# ABS/NBS Stuttgart – Augsburg
# Bereich Wendlingen-Ulm

## Planfeststellungsunterlagen

## - Teil A -
## Technische Planung

**Abschnitt 2.1c, von km 34,252 bis km 39,270, im Bereich der Gemeinden Kirchheim – Weilheim - Aichelberg**

## -Ergänzungsverfahren zur Hochwasserentlastung-

# Erläuterungsbericht zum Ergänzungsverfahren


**Vorhabensträger:** **DB Netz AG**

Vertreten durch

**DB** Projekt GmbH
**Stuttgart 21**

Wolframstraße 20
70191 Stuttgart

Bearbeitung : **OBERMEYER**
PLANEN + BERATEN

Hasenbergstraße 31
70178 Stuttgart



Stuttgart, Juni 2001

## Vorwort

Der Planfeststellungsbeschluss zum Planfeststellungsabschnitt 2.1c (Kirchheim–Weilheim–Aichelberg) [1] erfolgte unter dem Vorbehalt, ein Ergänzungsverfahren zur Technischen Ausführung der Hochwasserentlastungsanlage und des Grundablasses des Hochwasserrückhaltebeckens am Seebach durchzuführen.

Die Änderungen gegenüber der ursprünglichen Planung wurden in Ergänzungsblättern dargestellt. Bereits planfestgestellte Bauteile, die sich durch die Ergänzungsplanung nicht ändern, werden hier nachrichtlich dargestellt.

## Pläne

Zur besseren Übersicht wurde im Gegensatz zu den Planfeststellungsunterlagen ein umfassender Blattschnitt gewählt, der den Bereich des Grundablasses des Seebaches sowie die Hochwasserentlastung auf einem Blatt darstellt. Um die Zuordnung zu den planfestgestellten Unterlagen zu gewährleisten, gibt es im Stempelfeld einen Querverweis (z. B. Anlage A2 Blatt 1: Ergänzungsblatt zu Anlage A5A Blatt 4 und 5). Der Planbereich ist in Anlage A2 Blatt 1 blau umrandet dargestellt.

## Texte

Änderungen gegenüber den planfestgestellten Unterlagen werden in Ergänzungsblättern zum Bauwerks- und Grunderwerbsverzeichnis und Wasserrechtlichen Tatbeständen dokumentiert. Änderungen im Landschaftspflegerischen Begleitplan werden in den Ergänzungsblättern zum Erläuterungsbericht des Landschaftspflegerischen Begleitplanes dargestellt.

Die Nummerierung im Bauwerks- und Grunderwerbsverzeichnis sowie der Maßnahmen des LBP aus dem Planfeststellungsverfahren wurde beibehalten und entsprechend ergänzt. Somit bleibt die Zuordnung zu den planfestgestellten Unterlagen erhalten.

Die geänderten Textteile sind grau hinterlegt, nicht mehr gültige Teile sind durchgestrichen dargestellt.

Aufgestellt: Stuttgart, im Juni 2001

DB Projekt GmbH
Stuttgart 21
Wolframstraße 20
70191 Stuttgart

im Auftrag der
DB Netz AG

Dipl.-Ing. R. Baur

# Inhaltsverzeichnis

Verzeichnis der verwendeten Quellen ..... I

Verzeichnis der Anlagen zum Ergänzungsverfahren ..... II

1 Grundlagen/Ausgangslage ..... 1
1.1 Vorbehalt im Planfeststellungsbeschluss ..... 1
1.2 Gegenstand des Planergänzungsverfahrens ..... 1
1.3 Verfahren ..... 3
1.4 Zuständigkeiten ..... 3
2 Hochwasserschutz am Seebach ..... 4
2.1 Allgemeine Beschreibung der Anlage ..... 4
2.2 Grundablassbauwerk mit Drossel/Seebachableitung ..... 5
2.3 Hochwasserentlastungsanlage (HWEA) ..... 6
2.4 Tosbecken ..... 7
2.5 Seebachaufweitung ..... 7
3 Hydrologische Berechnung ..... 7
4 Hydraulische Bemessung ..... 9
4.1 Abflussverhältnisse im Seebach nördlich der BAB ..... 9
4.2 Abflussverhältnisse im Grundablass zur Seebachableitung ..... 10
4.2.1 Lastfall HQ100 ..... 11
4.2.2 Lastfall $HQ_{10}$ ..... 16
4.2.3 Krümmungsausbildung ..... 21
4.3 Abflussverhältnisse der Hochwasserentlastungsanlage ..... 23
4.3.1 Hydraulische Berechnung zum Einlaufbauwerk der HWEA ..... 24
4.3.2 Hydraulische Berechnung zum Ablaufstollen der HWEA ..... 25
4.3.3 Belüftung des Ablaufstollens ..... 26
4.4 Tosbeckenbemessung ..... 27

**A N H Ä N G E**

Anhang 1 Längsschnitt Grundablass zur Hydraulischen Bemessung

Anhang 2 Profil Grundablass

Anhang 3 Drosselcharakteristik DN 1500 bei $HQ_{100}$ (Grundablass)

Anhang 4 Längsschnitt HWEA zur Hydraulischen Bemessung

Anhang 5 Einlaufbauwerk der HWEA

Anhang 6 Ergebnisse der Hydraulischen Berechnungen für den Ablaufstollen der HWEA

# I Verzeichnis der verwendeten Quellen


[ 1 ] EISENBAHN-BUNDESAMT, Außenstelle Stuttgart
Planfeststellungsbeschluss nach § 18 Abs. 1 Allgemeines Eisenbahngesetzt (AEG) für die Aus- und Neubaustrecke Stuttgart – Augsburg, Abschnitt Stuttgart – Ulm, Bereich Wendlingen – Ulm, Planfeststellungsabschnitt 2.1 c Kirchheim – Weilheim-Aichelberg, Bahn-km 34,252 bis Bahn-km 39.270, 13. August 1999

[ 2 ] OBERMEYER PLANEN + BERATEN
Unterlagen zum Planfeststellungsverfahren der Ausbau- und Neubaustrecke Stuttgart - Augsburg, Bereich Wendlingen – Ulm, Abschnitt 2.1 c; 1. Oktober 1998

[ 3 ] OBERMEYER PLANEN + BERATEN, Neu-Ulm
Hydrotechnische Begründung zur hydraulischen Berechnung des Grundablasses beim Hochwasserrückhaltebecken am Seebach – Variante mit zwei Drosselöffnungen; 26. Oktober 1999

[ 4 ] OBERMEYER PLANEN + BERATEN, Neu-Ulm
Hydrotechnische Begründung zur hydraulischen Berechnung des Grundablasses beim Hochwasserrückhaltebecken am Seebach – Variante mit einer Drosselöffnung; 26. Oktober 1999

[ 5 ] Ingenieurgesellschaft Prof. Kobus und Partner GmbH (kup)
Hydraulische Vordimensionierung einer Hochwasserentlastungsanlage für das Rückhaltebecken am Seebach; November 1998

## II Verzeichnis der Anlagen zum Ergänzungsverfahren

Gesamtinhaltsverzeichnis

Erläuterungsbericht zum Ergänzungsverfahren

Ergänzungsblätter zum Bauwerksverzeichnis

Ergänzungsblätter zu Wasserrechtliche Tatbestände

Ergänzungsblätter zum Erläuterungsbericht Landschaftspflegerischer Begleitplan

Ergänzungsblätter zum Grunderwerbsverzