überfallprofil) und verschiedenen Öffnungsverhältnissen h/H_d dargestellt.

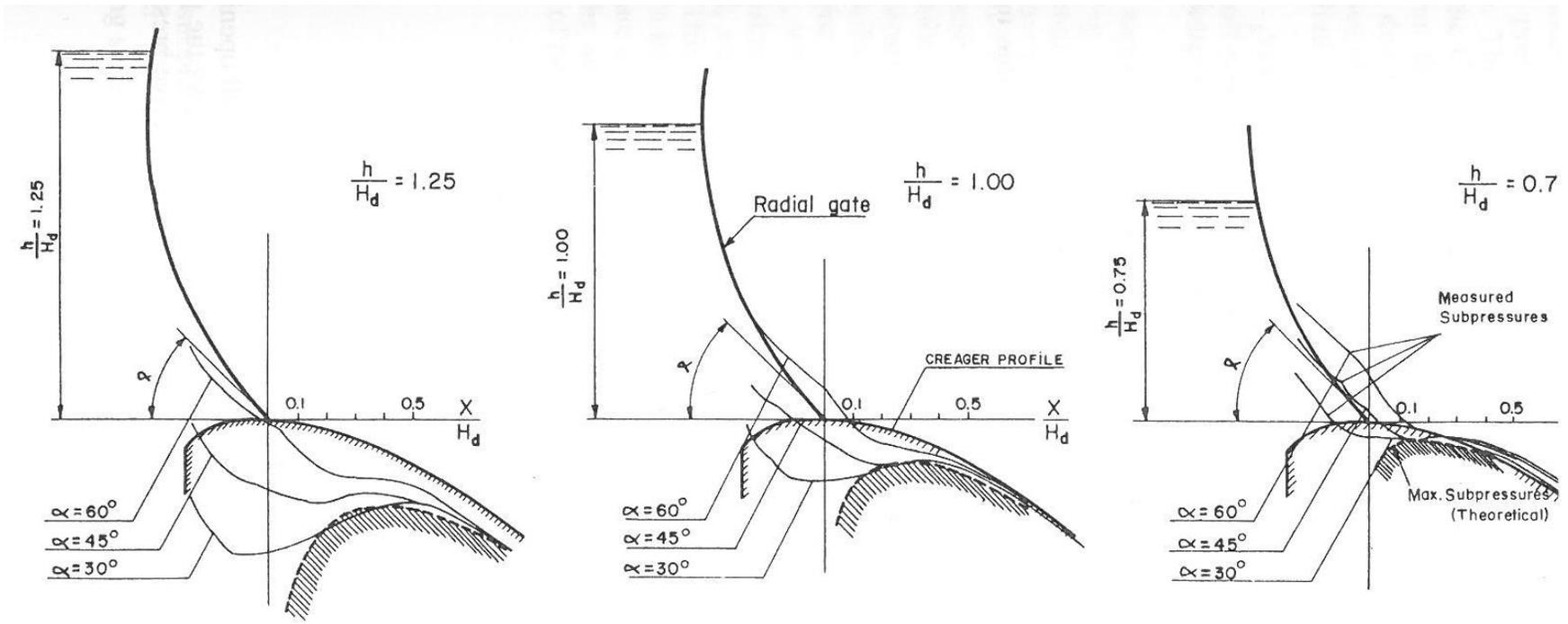


Abbildung 68: Varianten des Unterdrucks in Abhängigkeit von α und h/H_d [13]

3.2. Einfluss der Geometrie des Verschlusses auf den Abflußbeiwert und den Unterdruck

- **Kriterien**

Der Begriff Geometrie beinhaltet:

- Der horizontale Abstand zwischen die Kronenachse und die Verschlussaufsatzpunkt
- Die Lage des Drehlagers
- Der Radius des Verschlusses

Mit diesen Vorgaben ist auch der Winkel θ zwischen der Verschluss tangente und dem Überfallprofil bekannt. [13]

Der Entwurf des beweglichen Verschlusses muss folgenden Anforderungen entsprechen: [13]

- die luftseitigen Unterdrücke sollten bei Teilöffnungsstellungen des Verschlusses kleiner als *4 m bis maximal 7 m* sein
- das Bemessungshochwasser muss bei vollkommen geöffneten Verschlüssen sicher über die Wehranlage abgeführt werden können.

3.3. Einfluss der Geometrie der Pfeilern auf den Abflußbeiwert

- **Kriterien**

Die Form und die Lage der Pfeilern haben einen beträchtlichen Einfluss auf dem Abflußbeiwert. Drei Fragen müssen für ein besseres Verständnis des Problems beantwortet werden: [13]

- Wie wirkt sich die Pfeilerkontraktion auf die Abflusskapazität der Wehranlage aus?
- Wie beeinflusst die stromaufwärtige Verlängerungen der Pfeilern den Abflussbeiwert und den Unterdruck?
- Welchen Einfluss haben die Seitenpfeiler auf die Strömungsverhältnisse für den Überfall?

- **Kontraktion der Strömung durch Pfeiler**

Die Stromlinien in einer turbulenten Strömung können nicht störungsfrei den starren Grenzen folgen. Die Grenzschicht bewirkt eine Kontraktion der Strömung, die den Abfluss verkleinert (Abb. 69). Die abflusswirksame Breite des Wehrfeldes kann folgendermaßen ermittelt werden.

$$B = B_0 - KHn \quad (19)$$

wobei: L – hydraulisch effektive Wehrfeldbreite

L_0 – geometrische Wehrfeldbreite

K – Kontraktionsbeiwert

$$H - \text{Druckhöhe } H = h + \left(v^2 / 2g \right) \quad (20)$$

h – Überfallhöhe

v – mittlere Geschwindigkeit in dem Zulaufbereich

n – Anzahl der Seitenkontraktionen, gleich 2 für jedes Wehrfeld

z.B: Fall von Überfall mit zwei Verschlüsse und einem Pfeiler:

$$n = 4$$

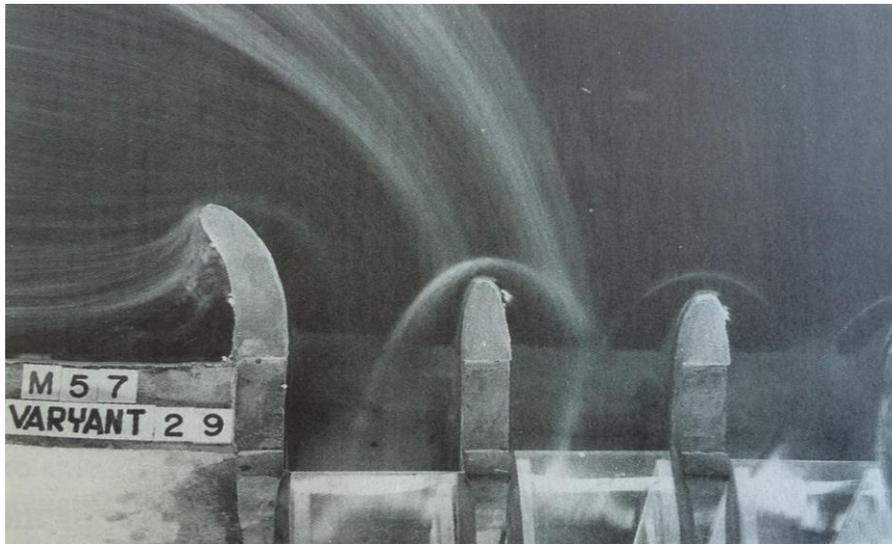


Abbildung 69: Strömung um den Seitenpfeiler des Überfalles [13]

3.4. Einfluss der oberwasserseitigen Verlängerung der Pfeilern auf den Abflußbeiwert und den Unterdruck

Die Verlängerung des Pfeilers stromaufwärts erhöht den Abflussbeiwert. Aus diesem Grund haben viele Pfeiler eine ähnliche Form wie der Bug eines Schiffes. [13]

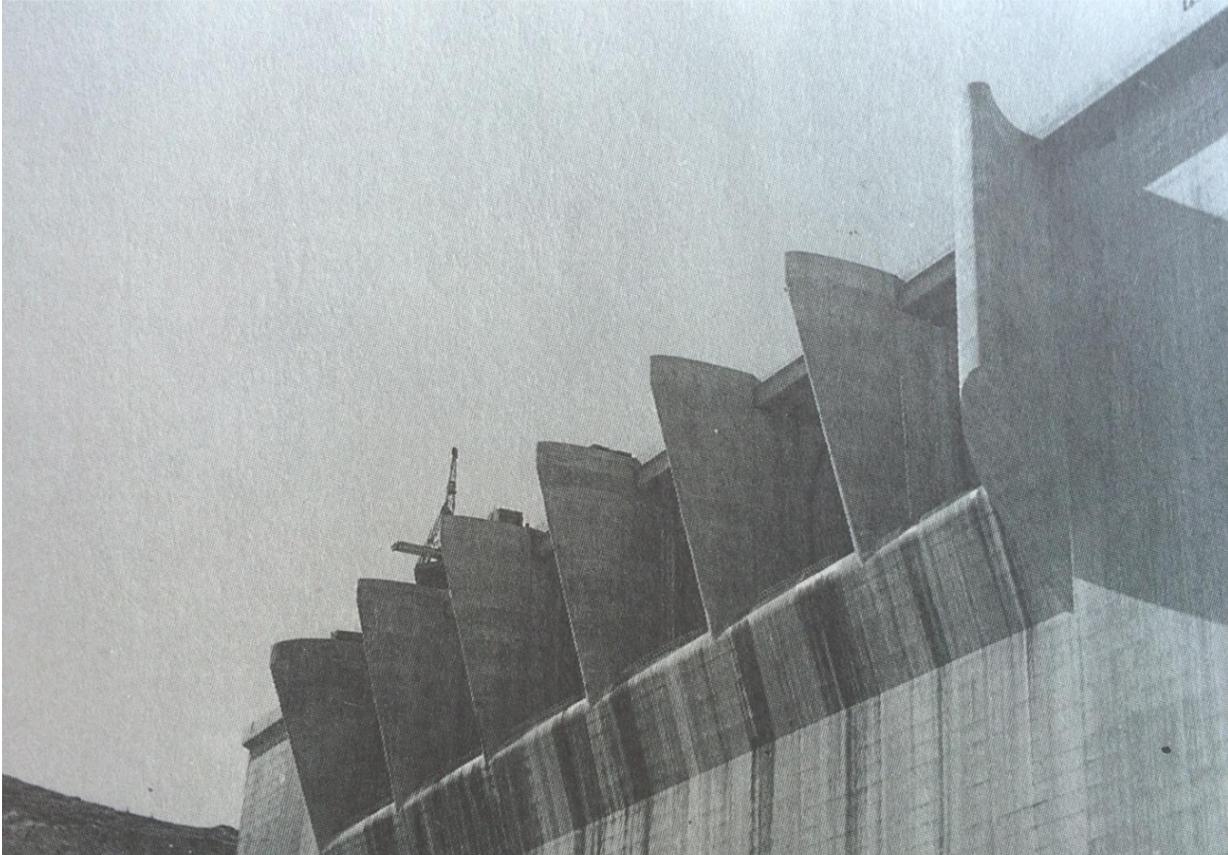
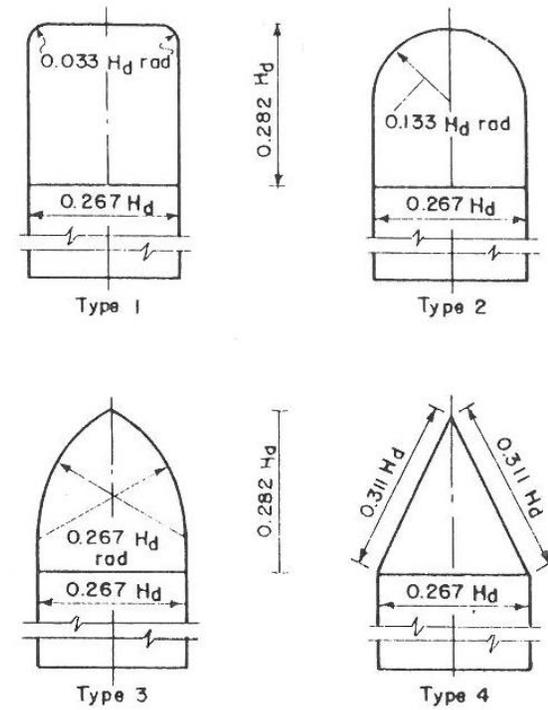
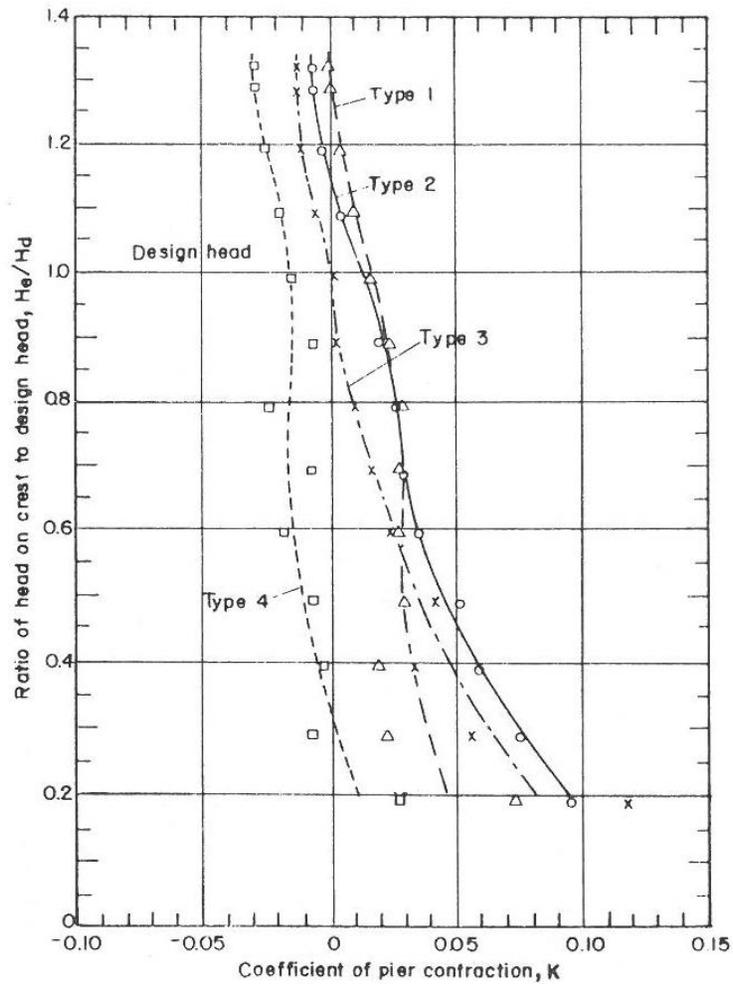


Abbildung 70: Wasserseitig Pfeiler mit ähnlicher Form wie der Bug des Schiffes [13]

Die Erhöhung der Verlängerung des Pfeilers flacht den Strahl ab und verursacht eine Zunahme des Abflussbeiwertes. Abbildung 71 zeigt einen Anstieg bis zu 0,10-Einheiten im Parameter K, für Typ-2 Pfeiler. [13]



PIER NOSE SHAPES

Note: Pier nose located in some plane as upstream face of spillway

Abbildung 71: Kontraktionsbeiwert für runde Nasenpfeiler in den Talsperren [13]

IV. Sicherheitsnachweis des beweglichen Überfalls

Die Bemessung des Überfalls hat dieselben Belastungen zugrundeliegend wie sie bei Talsperren auftreten. Jedoch sind die dynamischen Belastungen aufgrund von Über- und Unterströmungen zu berücksichtigen. [13]

1. Sicherheitsnachweis bei Talsperren [nach DIN 19700-11]

Einwirkungen auf das Tragwerk sind

- angreifende Lasten als direkte Einwirkungen und
- aufgezwungene Verformungen als indirekte Einwirkungen.

Die Einwirkungen werden in Abhängigkeit von ihrer Dauer und Häufigkeit in drei Gruppen eingeteilt:

- a) Gruppe 1: ständige oder häufig wiederkehrende Einwirkungen;
- b) Gruppe 2: seltene oder zeitlich begrenzte Einwirkungen;
- c) Gruppe 3: außergewöhnliche Einwirkungen

1.1 Ständige Einwirkung bei Talsperren

- a) Einwirkungen der Gruppe 1:
 - Eigenlast;
 - Verkehrs- und Auflast;
 - Wasserdruck und Strömungskraft bei Vollstau;
 - Erddruck;
 - Langfristigen Temperatureinwirkungen;
 - Kriechen und Schwinden des Betons;

b) Einwirkungen der Gruppe 2:

- Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel 1 (Z_{H1});
- Eisdruck und Windlasten;
- Außenplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände;
- Betriebserdbeben entsprechend Erdbebenfall 1

c) Einwirkungen der Gruppe 3:

- Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel 2 (Z_{H2}), sofern $Z_{H2} > Z_{H1}$
- seltene Temperatureinwirkungen (jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit etwa 5×10^{-3} ($T = 200 \text{ a}$));
- Bemessungserdbeben entsprechend Erdbebenfall 2, nach DIN 19700-10:2004-07, 8.4. Unter Beachtung der Bewirtschaftung des Stauraumes und der Talsperrenklasse sind Beben mit jährlicher Überschreitungswahrscheinlichkeit von 4×10^{-4} ($T = 2\,500 \text{ a}$) bei Talsperren der Klasse 1 und 10^{-3} ($T = 1\,000 \text{ a}$) bei Talsperren der Klasse 2 zu wählen.

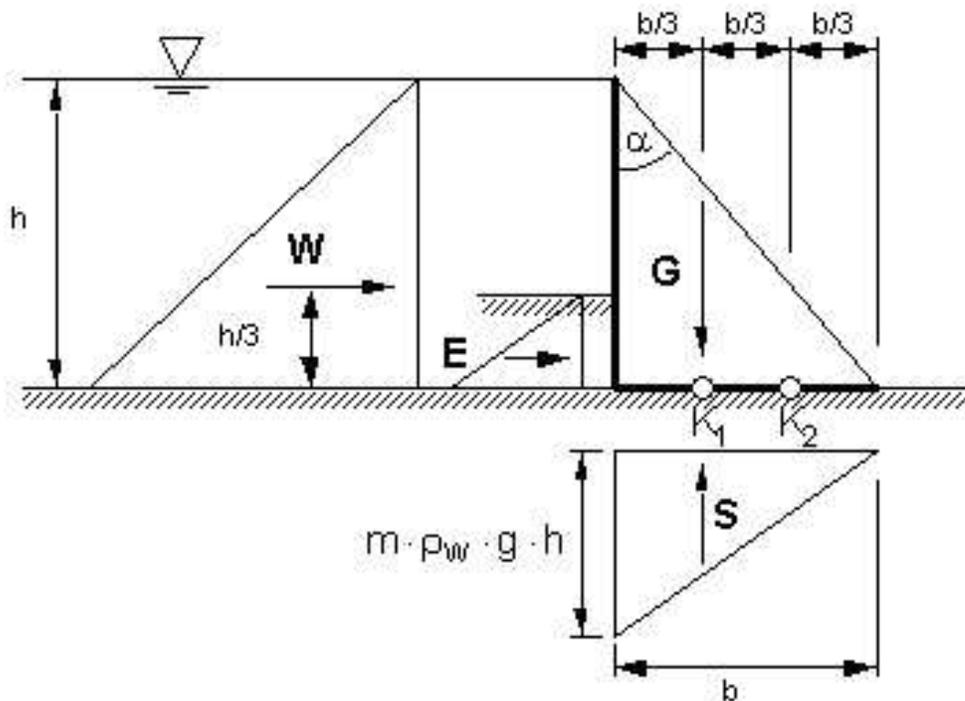


Abbildung 72: Belastung der Dreieckscheibe [10]

- Wasserdruck W $W = \frac{1}{2} \cdot \rho_W \cdot g \cdot h^2$ (21)
- Sohlwasserdruck S $S = \frac{1}{2} \cdot m \cdot \rho_W \cdot g \cdot b \cdot h$, $m=1$ (22)
- Erddruck E (z.B. aus Verlandung)
- Eigengewicht G $G = \frac{1}{2} \cdot \rho_B \cdot g \cdot b \cdot h$ (23)

1.2 Lastfälle

Die Lastfälle (LF) ergeben sich aus Kombinationen von Einwirkungen der Gruppen 1 bis 3. Die resultierenden Lastfälle 1, 2 und 3 sind je nach den zur Kombination herangezogenen Einwirkungen so in weitere Einzellastfälle zu untergliedern, dass die für die Tragsicherheitsnachweise maßgebenden Lastfälle abgeleitet werden können. [5]

a) Lastfälle 1 (Regelkombinationen):

- alle maßgebenden Einwirkungen der Gruppe 1;

b) Lastfälle 2 (seltene Kombinationen):

- alle maßgebenden Einwirkungen der Gruppe 1 und
- je eine Einwirkung der Gruppe 2;

c) Lastfälle 3 (außergewöhnliche Kombinationen):

- alle maßgebenden Einwirkungen der Gruppe 1 und
- je eine Einwirkung der Gruppe 3.

Der jeweils maßgebende Lastfall (LF) ist aus Kombinationen der Einwirkungen nach Tabelle 5 zu ermitteln.

Einwirkungen		Lastfälle (LF) (Einwirkungskombinationen)								
		1		2				3		
		1.1	1.2 ^a	2.1	2.2	2.3	2.4 ^b	3.1	3.2	3.3
Gruppe 1	Eigenlast	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Verkehrs- und Auflast	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Wasserdruck und Strömungskraft bei Vollstau	X			X ^c	X	X ^c		X	X ^c
	Erddruck	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	langfristige Temperatureinwirkung	X	X	X	X	X	X	X		X
	Kriechen und Schwinden des Betons	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Gruppe 2	Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel 1 (Z_{H1})			X						
	Eisdruck und Windlast				X					
	Außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände					X				
	Betriebserdbeben						X			
Gruppe 3	Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel 2 (Z_{H2}), sofern $Z_{H2} > Z_{H1}$							X		
	seltene Temperatureinwirkungen								X	
	Bemessungserdbeben									X
^a Bauzustände sowie Zustand „leeres Becken“.										
^b Lastfall nur für Gebrauchstauglichkeitsnachweis.										
^c Es darf der Wasserdruck und die Strömungskraft bei Stauziel Z_s angesetzt werden.										

Tabelle 6: Lastfälle bei Staumauern [5]

1.3 Tragsicherheit

Zur Führung der Tragsicherheitsnachweise für Staumauer und Untergrund (Tragwerk) gelten die folgenden Regeln:

a) Bemessungssituation BS I:

Bei einer Berechnung nach der Balkentheorie (Ebenbleiben der Querschnitte) sind vertikale Zugspannungen und klaffende Fugen an der Wasser- und an der Luftseite des tragenden Querschnittes der Staumauer und in der Sohlfuge auszuschließen.

Bei einer kontinuumsmechanischen Berechnung (Finite-Elemente-Berechnung) mit nichtlinearen Ansätzen für die Temperaturverteilung und/oder die Fugen- und Porenwasserdrücke ist bei Bruchsteinstaumauern, gegebenenfalls abweichend von DIN 19702, eine begrenzte Fugenklaffung zulässig. Sie darf eine planmäßige Dichtzone bzw. Dränzone nicht erreichen. Die Resultierende der vom Beton oder Mauerwerk übertragenden Kräfte muss stets im Kernbereich des Staumauerquerschnittes liegen. [5]

b) Bemessungssituation BS II:

Bei einer Berechnung nach der Balkentheorie (Ebenbleiben der Querschnitte) sind vertikale Zugspannungen und klaffende Fugen an der Wasser- und an der Luftseite des tragenden Querschnittes der Staumauer und in der Sohlfuge auszuschließen.

Bei einer kontinuumsmechanischen Berechnung (Finite-Elemente-Berechnung) mit nichtlinearen Ansätzen für die Temperaturverteilung und/oder die Fugen- und Porenwasserdrücke ist . bei Bruchsteinstaumauern gegebenenfalls abweichend von DIN 19702 . eine begrenzte Fugenklaffung zulässig. Sie darf eine planmäßige Dichtzone bzw. Dränzone nicht vollständig durchtrennen. Die Resultierende der vom Beton oder Mauerwerk übertragenen Kräfte muss stets im Kernbereich des Staumauerquerschnittes liegen. [5]

c) Bemessungssituation BS III:

Bei einer Berechnung nach der Balkentheorie (Ebenbleiben der Querschnitte) sind klaffende Fugen im Allgemeinen bis zur Mitte des tragenden Querschnitts der Staumauer und der Sohlfuge zugelassen.

Bei einer kontinuumsmechanischen Berechnung (Finite-Elemente-Berechnung) darf die Außermittigkeit der Resultierenden der vom Beton oder Mauerwerk übertragenen Kräfte höchstens ein Drittel der Breite des Staumauerquerschnittes betragen. [5]

Vertikale Risse im Untergrund lassen sich wasserseitig nicht vermeiden. Dies ist beim Ansatz von Wasserdrücken zu berücksichtigen.

Die Änderungen der Durchlässigkeit infolge Rissbildungen sind zu beachten. Im Bereich klaffender Fugen ist stets der volle hydrostatische Wasserdruck anzusetzen.

Damit sind in der Regel folgende Nachweise maßgebend:

- Nachweis der Einhaltung der zulässigen Hauptdruckspannungen;
- Nachweis klaffender Fugen (unter Beachtung von Risswasserdruck, außer die in erdbebenbedingten Rissbildungen und -aufweitungen);
- Nachweis der Kraftübertragung in Fugen des Bauwerkes, der Aufstandsfläche und Trennflächen des Untergrundes.

2. Sicherheitsnachweis auf die Stahlkonstruktionen [nach DIN 19704-1]

2.1 Ständige Einwirkungen

Für die Ermittlung der Eigenlasten sind folgende Werte der Wichten den Berechnungen zugrunde zu legen:

Stahl, Stahlguss, Kupferlegierungen: $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$

Aluminiumlegierungen: $\gamma = 26,5 \text{ kN/m}^3$

Kunststoffe: $\gamma = 14,5 \text{ kN/m}^3$

Holz: $\gamma = 10,0 \text{ kN/m}^3$

Beschichtungen bis 500 μm , anhaftendes Wasser, anhaftendes Eis, Bewuchs sowie Verschmutzung sind durch einen Zuschlag von 10 % der Eigenlast des Verschlusskörpers anzusetzen, sofern kein genauere Nachweis geführt wird. Bei Beschichtungen > 500 μm ist zusätzlich das Differenzgewicht Dickschicht – Dünnschicht anzusetzen.

2.2 Veränderliche Einwirkungen

a) Hydrostatische Einwirkungen

Bei der Festlegung des vom Auftraggeber vorzugebenden Bemessungswasserstands ist gegebenenfalls der Windstau zu berücksichtigen. Für die Wichte von Süßwasser und Seewasser sind folgende Werte anzusetzen:

Süßwasser: $\gamma = 10,0 \text{ kN/m}^3$

Seewasser: $\gamma = 10,4 \text{ kN/m}^3$

Der Auftrieb ist für alle im Wasser eingetauchten Konstruktionsteile zu berücksichtigen.

b) Hydrodynamische Einwirkungen

Folgende vom Auftraggeber vorzugebende Einwirkungen sind zu berücksichtigen:

- Umströmung (Über- und/oder Unterströmung) des Verschlusskörpers;
- Schwall und Sunk;
- Druckstöße;
- Wellendruck auf Verschlusskörper in Binnengewässern;
- Wellendruck auf Verschlusskörper in Küstengebieten

c) Eisauflast

Der nicht eingetauchte Teil eines Eiskörpers auf oder innerhalb des Verschlusskörpers ist als vertikale Einwirkung zu berücksichtigen. Ihre Größe und Häufigkeit sind vom Auftraggeber vorzugeben.

Die Wichte von Eis darf mit $\gamma = 7,0 \text{ kN/m}^3$ angesetzt werden.

d) Eisdruck

Eisdruck einschließlich Eisstoß ist zusätzlich zum statischen Wasserdruck als horizontal wirkende Flächenlast in Binnengebieten mit $p_E = 150 \text{ kN/m}^2$ und in Küstengebieten mit $p_E = 250 \text{ kN/m}^2$ zu berücksichtigen.

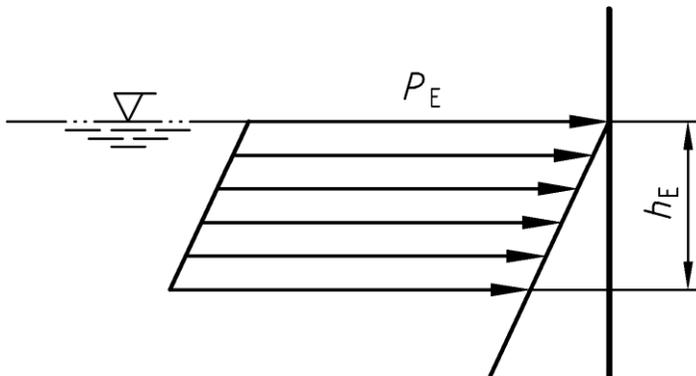


Abbildung 73: Eisdruckansatz bei vertikaler Stauwand [6]

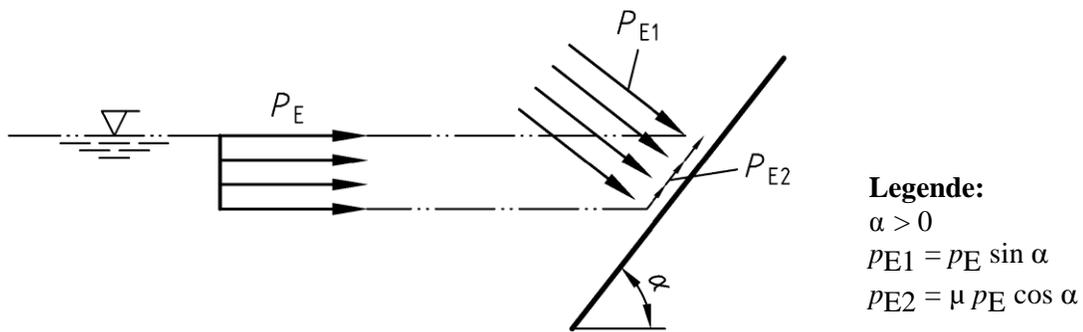


Abbildung 74: Eisdruckeinsatz bei geneigter Stauwand [6]

e) Massenkkräfte

Die Massenkkräfte des Verschlusskörpers dürfen bei Beschleunigungen mit einem Betrag kleiner als $0,5 \text{ m/s}^2$, bezogen auf den Schwerpunkt des Verschlusskörpers, vernachlässigt werden.

Das gilt nicht bei drehbaren Verschlusskörpern (horizontale Drehachse) mit starr verbundenem Gegenwicht.

f) Änderung der Stützbedingungen

Bei statisch unbestimmter Lagerung des Verschlusskörpers ist der Einfluss von Herstellungs- und Montageungenauigkeiten zu berücksichtigen.

Änderungen der Stützbedingungen sind entsprechend den bei Gründungsbauwerken zu erwartenden Setzungen und Verformungen zu beachten. Die zu berücksichtigenden Werte sind vom Auftraggeber vorzugeben.

Durch die Wahl eines geeigneten statischen Systems für das Massivbauwerk und seiner Gründung sind ungleichmäßige Setzungen und Verformungen möglichst klein zu halten. Die Wahl des Verschlusskörpersystems muss sich an den zu erwartenden Verformungen orientieren.

g) Temperatureinflüsse

Als gleichmäßige Temperaturänderungen gegenüber einer Aufstelltemperatur von 10°C ($283,15 \text{ K}$) sind anzusetzen:

- für Verschlusskörper, die zeitweilig ganz oder zu einem großen Teil aus dem Wasser herausgenommen werden: $\pm 35 \text{ K}$;
- für einseitig vom Wasser benetzte Verschlusskörper: $\pm 20 \text{ K}$;
- für beidseitig teilweise vom Wasser benetzte Verschlusskörper: $\pm 20 \text{ K}$;
- für Verschlusskörper, die sich vollständig unter Wasser befinden: $\pm 10 \text{ K}$;

Zusätzlich ist in den Fällen a) und b) eine ungleichmäßige Temperaturverteilung von 30 K über den Querschnitt des Verschlusskörpers anzusetzen.

3. Reibung der Stahlkonstruktionen

Werkstoffpaarung	Gleitreibungszahl μ		Verhältnis Haftreibungszahl zu Gleitreibungszahl μ_0/μ
	Wasserbenetzt		
	Mindestwert	Höchstwert	
Stahl/Stahl	0,20	0,35	1,1
Stahl/Kupferlegierung	0,18	0,30	1,1
Nichtrostender Stahl/Polyamid (PA6G+PE)	0,15	0,25	1,2
Nichtrostender Stahl/Polyethylen (PE-UHMW)	0,10	0,20	1,2
Stahl/Elastomer (Härte etwa 50 bis 70 Shore A)	0,80	1,00	1,0
Stahl/Elastomer mit PTFE-Auflage	0,10	0,10	1,0
Haftreibungszahl Stahl/Beton $\mu_0 = 0,4$			

Tabelle 7: Reibungszahlen für Stahlkonstruktionen [6]

Die Haftreibung ist zu berücksichtigen, wenn sie im ungünstigen Sinne wirksam ist oder wenn die Bewegung aus der Ruhe heraus bringt.

3.1 Rollreibung

a) Wälzlager

Als Reibungszahl für Wälzlager ist $\mu_i = 0,003$ anzusetzen.

b) Laufrolle und Laufschiene

Für die Rollreibungszahl $\mu_{roll} = f/R$ (R = Radius der Laufrolle) ist der Hebelarm der Rollreibung mit

$$f = 1,0 \text{ mm für Stähle mit einer Brinellhärte } \leq 150 \text{ HBS}$$

$$f = 0,4 \text{ mm für Stähle mit einer Brinellhärte } \geq 300 \text{ HBS}$$

zu wählen. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

4. Berechnung der Stahlkonstruktionen

Aus den charakteristischen Werten der Einwirkungen und unter Berücksichtigung der Reibung sind durch Multiplikation mit Teilsicherheitsbeiwerten γ_F und mit Kombinationsbeiwerten $\psi_{i,i}$ die Bemessungswerte der Beanspruchungen für die vom Auftraggeber vorzugebenden Einwirkungskombinationen zu ermitteln. Die Einwirkungskombinationen sind der unterschiedlichen Bemessungssituationen nach DIN EN 1990 zuzuordnen. [6]

Nr.	Einwirkungen	Lasten	Bemessungssituati		
			Ständig ^a	Vorübergehend ^a	Außergewöhnlich ^{a b c}
1	ständig	Eigenlasten	$\gamma_F =$		
2	veränderlich	Hydrostatische Einwirkungen	$\gamma_F = 1,35$	$\gamma_F = 1,25$	$\gamma_F = 1,10$
3		Hydrodynamische Einwirkungen			
4		Wasserlast			
5		Änderungen der Stützbedingungen			
6		Eisauflast			
7		Verkehrslast	$\gamma_F = 1,50$	$\gamma_F = 1,35$	
8		Massenkräfte			
9		Eisdruck, Eisstoß			
10		Temperatureinflüsse			
11		Schiffsreibung			
12		Einwirkungen bei Transport-, Montage- und Instandhaltungszuständen			
13		außer gewöhnlich			
14	Lastweiterleitung von Stoßschutzeinrichtungen				
15	Einwirkungen des Antriebs im Störfall		γ_F siehe Tabelle 6		

^a Veränderliche Einwirkungen sind als gleichzeitig auftretend nach Vorgabe des Auftraggebers nur zu berücksichtigen, wenn ihr Zusammentreffen möglich ist.

^b Von den außergewöhnlichen Einwirkungen Nr. 13 bis Nr. 15 braucht immer nur eine berücksichtigt zu werden.

Tabelle 8: Teilsicherheitsbeiwerte γ_F für die Einwirkungen auf Stahlkonstruktionen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ohne Ermüdung) [6]

V. Bemessung eines Segmentschützes

Als praktische Aufgabenstellung folgt die statisch konstruktive Bemessung eines Segmentschützes einer Hochwasserentlastungsanlage. Die Bemessung erfolgt nach dem russischen Handbuch „Сегментные затворы. Методические указания к курсовому проектированию для студентов специальности 29.04 „Гидротехническое строительство““ [22].

1. Hauptdaten

Höhe des Segmentschützes:	$H = 18,75 \text{ m}$
Breite des Segmentschützes:	$B = 9,00 \text{ m}$
Segmentaußenradius:	$r = 17,16 \text{ m}$
Segmentbogenlänge:	$U = r \cdot \theta = 17,16 \cdot 1,1572 = 19,85 \text{ m}$
Kote der Krone des Überfalles:	805,00 m
Stauziel:	822,80 m
Kote der Zwischenwände:	826,80 m

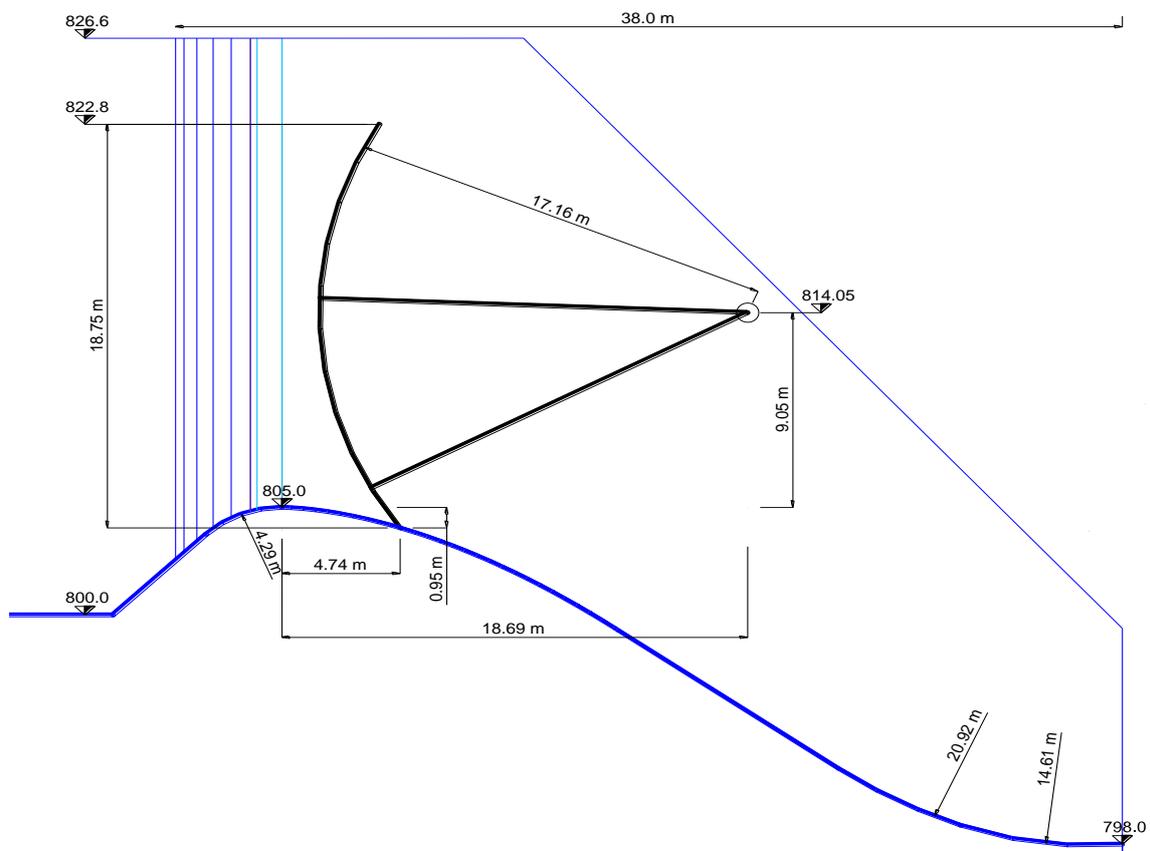


Abbildung 75: Dimensionen und Position des Segmentschützes

2. Ermittlung des Wasserdrucks auf dem Segmentenschütz

Der Wasserdruck W wird für ein Meter Breite des Schützes als eine Summe aus der horizontalen und vertikalen Komponenten der Kraft ermittelt.

$$W_x = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} = \frac{9,81 \cdot 18,75^2}{2} = 1724,4 \text{ kN/m} \text{ - Horizontale Komponente des Wasserdrucks}$$

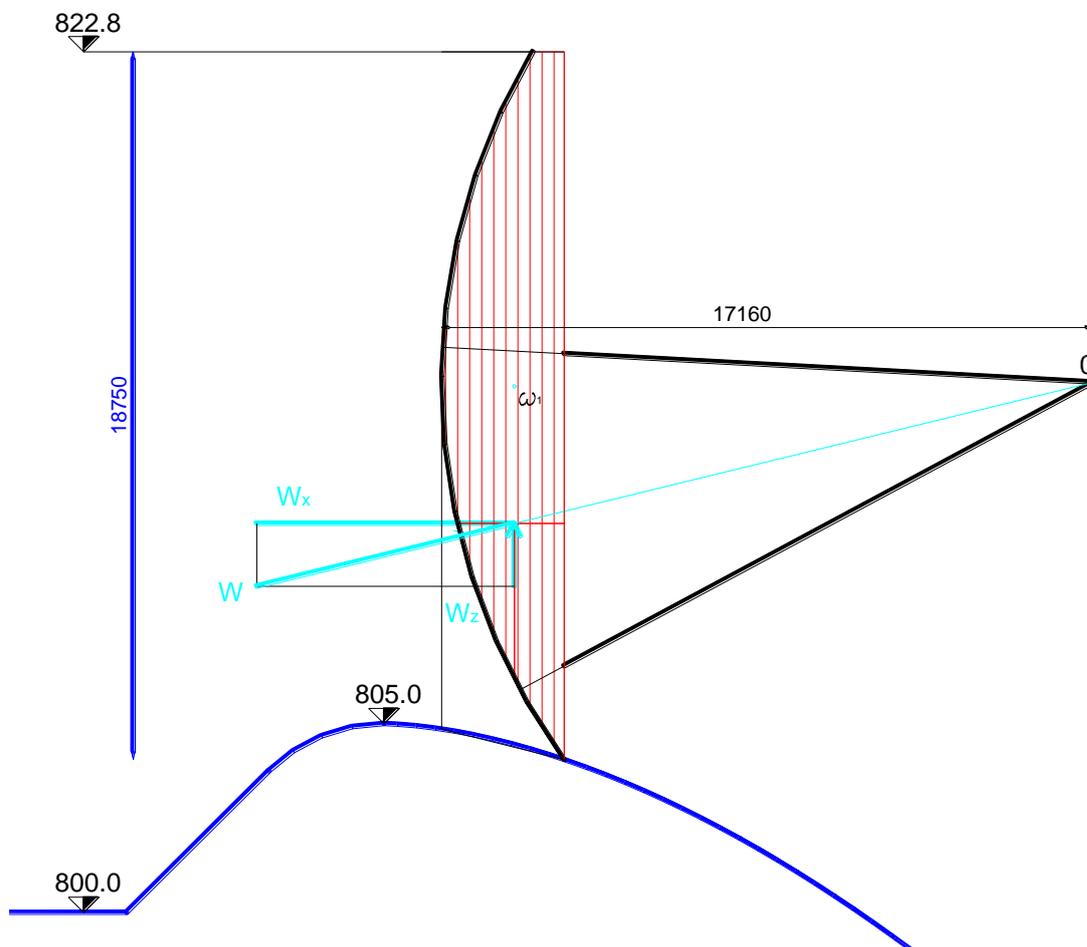


Abbildung 76: Skizze des Wasserdrucks

Die Auftriebskraft:

$$W_z = -\gamma \cdot \omega_1 = -9,81 \cdot 43,212 = -423,91 \text{ kN/m}$$

Die Resultierende:

$$W = \sqrt{W_x^2 + W_z^2} = \sqrt{1724,4^2 + (-423,91)^2} = 1775,74 \text{ kN/m} = 1,775 \cdot 10^3 \text{ kN/m}$$

3. Lage der Träger

Bei Segmentschützen werden Lagerelementen – Träger benutzt, die symmetrisch um die Wirkungslinie der Resultierende angeordnet sind. In diesem Fall soll die obere Bogenlänge den Wert $0,45 \cdot H$ nicht übersteigen und die untere Bogenlänge bis der Schwelle sollte nicht kürzer (kleiner) als $0,4 \text{ m}$ für einfachen Ersatz der Bodendichtung sein.

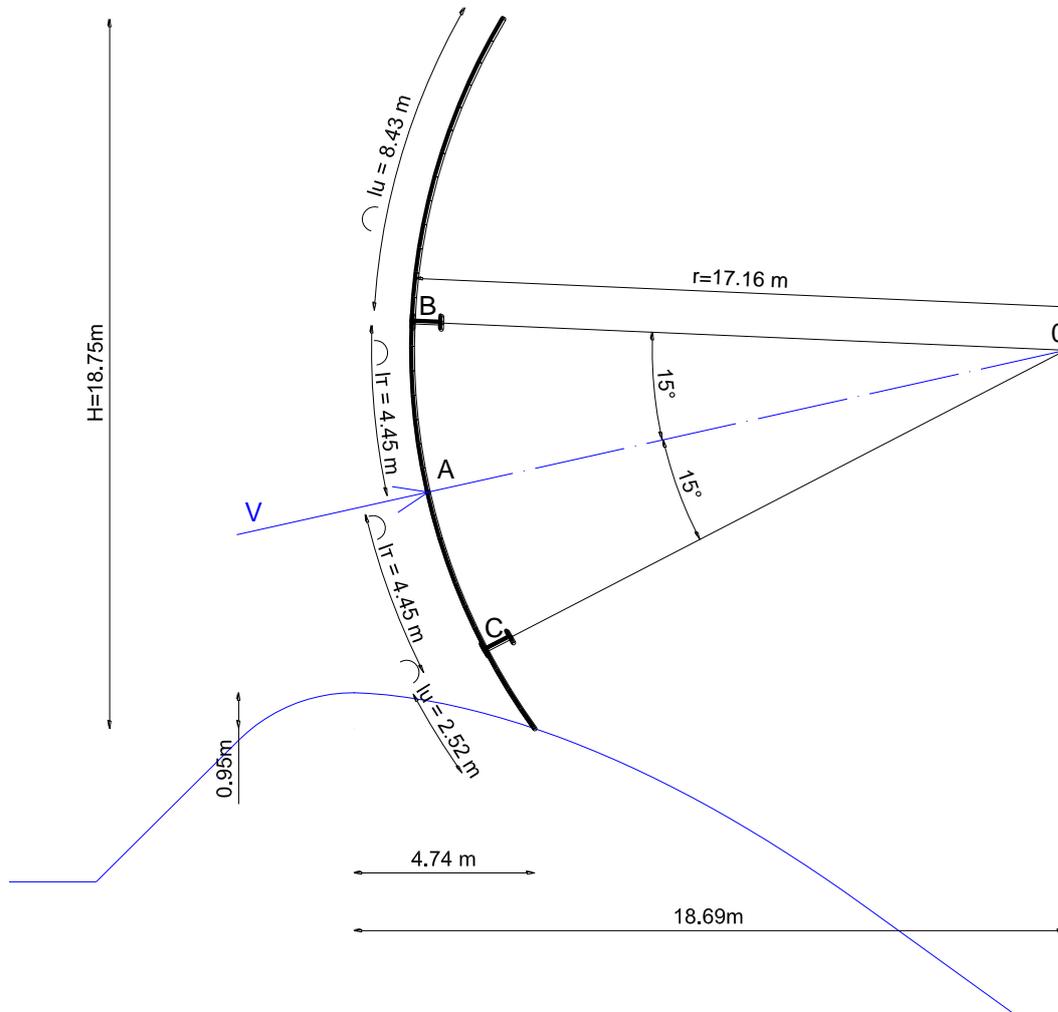


Abbildung 77: Lage der Hauptträger

$$l_O = 0,45 \cdot H = 0,45 \cdot 18,75 = 8,43 \text{ m}$$

$$l_T = \overset{\frown}{AB} = \overset{\frown}{AC} = 4,45 \text{ m}$$

$$l_U = U - l_O - 2 \cdot l_T = 19,85 - 8,43 - 2 \cdot 4,45 = 2,52 \text{ m}$$

Bei symmetrisch angeordnete Träger werden alle linear belastet.

$$q = \frac{W}{2 \cdot \cos \frac{\psi}{2}} = \frac{1,775 \cdot 10^3}{2 \cdot \cos \left(\frac{0,2593}{2} \right)} = 887,87 \text{ kN/m}$$

$$\psi = \frac{l_T}{R} = \frac{4,45}{17,16} = 0,2593 \text{ rad} = 15^\circ$$

4. Bauform der Haupttrahmen

Die Belastung wird von den Trägern getragen. Sie stützen sich auf die Stützarme, die der Last auf die Drehlager übertragen. Die Träger bilden zusammen mit den Stützarmen einen Rahmen mit folgenden Maßen:

Lichtbreite: $L = 9 \text{ m}$

Höhe des Rahmens: $r_0 = 16,94 \text{ m}$

Länge der Konsolen: $c = 0,2 \cdot L = 0,2 \cdot 9 = 1,8 \text{ m}$

Länge des Stützarmes: $s = \sqrt{r_0^2 + c^2} = \sqrt{16,94^2 + 1,8^2} = 16,993 \text{ m}$

Die Höhe des Rahmens ist der Abstand von dem Drehlager bis die Nullachse des Trägers. Da die Nullachse des Trägers mit einem Abstand von $0,3 \cdot h$ von der Stauwand verläuft, bekommt man die Höhe des Rahmens $r_0 = r - 0,3 \cdot h = 17,16 - 0,3 \cdot 0,75 = 16,94 \text{ m}$, wo $h = \frac{1}{2} \cdot L = 0,75 \text{ m}$.

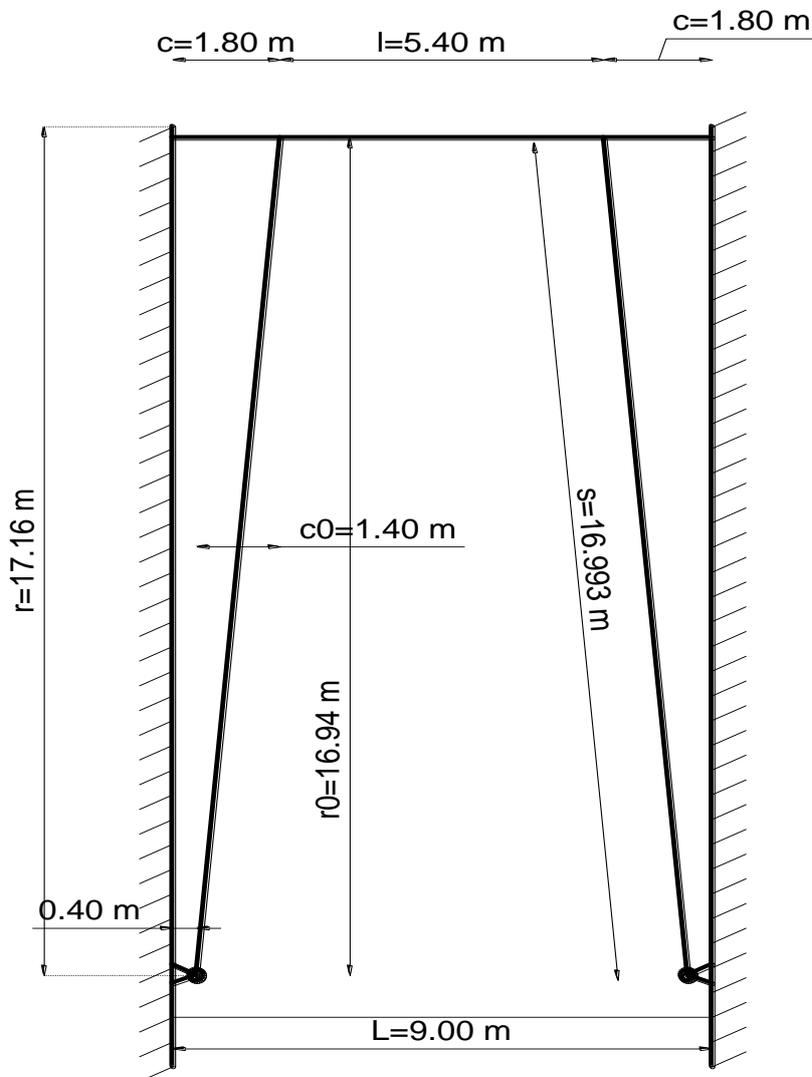


Abbildung 78: Größe des Rahmens

5. Bemessung der Spannungen des Rahmens

Der Rahmen ist statisch unbestimmt. Das Grundsystem ist bei einer Lösung des Kraftgrößenverfahrens wie folgt dargestellt

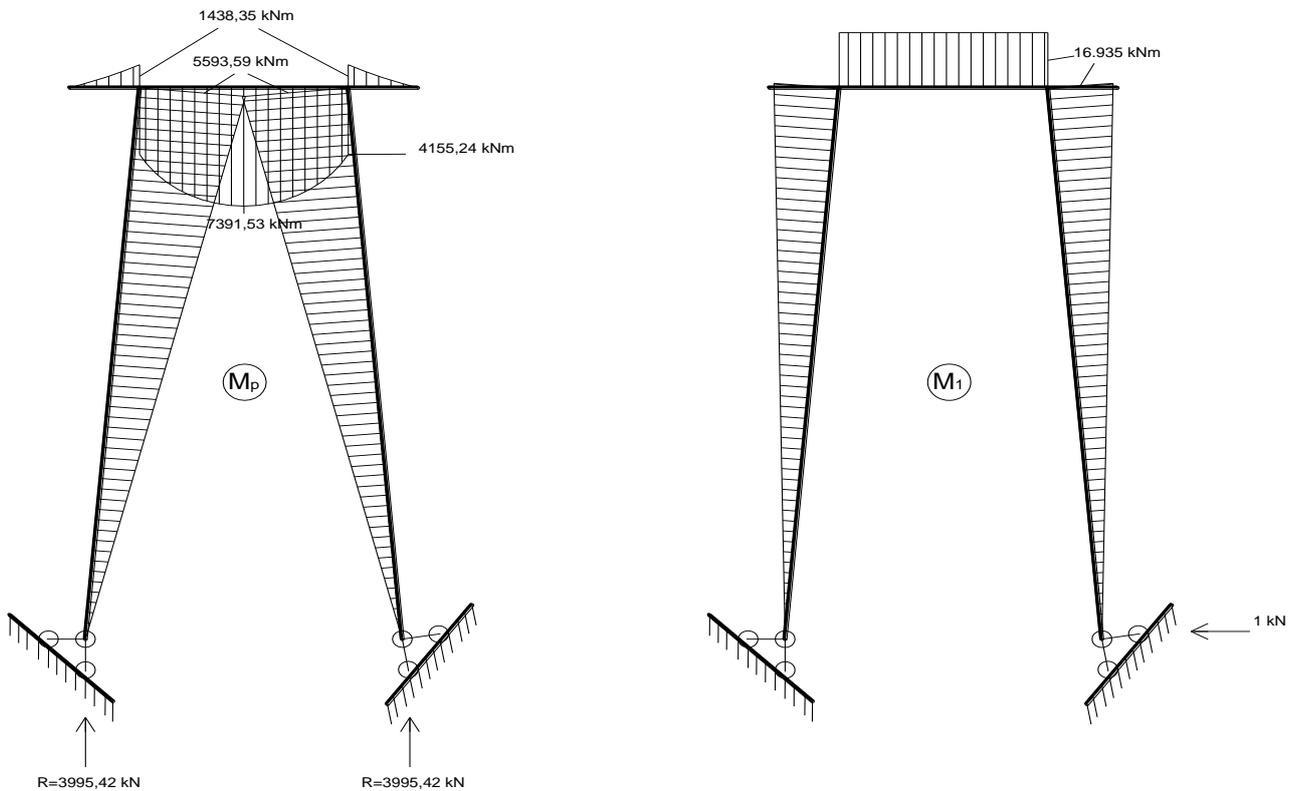


Abbildung 79: Statisch System des Rahmens

Die Unbekannte X ist die Schubspannung in dem Drehlager und ihre Gleichung beim Kraftgrößenverfahren lautet:

$$X = \frac{q}{2 \cdot r_0} \cdot \left(\frac{l^2}{2} - 3 \cdot c^2 \right) + L \cdot c_0$$

wo

$$\frac{J_T}{J_{St}} = 6$$

$$k = \frac{J_T}{J_{St}} \cdot \frac{s}{l} = 6 \cdot \frac{16,993}{5,4} = 18,88$$

$$X = \frac{q}{2 \cdot r_0} \cdot \left(\frac{l^2}{2} - 3 \cdot c^2 \right) + L \cdot c_0 = \frac{887,87}{2 \cdot 16,94} \cdot \left(\frac{5,4^2}{2} - 3 \cdot 1,8^2 \right) + 9 \cdot 1,4 = 333,32 \text{ kN/m}$$

Die Reaktionskraft ist gleich:

$$R = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{887,87 \cdot 9}{2} = 3995,42 \text{ kN}$$

Wenn die beide Momentenverläufe M_p und M_l miteinander multipliziert werden, bekommt man das Momentendiagramm M und das Q-Diagramm des Rahmens, wo sich die Maximummomente ergeben:

$$M_K = \frac{q \cdot c^2}{2} = 1438,35 \text{ kNm} - \text{Maximaler Moment in der Konsole}$$

$$M_{St} = r_0 \cdot X - R \cdot c_0 = 16,94 \cdot 333,32 - 3995,42 \cdot 1,4 = 52,85 \text{ kNm} - \text{Maximales Moment in den Stützarmen}$$

$$M_T = M_K + M_S = 1438,35 + 52,85 = 1491,2 \text{ kNm} - \text{Maximales Moment im Träger}$$

$$M_M = \frac{q \cdot l^2}{8} - M_T = \frac{887,87 \cdot 5,4^2}{8} - 1491,2 = 1745,09 \text{ kNm} - \text{Maximum in der Mitte des Trägers}$$

$$Q_T = R - q \cdot c = 3995,42 - 887,87 \cdot 1,8 = 2397,25 \text{ kN} - \text{Maximale Querkraft im Träger}$$

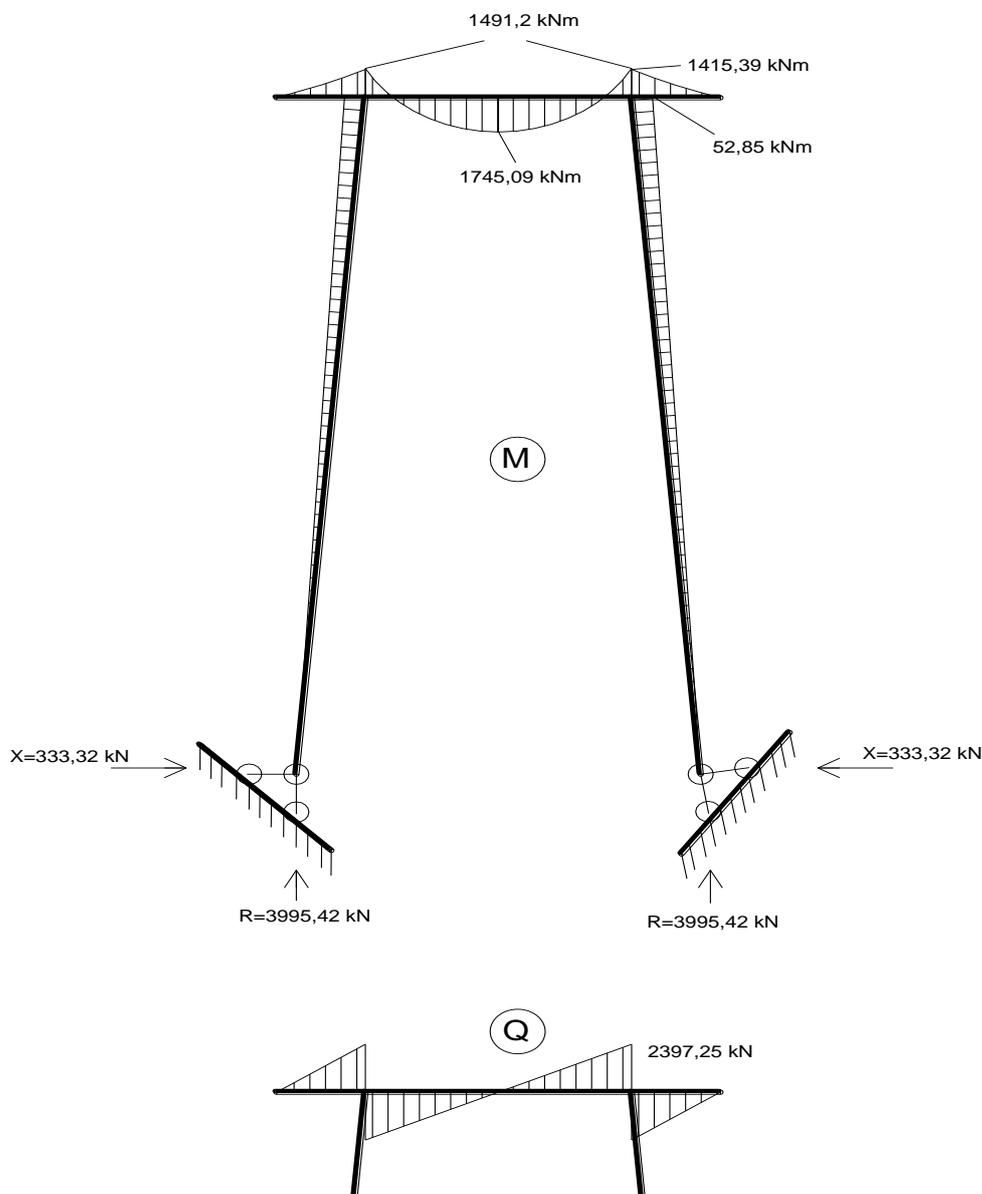


Abbildung 80: Moment- und Querkraftdiagrammen des Trägers

6. Auswahl der Stahlgüte für die Elemente der Konstruktion

Die Stahlgüte des Segmentschützes wird von den Betriebsbedingungen der Anlage und aus wirtschaftlichen Gründen bestimmt.

Tabelle 9: Einteilung der zugelassenen Stahlsorten nach Festigkeits- und Widerstandsklassen [26]

Lfd. Nr.	Stahlsorte ¹⁾	W.-Nr.	Gefüge ²⁾	Festigkeitsklassen ³⁾ und Erzeugnisformen ⁴⁾					Korrosion	
				S 235	S 275	S 355	S460	S690	Weiderstandsklasse ⁵⁾⁶⁾	Belastung und typische Anwendung
1	X2CrNi12	1,4003	F	B, Ba, H, P	D, H, S, W	D, S	D, S	-	I/ gering	Konstruktionen in Innerräumen Mit Ausnahme von Feuchträumen
2	X6Cr17	1,4016		D, S, W	-	-	-	-		
3	X5CrNi18-10	1,4301	A	B,Ba, D, H, P, S, W	B, Ba, D, H, P, S	B, Ba, D, H, S	Ba, D, H, S	S	II/ mäßig	Zugängliche Konstruktionen, ohne nennenswerte Gehalte an Chloriden und Schwefeldioxydbelastung, keine Industrie Atmosphäre
4	X2CrNi18-9	1,4307		B,Ba, D, H, P, S, W	B, Ba, D, H, P, S	Ba, D, H, S	Ba, D, S	S		
5	X3CrNiCu18-9-4	1,4567		D, S, W	D, S	D, S	D, S	-		
6	X6CrNiTi18-10	1,4541		B,Ba, D, H, P, S, W	B, Ba, D, H, P, S	Ba, D, H, S	Ba, D, H, S	-		
7	X2CrNiN18-7	1,4318		-	-	B, Ba, D, H, P, S	B, Ba, H	-		
8	X5CrNiMo-17-12-2	1,4401	A	B,Ba, D, H, P, S, W	B, Ba, D, H, P, S	Ba, D, H, S	Ba, D, S	S	III/ mittel	Konstruktionen mit mäßiger Chlorid- und Schwefeldioxydbelastung und unzugängliche Konstruktionen ⁷⁾
9	X2CrNiMo17-12-2	1,4404		B,Ba, D, H, P, S, W	B, Ba, D, H, P, S	Ba, D, H, S	Ba, D, H, S	D, S		
10	X3CrNiCuMo17-11-3-2	1,4578		D, S, W	D, S	D, S	D, S	-		
11	X6CrNiMoTi17-12-2	1,4571		B,Ba, D, H, P, S, W	B, Ba, D, H, P, S	Ba, D, H, S	Ba, D, H, S	D, S		
12	X2CrNiMoN17-13-5	1,4439		-	B, Ba, D, H, S, W	-	-	-		
13	X2CrNiN23-4	1,4362	FA	-	-	-	B, Ba, D, S, W	D, S		

Tabelle 10: Charakteristische Werte der Stahlsorten für Bauteile [27]

1	2	3		4		5	6	7	8	9	10					
Festigkeitsklasse	Werkstoff-Nr.	Streckgrenze				Zugfestigkeit	E-Modul, Schubmodul (G)				Temperaturdehnzahl					
		Bauteile ²⁾		Schweißverbindungen ¹⁾			bei Berechnung von		Bei Nachweisen der Stabilitätssicherheit							
		Kaltband ¹⁾	Sonstige	Kaltband ¹⁾	Sonstige		Widerständen, Verformungen	Zwangschnittgrößen	vereinfacht	mit Sekantenmodul						
		f _{y,k}		f _{y,k}			f _{u,k}	E	E	E		E _{sek, y}				
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²		N/mm ²	10 ⁻⁶ · K ⁻¹			
S275	1,4301	275	275	275	275	550	170 000 65 400	200 000 76 900	170 000	60 900	16					
	1,4307															
	1,4541															
	1,4567	-		-	-				-	-		-	-	-		
	1,4578	-		-	-				-	-		-	-	-	-	
	1,4401	275		275	275				275	600		170 000 65 400	200 000 76 900	170 000	63 000	10
	1,4404															
	1,4571															
	1,4539	-		-	-				-	-		-	-	-	-	
	1,4003	-		-	-				-	-		-	-	-	-	-
	1,4439	290		290	275				275	600		170 000 65 400	200 000 76 900	170 000	76 000	16
	1,4529	300		300	300				300	600		170 000 65 400	200 000 76 900	170 000	79 700	17
1,4547	275	-	275	-	600	170 000 65 400	200 000 76 900	170 000	79 700	10						

Es wurde der Stahl X5CrNi18-10 mit $R=275 \text{ N/mm}^2$ gewählt.

7. Bemessung der Stauwand und der Horizontalrippen

7.1 Ermittlung der Lage der Rippen

Die Stauwand führt den Wasserdruck weiter auf den Hauptträgern durch ein System von Rippen. Die Horizontalrippen (Horizontalträger) sind parallel zu den Trägern angeordnet und stützen sich auf die Querrippen, die wiederum mit den Träger befestigt sind. Die Stauwand ist in drei Bereiche geteilt: über dem oberen Träger, zwischen den beiden Trägern und unter dem zweiten Träger.

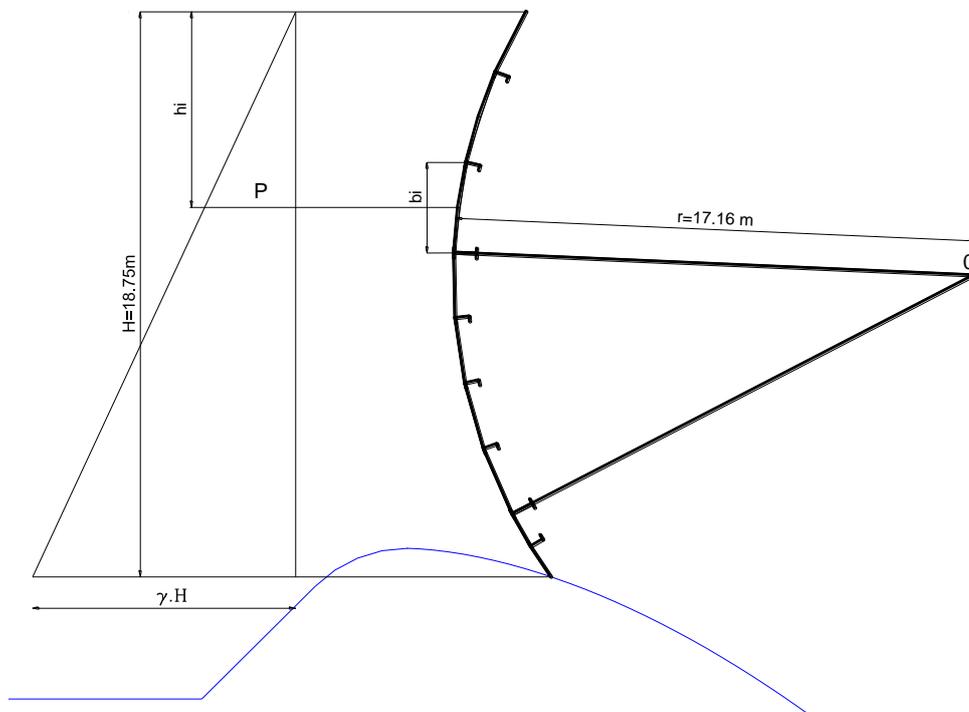


Abbildung 81: Skizze der Lage

Auf diese Weise wird die Stauwand direkt auf den Rippen und den Trägern gestützt und wirkt auf den spezifischen Bogen im Bereich zwischen die beide Elementen. Das Diagramm sieht wie folgt aus:

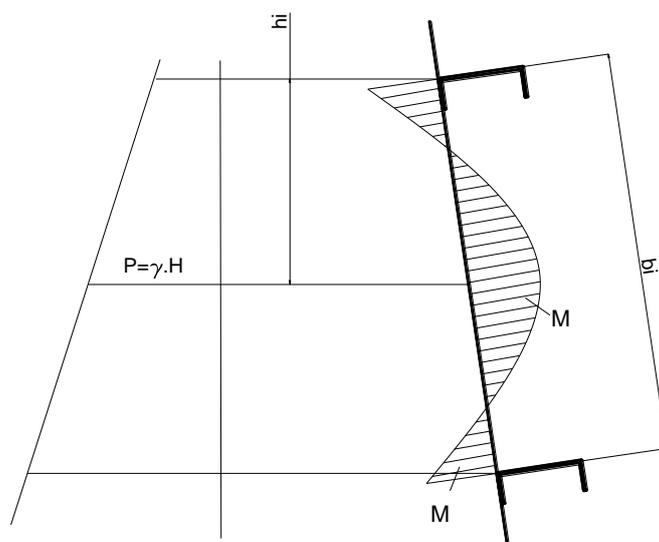


Abbildung 82: Skizze des Momentendiagramms

Die Lage der Horizontalrippen sind nach dem letzten Schritt gewählt. Wenn die Stauwandfelder mit Breite b_i und Dicke $t_0 = 4 \text{ cm}$ kleiner als $1,5 \cdot t_0 / \sqrt{R/\gamma \cdot h_i}$ zwischen die Rippen sind, ist die Lage der Rippen richtig ausgewählt.

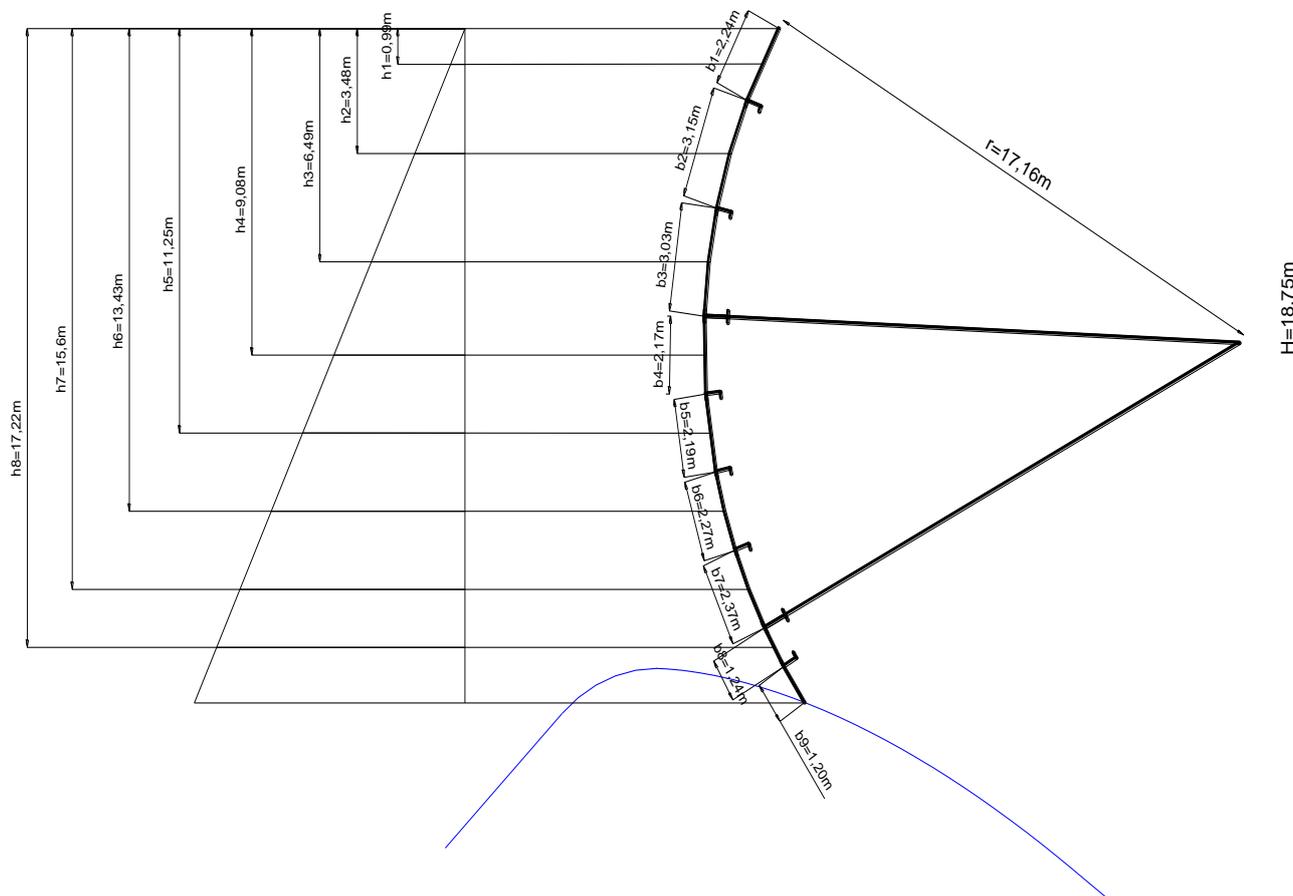


Abbildung 83: Lage der Horizontalrippen

Nº	b_i [m]	h_i [m]	$1,5 \cdot 0,04 / \sqrt{h_i}$ [m]	$b_i < 2,3 / \sqrt{h_i}$ [m]
1	2,24	0,99	10,0905797	Ja
2	3,15	3,48	5,38200492	Ja
3	3,03	6,49	3,94104473	Ja
4	2,17	9,08	3,33189102	Ja
5	2,19	11,25	2,99334967	Ja
6	2,27	13,43	2,73965393	Ja
7	2,37	15,60	2,54197581	Ja
8	1,24	17,22	2,41945272	Ja

Tabelle 11: Kontrolle der Lage der Horizontalrippen

Es ist nach Tabelle 11 deutlich, dass das gewählte Schema die Sicherheitsbedingungen der Stauwand erfüllt.

7.2 Die Wahl des Querschnitts der Horizontalrippen

Die Querrippen sind die Querelemente der Konstruktion. Sie sind entlang der Länge der Träger angeordnet und mit einem Schritt von $d = 0,2 \cdot L$ voneinander entfernt.

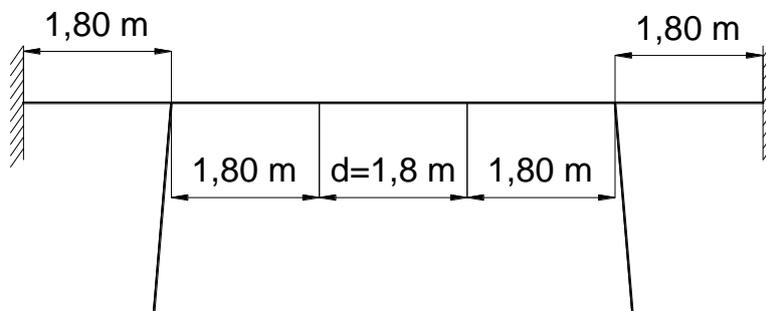


Abbildung 84: Lage der Querrippen

Entsprechend ist die Rippe einen Balken mit viele Öffnungen, der mit gleichmäßig verteilter Last q_c über die gesamte Länge belastet ist.

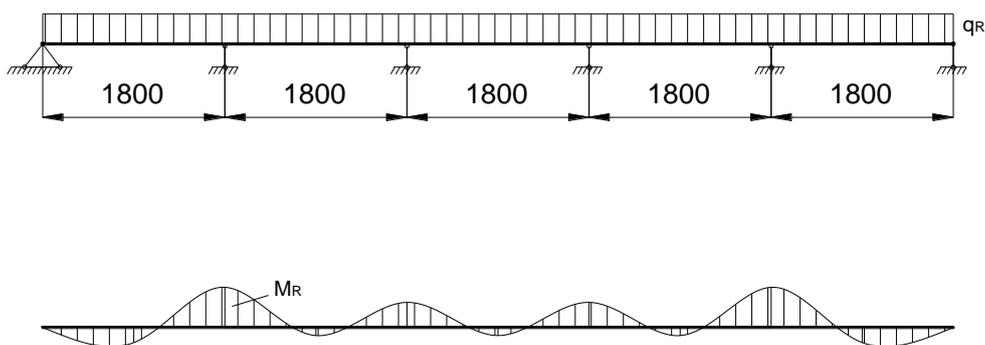
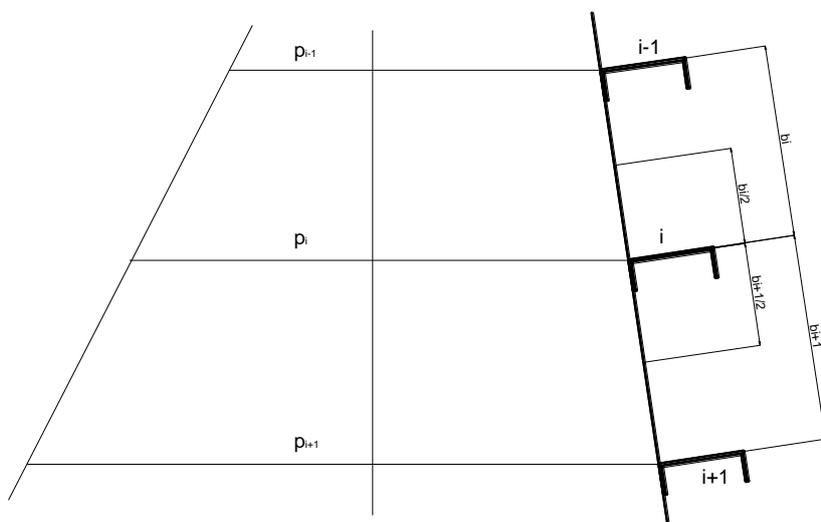


Abbildung 85: belastete Horizontalrippe

$$q_{R,i} = p_i \cdot \frac{b_i + b_{i+1}}{2} = 9,81 \cdot h_i \cdot \frac{b_i + b_{i+1}}{2}$$



q_R wird für jedes Bereich des Segmentschützes berechnet.

Nº	b_i	h_i	$(b_i+b_{i+1})/2$	$q_{R,i}$
	[m]	[m]	[m]	[kN/m]
1	2,24	0,99	2,695	26,174
2	3,15	3,48	3,09	105,489
3	3,03	6,49	2,6	165,534
4	2,17	9,08	2,18	194,183
5	2,19	11,25	2,23	246,108
6	2,27	13,43	2,32	305,656
7	2,37	15,60	1,805	276,230
8	1,24	17,22	0,62	104,735

Tabelle 12: Berechnung der gleichmäßig verteilten Last q_c

Der maximale Biegemoment ist im 6-ten Querschnitt erreicht.

$$M_R = \frac{q_{R,6} \cdot d^2}{10} = \frac{305,656 \cdot 1,8^2}{10} = 99,03 \text{ kN} \cdot \text{m} = 9903 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Die Stahl X5CrNi18-10 hat Festigkeit von $R = 275 \text{ N/mm}^2 = 27,5 \text{ kN/cm}^2$. Der notwendige Widerstandsmoment ist gleich:

$$W_R = \frac{M_R \cdot \gamma_n}{R} = \frac{9903 \cdot 1,25}{27,5} = 450,14 \text{ cm}^3$$

Nachdem der maßgebende Widerstandsmoment bestimmt ist, wird ein UPE-Profil 300 mit Widerstandsmoment $W_R = 522 \text{ cm}^3$ gewählt. Die Kennwerte stehen im Anhang A: Tabelle 13. Das ausgewählte UPE-Profil wird für alle Querschnitte verwendet werden.

8. Bemessung und Gestaltung des Trägers

8.1 Wahl des Querschnitts des Trägers

Die flache Stauhaut des Schützes wird direkt auf dem Träger verschweißt. So wird ein Teil von ihr in der Tragfähigkeit des Trägers berücksichtigt.

Grenzbreite der Stauwand:

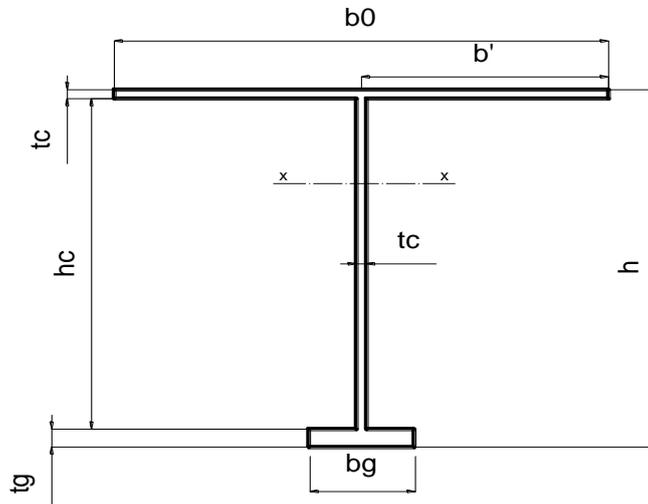


Abbildung 86: Skizze eines Trägers

ImFeld:

$$l_0 = 0,75 \cdot l = 0,75 \cdot 5,40 = 4,05 \text{ m}$$

$$b' \leq 0,15 \cdot l_0 = 0,15 \cdot 4,05 = 0,61 \text{ m}$$

$$l_u = 2,52 \text{ m} > b' = 0,61$$

$$l_T = 4,45 \text{ m} > b'$$

Es folgt, dass

$$b_0 = 2 \cdot b' = 2 \cdot 0,61 = 1,22 \text{ m}$$

In der Stütze:

$$b' \leq 0,3 \cdot c = 0,3 \cdot 1,8 = 0,54 \text{ m}$$

$$b_0 = l_u + b' = 2,52 + 0,54 = 3,06 \text{ m}$$

Als maßgebend wird die kleinere Breite angenommen: $b_0 = 1,22 \text{ m} = 122 \text{ cm}$

Für den Querschnitt des Trägers wird auch Stahl X5CrNi18-10 mit $R = 275 \text{ N/mm}^2$ genutzt.

Dann,

$$W = \frac{M_M \cdot \gamma_n}{R} = \frac{174509,1,25}{27,5} = 7932,23 \text{ cm}^3 \text{ - erforderlicher Widerstandsmoment}$$

8.2 Sicherheit und Stabilität des Trägers

a) Sicherheit

Die folgende Sicherheitsbedingungen sollen erfüllt werden:

$$\sigma \leq \frac{R}{\gamma_n}; \tau \leq \frac{R_s}{\gamma_n}; \sigma_{EFF} \leq \frac{R}{\gamma_n}, \text{ wo } N=X$$

$$A = b_0 \cdot t_c + h_s \cdot t_c + b_g \cdot t_g = 122 \cdot 2,5 + 92,5 \cdot 2,5 + 5,6 = 566,32 \text{ cm}^2 - \text{Fläche des Querschnittes}$$

$$a = \frac{122 \cdot 2,5 \cdot 48,75 - 5,6 \cdot 47,5}{566,32} = 23,74 \text{ cm} - \text{die Position des Schwerpunktes}$$

Trägheitsmoment des Querschnittes in Bezug auf x-x:

$$I = \frac{2,5 \cdot 92,5^3}{12} + 122 \cdot 2,5 \cdot 48,75^2 + 5,6 \cdot 47,5^2 - 566,25 \cdot 23,74^2 = 6,383 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

Statischer Moment der Teile des Querschnittes in der Nähe von dem Schwerpunkt:

$$S = 6,5 \cdot (47,5 + 23,74) + \left(\frac{92,5}{2} + 23,74\right)^2 \cdot \frac{2,5}{2} = 8260,45 \text{ cm}^3$$

Statischer Moment des Gurtes:

$$S_g = 6,5 \cdot (47,5 + 23,74) = 2137,2 \text{ cm}^3$$

Kontrolle der Spannungen:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_T}{I} \cdot 73,74 = \frac{333,32}{566,25} + \frac{1491,2 \cdot 10^2}{6,383 \cdot 10^5} \cdot 73,74 = 17,82 \text{ kN/cm}^2 = 178,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 178,2 \text{ MPa} < \frac{R}{\gamma_n} = \frac{275}{1,25} = 220 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot t_c} = \frac{2397,25 \cdot 8260,45}{6,383 \cdot 10^5 \cdot 2,5} = 12,41 \text{ kN/cm}^2 = 124,1 \text{ MPa}$$

$$\tau = 124,1 \text{ MPa} < \frac{R_s}{\gamma_n} = 0,58 \cdot \frac{275}{1,25} = 127,6 \text{ MPa}$$

Spannungen in Unterteil des Schaftes:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_T}{I} \cdot (73,74 - 50) = \frac{333,32}{566,25} + \frac{1491,2 \cdot 10^2}{6,383 \cdot 10^5} \cdot 68,74 = 16,65 \text{ kN/cm}^2 = 166,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 166,5 \text{ MPa} < \frac{R}{\gamma_n} = \frac{275}{1,25} = 220 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{Q \cdot S_g}{I \cdot t_c} = \frac{2397,25 \cdot 2137,2}{6,383 \cdot 10^5 \cdot 2,5} = 3,21 \text{ kN/cm}^2 = 32,1 \text{ MPa}$$

$$\tau = 32,1 \text{ MPa} < \frac{R_s}{\gamma_n} = 0,58 \cdot \frac{275}{1,25} = 127,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{166,5^2 + 3 \cdot 32,1^2} = 17,55 \text{ kN/cm}^2 = 175,5 \text{ MPa} < \frac{R}{\gamma_n} = 220 \text{ MPa}$$

Kontrolle der Normalspannungen:

$$\sigma = \frac{M_M}{I} \cdot 73,74 - \frac{N}{A} = \frac{1745,09 \cdot 10^2}{6,383 \cdot 10^5} \cdot 73,74 - \frac{333,32}{566,25} = 19,57 \text{ kN/cm}^2 = 195,7 \text{ MPa} < \frac{R}{\gamma_n} = 220 \text{ MPa}$$

⇒ **Nachweis erfüllt!**

b) Stabilität

Die geometrischen Eigenschaften des Trägers sind:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{6,383 \cdot 10^5}{566,25}} = 33,57 \text{ cm} - \text{Trägheitsradius}$$

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{540}{33,57} = 16,09 - \text{bedingte Flexibilität}$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R}{E}} = 16,09 \cdot \sqrt{\frac{275}{170000}} = 0,647 - \text{relative Schlankheit}$$

$$e = \frac{M_M}{N} = \frac{1745,09 \cdot 10^2}{333,32} = 523,55 \text{ cm} - \text{absolute Exzentrizität in der Mitte der Träger}$$

$$\rho = \frac{I}{26,26 \cdot A} = \frac{6,383 \cdot 10^5}{26,26 \cdot 566,25} = 42,93 \text{ cm}$$

$$m = \frac{e}{\rho} = \frac{523,55}{42,93} = 12,2 - \text{relative Exzentrizität}$$

$$\eta = 1,4 - \text{Beiwert des Einflusses der Querschnittsform}$$

$$m_{eff} = \eta \cdot m = 1,4 \cdot 12,2 = 17,08 - \text{ausgerichtet relative Exzentrizität}$$

Von Anhang A, Tabelle 14 wird φ_e ermittelt:

$$\varphi_e = 0,0885 - \text{Beulwert}$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} = \frac{333,32}{0,0885 \cdot 566,25} = 6,65 \text{ kN/cm}^2 = 66,5 \text{ MPa} < \frac{R}{\gamma_n} = 220 \text{ MPa}$$

Der Nachweis für Stabilität des Trägers ist erfüllt!

8.3 Lokale Stabilität der Elementen des Trägers

Die lokale Stabilität der Wände des Trägers wird gerechnet, wenn die folgenden Bedingungen erfüllt sind:

$$\bar{\lambda} = \frac{h_s}{t_c} \cdot \sqrt{\frac{R}{E}} > 3,5$$

$$\bar{\lambda} = \frac{92,5}{2,5} \cdot \sqrt{\frac{275}{170000}} = 1,48 < 3,5 - \text{In unserem Fall } \bar{\lambda} < 3,5, \text{ deshalb wird nicht geprüft.}$$

Druckspannung in der Stauhaut, wenn der Träger auf Biegung arbeitet.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_M}{I} \cdot 26,26 = \frac{333,32}{566,25} + \frac{1745,09 \cdot 10^2}{6,383 \cdot 10^5} \cdot 26,26 = 7,77 \text{ kN/cm}^2 = 77,7 \text{ MPa} < 220 \text{ MPa}$$

Die Voraussetzung für Stabilität des Gurtes ist folgendes:

$$\frac{b_g}{t_g} \leq \sqrt{\frac{E}{R}}$$

$$\frac{6,0}{2,5} = 2,4 \leq \sqrt{\frac{170000}{275}} = 46,77 - \text{die Bedingung ist erfüllt.}$$

8.4 Berechnung der Gürtelverbindung (Die Nähte)

Die Schweißnähte befestigen der Stauwand an der Wand des Trägers. Der bilaterale Naht k wird durch den Zustand der Metallnahtfestigkeit bestimmt.

Bei Betriebstemperaturen $t^\circ > -40^\circ\text{C}$ ist der Betriebsbeiwert $\gamma_w = 1,0$. Da die Träger werden in einer Fabrik hergestellt werden, wo Maschinen zum Schweißen vorhanden sind, ist der Rate der Eindringtiefe $\beta_f = 1,1$.

Der Stahl X5CrNi18-10 von Tabelle 9 hat Streckgrenze der Schweißverbindung $R_w = 275 \text{ N/mm}^2$.

Der statische Moment beim Schweißen von Stauwand beträgt:

$$S = 122 \cdot 2,5 \cdot (26,26 - 1,25) = 7628,09 \text{ cm}^3$$

Der notwendige Schenkel wird

$$k_{sw} = \frac{Q \cdot S \cdot \gamma_n}{2 \cdot \beta_f \cdot \gamma_w \cdot R_w \cdot I} = \frac{2397,25 \cdot 7628,09 \cdot 1,25}{2 \cdot 1,1 \cdot 1,0 \cdot 275 \cdot 6,383 \cdot 10^5} = 0,592 \text{ cm}$$

Angenommen: $k_{sw} = 7 \text{ mm}$ (Minimalwert)

Der statische Moment bei Schweißen dem Gurtes am Shaft ist:

$$S_g = 6,5 \cdot (47,5 + 23,74) = 2137,2 \text{ cm}^3$$

Der notwendige Schenkel wird

$$k_g = \frac{Q \cdot S \cdot \gamma_n}{2 \cdot \beta_f \cdot \gamma_w \cdot R_w \cdot I} = \frac{2397,25 \cdot 2137,2 \cdot 1,25}{2 \cdot 1,1 \cdot 1,0 \cdot 275 \cdot 6,383 \cdot 10^5} = 0,166 \text{ cm}, k_g \text{ wird } 3 \text{ mm angenommen (Minimalwert)}$$

9. Bemessung der Stützarme des Segmentschützes

9.1 Ermittlung der Schnittgrößen

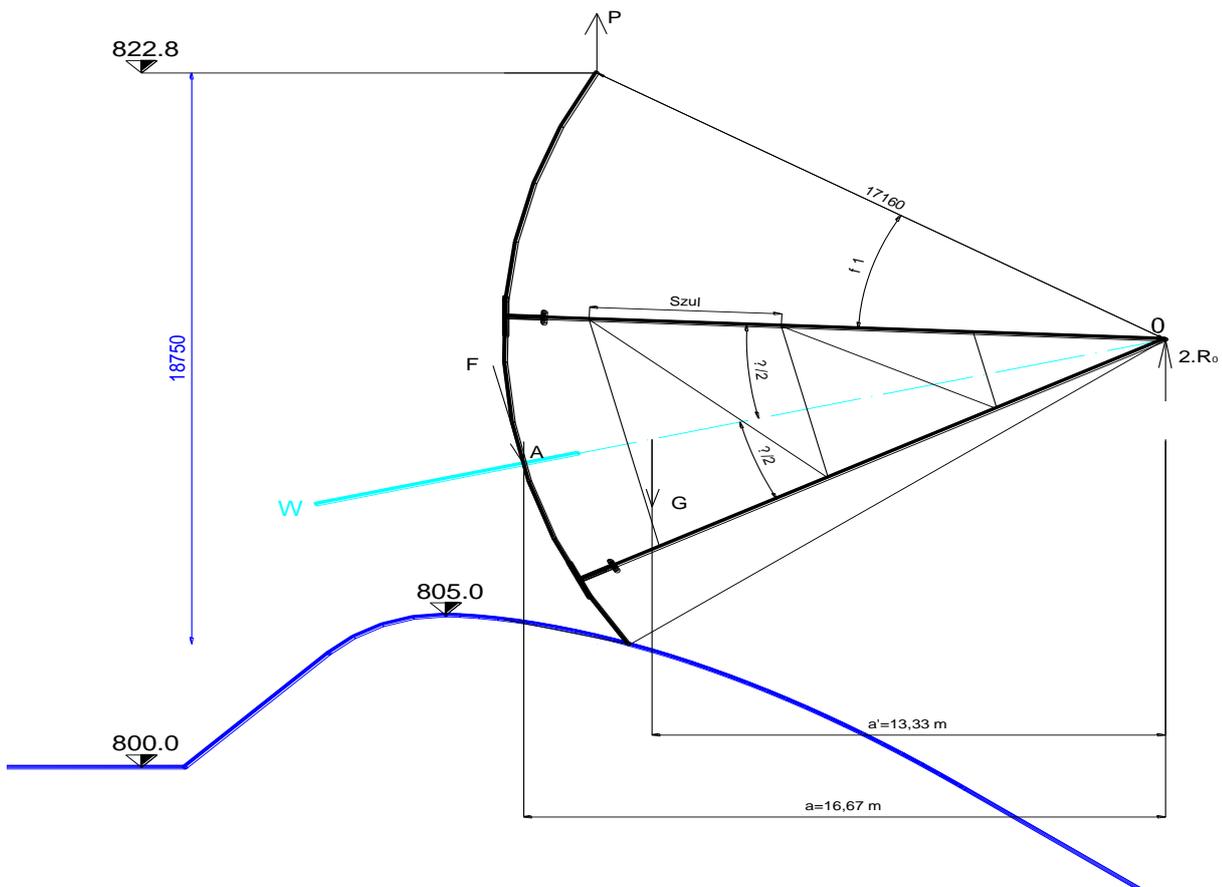


Abbildung 88: Axialkräfte der Konstruktion

Die Normalkraft im Stützarm durch den Wasserdruck wird als die Summe der Projektionen der Auflagerkräfte R und X in der Achse der Stützarme definiert.

$$N_{St} = \frac{1}{s} \cdot (R \cdot r_0 + X \cdot c_0) = \frac{1}{16,99} \cdot (3995,42 \cdot 16,94 + 333,32 \cdot 1,4) = 4010,42 \text{ kN}$$

Reibungskraft:

$$F = 1,2 \cdot f \cdot \gamma \cdot H \cdot \varphi \cdot r \cdot b_y = 1,2 \cdot 0,8 \cdot 9,81 \cdot 18,75 \cdot 1,152 \cdot 17,16 \cdot 0,06 = 181,81 \text{ kN}$$

wo

1,2 – Beiwert, der die mögliche Veränderung der Reibungskraft von der Bemessungskraft berücksichtigt

$f = 0,8$ – Reibungsbeiwert

b_y – die Breite der Seitendichtung; für die Gummidichtung des Winkelprofils $b_y = 60 \text{ mm}$

$\varphi = 66^\circ = 1,152 \text{ rad}$ – der Winkel des Segmentschützes

Gewicht des Segmentschützes:

$$G = 0,24 \cdot (W \cdot L^2)^{0,69} = 0,24 \cdot (1775,74 \cdot 9^2)^{0,69} = 869,24 \text{ kN}$$

Kraft der Hubeinrichtung:

$a' = 0,8$. $a = 0,8 \cdot 16,665 = 13,33 \text{ m}$ – der Abstand zum Schwerpunkt von der Drehachse des Verschlusses

$$P = F + G \cdot \frac{a'}{r} = 181,81 + 869,24 \cdot \frac{13,33}{17,16} = 857,04 \text{ kN}$$

Vertikale Reaktionskraft des Drehlagers:

$$R_0 = \frac{1}{2} \left(P \cdot \frac{r-a}{a} + 0,2 \cdot G \right) = \frac{1}{2} \left(857,04 \cdot \frac{17,16-16,67}{16,67} + 0,2 \cdot 869,24 \right) = 99,52 \text{ kN}$$

Zusatzkraft am Ende des Stützarmes bei der Aufhebung des Verschlusses – die Gleichgewichtsbedingung des Punktes O erlaubt die unbekannten Kräfte in die Stützarme zu berechnen.

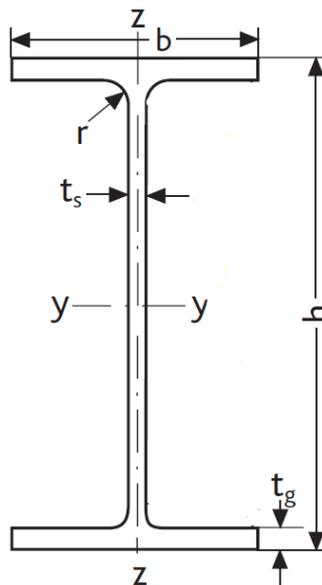
$$N_{StE} = \frac{R_0}{\sin \psi} \cdot \cos \left(\varphi_1 + \frac{\psi}{2} \right) = \frac{99,92}{\sin 0,524} \cdot \cos(0,489 + 0,262) = 145,4 \text{ kN}$$

Bemessungsaxialkraft im Stützarm:

$$N = N_{St} + \frac{N_{StE} \cdot S}{r_0} = 4010,42 + \frac{145,4 \cdot 16,99}{16,94} = 4156,27$$

9.2 Wahl des Querschnitts der Stützarme

Der Querschnitt ist als HE-Profil von der Stabilitätsbedingung der Warmwalzprofile ausgewählt, woher es die erforderliche Fläche A erhalten wird.



$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq \frac{R}{\gamma_n}$$

$$A \geq \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi_e \cdot R} = \frac{4156,27 \cdot 1,25}{0,7 \cdot 27,5} = 269,89 \text{ cm}^2$$

wo

$\varphi = 0,7$ – angenommenen Beulwert

$R = 27,5 \text{ kN/cm}^2$ – voraussichtliches Widerstand des Stahls X5CrNi18-10

Von Anhang A, Tabelle 17 wird HEM - Profil 300 gewählt. Die Werte des Profils sind:

$h = 34 \text{ cm}; b = 31 \text{ cm}; A = 303 \text{ cm}^2; I_y = 59200 \text{ cm}^4; W_y = 3480 \text{ cm}^3; i_y = 14 \text{ cm};$

Folgt die Rechnung für φ_e :

$$e = \frac{M_{st}}{N} = \frac{52,85 \cdot 10^2}{4156,27} = 1,27 \text{ cm}$$

$$m = \frac{e \cdot A}{W_y} = \frac{1,27 \cdot 303}{3480} = 0,111$$

$$\lambda = \frac{s}{i_y} = \frac{1699,3}{14} = 121,38$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R}{E}} = 121,38 \cdot \sqrt{\frac{275}{170000}} = 4,87$$

$$m_{eff} = \eta \cdot m = [(1,75 - 0,1 \cdot m) - 0,02 \cdot (5 - m) \cdot \bar{\lambda}] \cdot m =$$

$$= [(1,75 - 0,1 \cdot 0,111) - 0,02 \cdot (5 - 0,111) \cdot 4,87] \cdot 0,111 = 0,14$$

$\varphi_e = 0,367$ – Beulwert von Anhanhg A, Tabelle 14

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} = \frac{4156,27}{0,367 \cdot 303} = 37,4 \text{ kN/cm}^2 = 374 \text{ MPa} > \frac{R}{\gamma_n} = 220 \text{ MPa}$$

Wahl eines neuen Profils:

Es ist ein Profil HEB 600 von Anhang A, Tabelle 16 mit folgenden Werten gewählt:

$h = 60 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; A = 270 \text{ cm}^2; I_y = 171000 \text{ cm}^4; W_y = 5700 \text{ cm}^3; i_y = 25,20 \text{ cm}; i_z = 7,08;$

$$e = \frac{M_{st}}{N} = \frac{52,85 \cdot 10^2}{4156,27} = 1,27 \text{ cm}$$

$$m = \frac{e \cdot A}{W_y} = \frac{1,27 \cdot 270}{5700} = 0,06$$

$$\lambda = \frac{s}{i_y} = \frac{1699,3}{25,20} = 67,43$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R}{E}} = 67,43 \cdot \sqrt{\frac{275}{170000}} = 2,70$$

$$m_{eff} = \eta \cdot m = [(1,75 - 0,1 \cdot m) - 0,02 \cdot (5 - m) \cdot \bar{\lambda}] \cdot m =$$

$$=[(1,75 - 0,1 \cdot 0,06) - 0,02 \cdot (5 - 0,06) \cdot 2,70] \cdot 0,06 = 0,1$$

Von Anhang A, Tabelle 14:

$$\varphi_e = 0,712$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} = \frac{4156,27}{0,712 \cdot 270} = 21,62 \text{ kN/cm}^2 = 216,2 \text{ MPa} < \frac{R}{\gamma_n} = 220 \text{ MPa}$$

Kontrolle der Festigkeit der Stützarme:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{st}}{W_y} = \frac{4156,27}{270} + \frac{52,85 \cdot 10^2}{5700} = 16,32 \text{ kN/cm}^2 = 163,2 \text{ MPa} < \frac{R}{\gamma_n} = 220 \text{ MPa}$$

Ermittlung des Fachwerks zwischen die Stützarme:

$$c = \frac{1}{1+0,7 \cdot m} = \frac{1}{1+0,7 \cdot 0,06} = 0,96 - \text{Beiwert für den Einfluss des Momentes}$$

$$\varphi_e \geq \frac{N \cdot \gamma_n}{c \cdot A \cdot R} = \frac{4156,27 \cdot 1,25}{0,96 \cdot 270 \cdot 27,5} = 0,729$$

Mit $R=27,5 \text{ kN/cm}^2$ und $\varphi_e = 0,729$ ermittelt man von Anhang A, Tabelle 15 die zulässige Flexibilität

$$\lambda_{zul} < 70,61$$

Der zulässige Abstand zwischen den Querstäben des Fachwerks ist:

$$S_{zul} = \lambda_{zul} \cdot i_z = 70,61 \cdot 7,08 = 499,85 \text{ cm}$$

Für die Diagonalen zwischen die Stützarme mit Länge $l \approx 800 \text{ cm}$ wird ein L-Profil von Anhang A Tabelle 18 mit Trägheitsradius $i = \frac{l}{200} = 4,0 \text{ cm}$ gewählt.

9.3 Bemessung der Befestigungsknoten des Stützarmes

Die HEB-Profile sind zum Drehlager mit vier Eckenschweißnähte verbunden. Die Seiten der Nähte werden in Verbindung mit der Dicke der Platte bestimmt.

$$k < 0,8 \cdot t_g = 0,8 \cdot 3,0 = 2,4 \text{ cm}$$

Die erforderliche Länge der Naht wird von der Festigkeitsbedingung des Schichtmaterials und der Grenze des Schweißens bestimmt.

$$l_N \geq \frac{N \cdot \gamma_n}{4 \cdot \beta_f \cdot k \cdot R \cdot \gamma_w} + 1 = \frac{4156,27 \cdot 1,25}{4 \cdot 0,9 \cdot 2,4 \cdot 27,5 \cdot 1} + 1 = 22,8 \text{ cm}$$

$l_N = 24 \text{ cm}$ angenommen.

10. Berechnung der Querrippen

Die Querrippe ist ein Querbaalken, der mit dem Träger befestigt ist. Sie soll die Reaktionskräfte entgegenwirken. Die Berechnungsdiagramm der Querrippe kann wie einen Träger auf zwei Stützen mit ungleichmäßig verteilten Last Q von dem Wasserdruck q dargestellt werden.

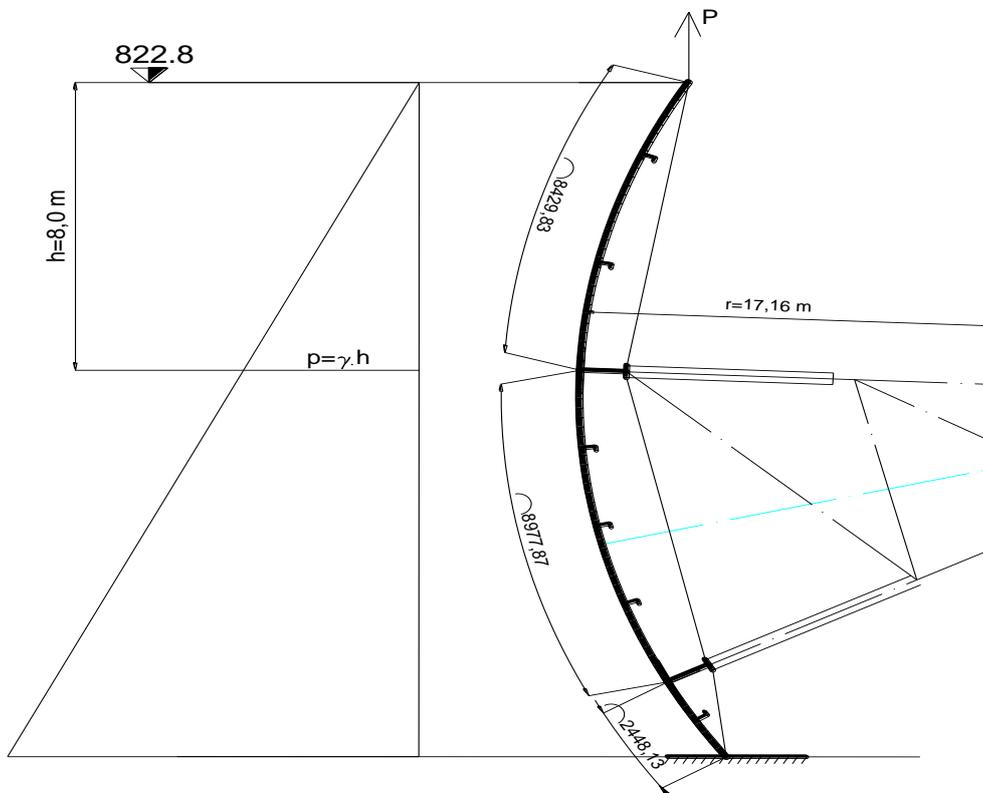
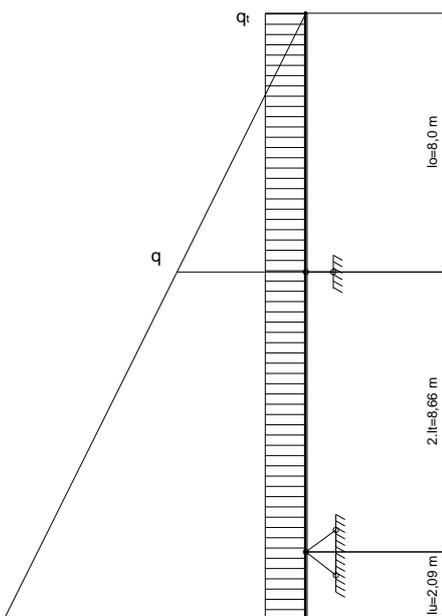


Abbildung 89: Skizze der Konstruktion



Kontrolle der Sicherheit der Querrippen:

Der angenommen strukturelle Querschnitt der Querrippe hat in der Regel eine große Reserve von Festigkeit und es ist nicht notwendig, im Detail zu prüfen. Jedoch in der Knoten der Annäherung an die oberen Konsolen wirken große Biegemoment und Querkraft und deshalb soll die Stärke der Eckenschweißnaht der Bindung der Querrippe zum Träger überprüft werden. Die berechnete Festigkeit der Bodenverbindung wird wie zu manuellen Schweißen angenommen. Der Biegemoment und die Querkraft in der Knoten werden wie folgt bestimmt:

Die Querkraft in der Knoten werden wie folgt bestimmt:

$$q = p \cdot d = \gamma \cdot h \cdot d = 9,81 \cdot 0,180 = 141,26 \text{ kN/m}$$

$$q_t = \frac{P}{2 \cdot r} = \frac{857,04}{2 \cdot 17,16} = 24,97 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{1}{6} \cdot q \cdot l_b^2 + \frac{1}{2} \cdot q_t \cdot l_b^2 = \frac{141,26 \cdot 8,43^2}{6} + \frac{24,97 \cdot 8,43^2}{2} = 2560,35 \text{ kNm}$$

$$Q = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l_b + q_t \cdot l_b = \frac{141,26 \cdot 8,43}{2} + 24,97 \cdot 8,43 = 807,47 \text{ kN}$$

Für den Querschnitt der Querrippe ist ein HEB 650 von Anhang A, Tabelle 16 gewählt.

$$M_c = M \cdot \frac{I_z}{I_y} = 2560,35 \cdot \frac{13980}{210600} = 169,96 \text{ kNm}$$

Annahme:

$$k_N = 0,8 \text{ cm} - \text{Breite der Naht}$$

$$\beta_f = 0,7 - \text{für manuelles Schweißen}$$

$$l_N = h_s - 2 \cdot 4,0 = 58,8 - 8 = 50,8 \text{ cm}$$

$$A_N = 2 \cdot \beta_f \cdot k_N \cdot l_N = 2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 50,8 = 56,9 \text{ cm}^2 - \text{Fläche der Naht}$$

Widerstandsmoment der Naht:

$$W_N = \frac{2 \cdot \beta_f \cdot k_N}{0,5 \cdot l_N + i_y} \cdot \left(\frac{l_N^3}{12} + l_N \cdot i_y^2 \right) = \frac{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8}{0,5 \cdot 56,9 + 27,10} \cdot \left(\frac{56,9^3}{12} + 56,9 \cdot 27,1^2 \right) = 1152 \text{ cm}^3$$

Schubspannungen:

$$\tau_a = \frac{Q}{A_N} = \frac{807,47}{56,9} = 14,19 \text{ kN/cm}^2 = 141,9 \text{ MPa}$$

$$\tau_M = \frac{M_c}{W_N} = \frac{169,96 \cdot 10^2}{1152} = 14,75 \text{ kN/cm}^2 = 147,5 \text{ MPa}$$

$$\tau = \sqrt{\tau_a^2 + \tau_M^2} = \sqrt{141,9^2 + 147,5^2} = 204,68 \text{ MPa} < \frac{R}{\gamma_n} = 220 \text{ MPa}$$

11. Bemessung des Drehlagers

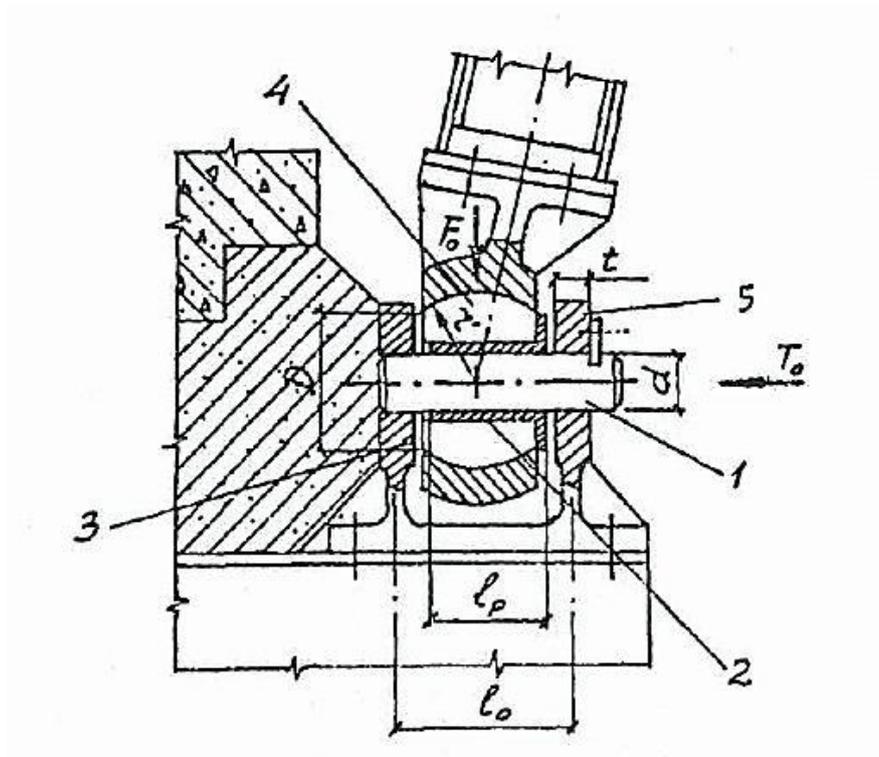


Abbildung 90: Skizze des Drehlagers

Das Drehlager bekommt die Reaktion der beiden Rahmen senkrecht, und entlang der Achse ausgerichtetem Druck T_0 :

$$F_0 = \frac{W.L}{2} = \frac{1732,455,9}{2} = 7796,05 \text{ kN}$$

$$T_0 = 2.X = 2.333,32 = 666,64 \text{ kN}$$

$$d.l_p = \frac{F_0}{4,0} = \frac{7796,05}{4,0} = 1949,01 \text{ cm}^2$$

Angenommenes Verhältnis: $l_p \approx 2.d$

$$l_p \approx 2.d \text{ und } d.l_p = 1949,01 \Rightarrow$$

$$d.2d = 1949,01 \text{ cm}^2$$

$$d = 31,22 \approx 32 \text{ cm}$$

$$l_p = 2.d = 2.32 = 64 \text{ cm}$$

$$q = 17 \text{ MPa} \geq \sigma = \frac{T_0}{A_k} \Rightarrow A_k \geq \frac{T_0}{q} = \frac{666,64}{1,7} = 392,14 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{GR} = 130 \text{ MPa} \geq \frac{0,637.F_0}{d.t} \Rightarrow t \geq \frac{0,637.F_0}{d.\sigma_{GR}} = \frac{0,637.7796,05}{32.13,0} = 11,94 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm}$$

$$l_0 = l_p + t = 64 + 12 = 76 \text{ cm}$$

Der Biegemoment:

$$M_L = \frac{F_0 \cdot l_0}{8} = \frac{7796,05 \cdot 76}{8} = 74062,48 \text{ kNcm}$$

Axialwiderstandsmoment:

$$W_L = \frac{\pi \cdot d^3}{32} = \frac{\pi \cdot 32^3}{32} = 3216,99 \text{ cm}^3$$

Spannung:

$$\sigma = \frac{M_L}{W_L} = \frac{74062,48}{3216,99} = 23,02 \text{ kN/cm}^2 = 230,2 \text{ MPa}$$

Kontrolle der Spannung: $\sigma_{zul} = 350 \text{ MPa}$

$$\sigma = 230,2 \text{ MPa} < \sigma_{zul} = 350 \text{ MPa}$$

VI. Zusammenfassung

Im Zuge der Durchführung dieser Arbeit wurde das Kopfbauwerk einer Schußrinne mit beweglichen Überfall untersucht. Die bewegliche Überfälle sind bei Hochwasserentlastungsanlagen in der Praxis weltweit häufig in Verwendung. In der vorliegenden Untersuchung wurde einleitend ein Überblick über die Typen von Hochwasserentlastungen sowie der Überfallbauwerke und Verschlussarten gegeben. Ein Teil behandelt die allgemeine hydraulische Bemessung eines Überfalls. In weiterer Folge wurden die statischen Grundlagen für die Bemessung eines Segmentverschlusses nach DIN 19700-1 erörtert.

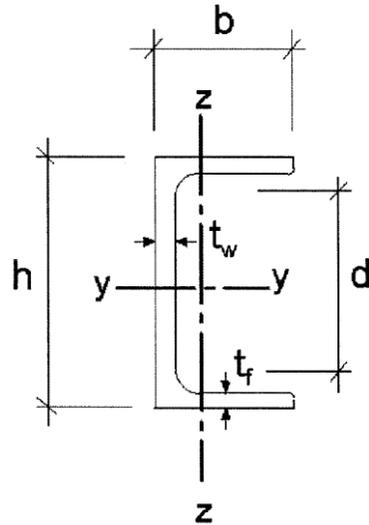
Segmentschütze sind die heutzutage am meisten verwendeten Verschlusskonstruktionen. An einem Beispiel aus der Praxis wurde die Bemessung eines solchen nach einem russischen Handbuch durchgeführt. Es wurde ein Drucksegment, mit einer Höhe von 18,75m und einer Breite von 9,0m, und eine Hubhydraulik gewählt. Die Konstruktion wurde so dimensioniert, um alle maßgebenden Nachweise auch erfüllen zu können. Das entworfene Segmentschütz ist im Anhang B der Arbeit in Konstruktionsplänen detailliert dargestellt.

VII. Literaturverzeichnis

- [1] Aigner, D., “Überfälle”;
- [2] ASCE, 2012: “Water Control Gates: Guidelines for Inspection and Evaluation”
- [3] Büsching, F., 2002: “Hydromechanik”;
- [4] DIN 4048-1, 1987: “Wasserbau: Begriffe”;
- [5] DIN 19700-11, 2004: “Stauanlagen, Teil 11 – Talsperren”;
- [6] DIN 19704-1, 2012: “Stahlwasserbauten, Teil 1 – Berechnungsgrundlagen”;
- [7] Günter, P., 2005: “Überfälle und Wehre”;
- [8] Kaczynski, J., 1991: “Stauanlagen, Wasserkraftanlagen”;
- [9] Lüthi, M., 2003: “Elektronisches Handbuch zur Lösung hydraulischer Problem”;
- [10] Minor, H.-E., 2004: “Wasserbau”;
- [11] Novak, P., 2007: “Hydraulic Structures“;
- [12] Prenner, R., 2014: “Stahlwasserbau VO“;
- [13] Press, H., 1959: “Stauanlagen und Wasserkraftanlagen, Teil II: Wehre”;
- [14] Rießler, P., 1998: “Talsperrenpraxis”;
- [15] Şentürk, F., 1994: “Hydraulics of Dams and Reservoirs”;
- [16] Tschernutter, P., 2011: “Konstruktiver Wasserbau I”;
- [17] US Army Corps of Engineering, 2000: “Design of Spillway Tainter Gates”;
- [18] Папазчев, И., 1991: “Ръководство за проектиране на хидротехнически съоръжения”;
- [19] <http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Srisailam-dam-with-gates-open-2.jpg>
- [20] [http://www.schleiden.de/index.php?id=188&tx_chgallery_pi1\[dir\]=4&tx_chgallery_pi1\[single\]=1&tx_chgallery_pi1\[pointer\]=1&cHash=4e9673f8cce8a44eb095aa8d4e585a36](http://www.schleiden.de/index.php?id=188&tx_chgallery_pi1[dir]=4&tx_chgallery_pi1[single]=1&tx_chgallery_pi1[pointer]=1&cHash=4e9673f8cce8a44eb095aa8d4e585a36)
- [21] Knapp, F.H., 1960: “Ausfluss, Überfall und Durchfluss im Wasserbau”;

- **Literatur der Bemessung**

- [22] Митогов, Е. А., 1991: „Сегментные затворы. Методические указания к курсовому проектированию для студентов специальности 29.04 „Гидротехническое строительство““;
- [23] DIN 1025-2, 1995: “Warmgewalzte I-Träger - Teil 2: I-Träger, IPB-Reihe”;
- [24] DIN 1025-4, 1994: “ Warmgewalzte I-Träger; Breite I-Träger, verstärkte Ausführung”;
- [25] DIN EN 10056-1, 1998: “ Gleichschenklige und ungleichschenklige Winkel aus Stahl ”;
- [26] DIN EN 10088-1, 2005: “Nichtrostende Stähle -Teil 1”;
- [27] DIN EN 10088-4, 2010: “Nichtrostende Stähle -Teil 4”;
- [28] DIN EN 10279, 2000: “Warmgewalzter U-Profilstahl“;



UPE	Profilmaße in mm						Statische Werte								ez	y _M	G
	h	b	t _w	t _f	r	d	A cm ²	I _y cm ⁴	W _{el.y} cm ³	i _y cm	I _z cm ⁴	W _{el.z} cm ³	i _z cm	S _y cm ³			
80	80	50	4,0	7,0	10	46	10,1	107	26,8	3,26	25,5	8	1,59	15,6	1,82	3,71	0,08
100	100	55	4,5	7,5	10	65	12,5	207	41,4	4,07	38,3	10,6	1,75	24	1,91	3,93	0,1
120	120	60	5,0	8,0	12	80	15,4	364	60,6	4,86	55,5	13,8	1,9	35,2	1,98	4,12	0,12
140	140	65	5,0	9,0	12	98	18,4	600	85,6	5,71	78,8	18,2	2,07	49,4	2,17	4,54	0,15
160	160	70	5,5	9,5	12	117	21,7	911	114	6,48	107	22,6	2,22	65,8	2,27	4,76	0,17
180	180	75	5,5	10,5	12	135	25,1	1 350	150	7,34	144	28,6	2,39	86,5	2,47	5,19	0,20
200	200	80	6,0	11,0	13	152	29	1 910	191	8,11	187	34,5	2,54	110	2,56	5,41	0,23
220	220	85	6,5	12,0	13	170	33,9	2 680	244	8,9	247	42,5	2,7	141	2,70	5,70	0,27
240	240	90	7,0	12,5	15	185	38,5	3 600	300	9,67	311	50,1	2,84	173	2,79	5,91	0,3
270	270	95	7,5	13,5	15	213	44,8	5 250	389	10,8	401	60,7	2,99	226	2,89	6,14	0,35
300	300	100	9,5	15,0	15	240	56,6	7 820	522	11,8	538	75,6	3,08	307	2,89	6,03	0,44
330	330	105	11,0	16,0	18	262	67,8	11 010	667	12,7	682	89,7	3,17	396	2,90	6,00	0,53
360	360	110	12,0	17,0	18	290	77,9	14 830	824	13,8	844	105	3,29	491	2,97	6,12	0,61
400	400	115	13,5	18,0	18	328	91,9	20 980	1 050	15,1	1050	123	3,37	631	2,98	6,06	0,72

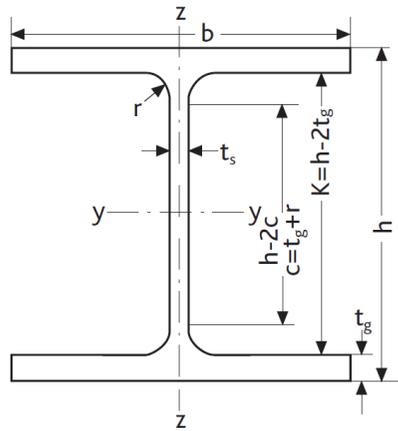
Tabelle 13: UPE-Profilе [28]

relative Schlankeit λ	Ausgerichtet relative Exzentrizität m_{eff}																										
	0,1	0,3	0,5	0,8	1,0	1,3	1,5	1,8	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0	14,0	17,0	17,08	20,0
0,5	0,97	0,92	0,85	0,78	0,72	0,67	0,62	0,58	0,54	0,47	0,42	0,37	0,34	0,31	0,28	0,26	0,24	0,22	0,21	0,18	0,16	0,15	0,125	0,106	0,090	0,0896	0,077
0,647	0,96	0,9	0,83	0,76	0,7	0,66	0,6	0,56	0,52	0,46	0,41	0,36	0,33	0,3	0,27	0,25	0,24	0,22	0,21	0,18	0,16	0,15	0,123	0,105	0,0882	0,0885	0,0761
1	0,93	0,85	0,78	0,71	0,65	0,6	0,56	0,52	0,48	0,43	0,38	0,34	0,31	0,28	0,26	0,24	0,23	0,21	0,2	0,18	0,16	0,14	0,121	0,103	0,086	0,0857	0,074
1,5	0,88	0,8	0,72	0,65	0,59	0,55	0,51	0,47	0,44	0,39	0,35	0,31	0,28	0,26	0,24	0,22	0,21	0,2	0,18	0,16	0,15	0,13	0,114	0,099	0,082	0,0816	0,070
2	0,81	0,74	0,65	0,59	0,54	0,5	0,46	0,43	0,4	0,35	0,32	0,29	0,26	0,24	0,22	0,21	0,19	0,18	0,17	0,15	0,14	0,13	0,107	0,094	0,079	0,0786	0,067
2,5	0,74	0,67	0,59	0,53	0,48	0,44	0,41	0,38	0,36	0,32	0,29	0,26	0,24	0,22	0,2	0,19	0,18	0,17	0,16	0,14	0,13	0,12	0,101	0,090	0,076	0,0757	0,065
3	0,67	0,6	0,52	0,47	0,43	0,40	0,37	0,34	0,32	0,29	0,26	0,24	0,22	0,2	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,12	0,11	0,097	0,084	0,073	0,0727	0,063
3,5	0,59	0,52	0,46	0,41	0,38	0,35	0,33	0,3	0,29	0,26	0,23	0,22	0,2	0,18	0,17	0,16	0,15	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,092	0,082	0,069	0,0687	0,060
4	0,51	0,45	0,39	0,36	0,33	0,31	0,29	0,27	0,26	0,23	0,21	0,2	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	0,088	0,078	0,066	0,0657	0,057
4,5	0,42	0,38	0,34	0,31	0,29	0,27	0,26	0,24	0,23	0,21	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,11	0,1	0,09	0,08	0,08	0,064	0,0631	0,055
5	0,35	0,33	0,3	0,27	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,19	0,18	0,16	0,15	0,14	0,14	0,13	0,12	0,12	0,11	0,1	0,1	0,09	0,08	0,07	0,062	0,0612	0,053

Tabelle 14: Beulwert ϕ

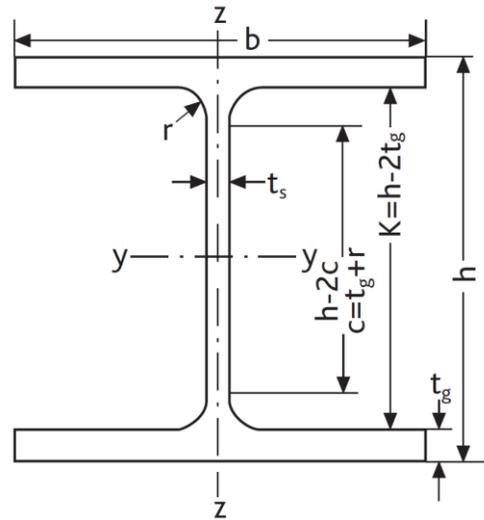
bedingte Flexibilität λ	Voraussichtliches Widerstand R							
	205	215	225	235	255	275	300	340
10	0,988	0,987	0,987	0,987	0,986	0,986	0,985	0,984
20	0,967	0,966	0,964	0,963	0,961	0,96	0,957	0,954
30	0,937	0,937	0,935	0,933	0,929	0,926	0,921	0,915
40	0,906	0,903	0,9	0,897	0,891	0,885	0,879	0,869
50	0,868	0,864	0,86	0,855	0,848	0,84	0,831	0,817
60	0,826	0,821	0,815	0,81	0,8	0,79	0,778	0,76
70	0,781	0,774	0,767	0,761	0,747	0,734	0,71	0,676
70,61	-	-	-	-	-	0,729	-	-
80	0,733	0,722	0,709	0,697	0,674	0,652	0,627	0,589
90	0,664	0,65	0,637	0,624	0,599	0,576	0,549	0,509
100	0,597	0,583	0,569	0,555	0,529	0,505	0,477	0,434
110	0,535	0,52	0,505	0,491	0,465	0,439	0,41	0,366
120	0,477	0,461	0,477	0,432	0,405	0,379	0,347	0,308
130	0,423	0,408	0,393	0,378	0,348	0,324	0,298	0,265
140	0,374	0,358	0,341	0,327	0,302	0,282	0,259	0,231
150	0,326	0,312	0,299	0,287	0,265	0,247	0,228	0,203
160	0,289	0,276	0,265	0,254	0,235	0,219	0,202	0,18
170	0,258	0,246	0,236	0,227	0,21	0,196	0,18	0,16
180	0,321	0,221	0,212	0,204	0,189	0,176	0,162	0,145
190	0,209	0,2	0,192	0,184	0,171	0,159	0,147	0,131
200	0,19	0,182	0,174	0,167	0,155	0,145	0,134	0,119

Tabelle 15: Beulwert φ



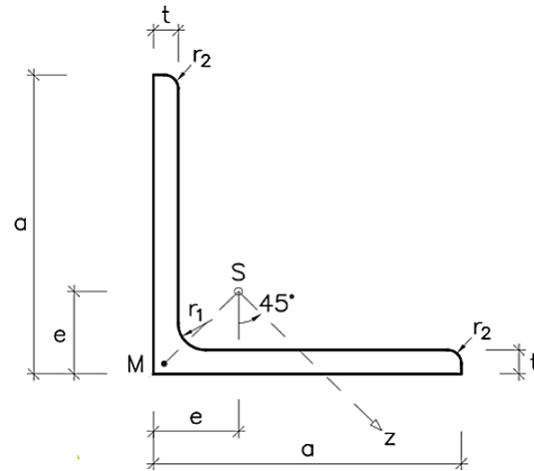
Be- Zeich- nung	Abmessungen in mm					Quer- schnitt	HG	DIN	U	Für die Biegeachse						S_y	s_y
										$y - y$	$z - z$						
HE B	h	b	t_s	t_g	r	A	G		J_y	W_y	I_y	J_z	W_z	i_z	cm ³	cm	
300	300	300	11	19	27	149	120	117	1 730	25170	1680	13	8560	571	7,58	934	26,9
320	320	300	11,5	20,5	27	161	130	127	1 770	30800	1930	13,8	9240	616	7,57	1070	28,7
340	340	300	12	21,5	27	171	137	134	1 810	36660	2160	14,6	9690	646	7,53	1200	30,4
360	360	300	12,5	22,5	27	181	146	142	1 850	43190	2400	15,5	10140	676	7,49	1340	32,2
400	400	300	13,5	24	27	198	159	155	1 930	57680	2880	17,1	10820	721	7,4	1620	35,7
450	450	300	14	26	27	218	175	171	2 030	79890	3550	19,1	11720	781	7,33	1990	40,1
500	500	300	14,5	28	27	239	192	187	2 120	107200	4290	21,2	12620	842	7,27	2410	44,5
550	550	300	15	29	27	254	204	199	2 220	136700	4970	23,2	13080	872	7,17	2800	48,9
600	600	300	15,5	30	27	270	217	212	2 320	171000	5700	25,2	13500	902	7,08	3210	53,2
650	650	300	16	31	27	286	231	225	2 430	210600	6480	27,1	13980	932	6,99	3660	57,5
700	700	300	17	32	27	306	247	241	2 520	256900	7340	29	14440	963	6,87	41,60,0	61,7
800	800	300	17,5	33	27	334	269	262	2 710	359100	8980	32,8	14900	994	6,68	5110	70,2
900	900	300	18,5	35	27	371	298	291	2 910	494100	10980	36,5	15820	1050	6,53	6290	78,5
1000	1000	300	19	36	27	400	322	314	3 110	644700	12890	40,1	16280	1090	6,38	7430	86,8

Tabelle 16: Breite I-Träger mit parallelen Flanschflächen [23]



Bezeichnung	Abmessungen in mm					Querschnitt	HG	DIN	U	Für die Biegeachse							
										y - y			z - z			S _y	s _y
HE M	h	b	t _s	t _g	r	A	G	J _y	W _y	I _y	J _z	W _z	i _z	cm ³	cm		
200	220	206	15	25	18	131	106	103	1 200	10640	967	9	3650	354	5,27	568	18,7
220	240	226	15,5	26	18	149	120	117	1 320	14600	1220	9,89	5010	444	5,79	710	20,8
240	270	248	18	32	21	200	161	157	1 480	24290	1800	11	8150	657	6,29	1060	22,9
260	290	263	18	32,5	24	220	176	172	1 570	31310	2160	11,8	10450	780	6,9	1260	24,3
280	310	288	18,5	33	24	240	194	189	1 690	39550	2550	12,8	13160	914	7,4	1480	26,7
300	340	310	21	39	27	303	224	238	1 830	59200	3480	14	19400	1250	8	2040	29
320	359	309	21,9	40	27	312	251	245	1 870	68130	3800	14,8	19710	1280	7,95	2220	30,7
340	377	309	21	40	27	316	254	248	1 900	76370	4050	15,6	19710	1280	7,9	2360	32,4
360	395	308	21	40	27	319	256	250	1 930	84870	4300	16,3	19520	1270	7,83	2490	34

Tabelle 17 : Breite I-Träger mit parallelen Flanschflächen; verstärkte Ausführung [24]



Profilmaße		Abstände der Achsen				Statische Werte								g kN-m
a x t mm	rt mm	e cm	w cm	v ₁ cm	v ₂ cm	A cm ²	I cm ⁴	W cm ³	i cm	I _η cm ⁴	i _η cm	I _ζ cm ⁴	i _ζ cm	
100 x 8	12	2,74	7,07	3,87	3,52	15,5	145	19,9	3,06	230	3,85	59,9	1,96	0,122
100 x 10	12	2,82	7,07	3,99	5,54	19,2	177	24,6	3,04	280	3,83	73	1,95	0,15
100 x 12	12	2,9	7,07	4,11	3,57	22,7	207	29,1	3,02	328	3,8	85,7	1,94	0,178
120 x 10	13	3,31	8,49	4,69	4,24	23,2	313	36	3,67	497	4,63	129	2,36	0,182
120 x 12	13	3,4	8,49	4,8	4,26	27,5	368	42,7	3,65	584	4,6	152	2,35	0,216
130 x 12	14	3,64	9,19	5,15	4,6	30	472	50,4	3,97	750	5	194	2,54	0,236
150 x 10	16	4,03	10,6	5,71	5,28	29,3	624	56,9	4,62	990	5,82	258	2,97	0,23
150 x 12	16	4,12	10,6	5,83	5,29	34,8	737	67,7	4,6	1170	5,8	303	2,95	0,273
150 x 15	16	4,25	10,6	6,01	5,33	43	898	83,5	4,57	1430	5,76	370	2,93	0,338
160 x 15	17	4,49	11,3	6,35	5,67	46,1	1100	95,6	4,88	1750	6,15	453	3,15	0,362

Tabelle 18: Gleichschenkliger Winkelstahl [25]

Anhang B: Pläne

1. Segmentschütz – Ansichten
2. Segmentschütz – Details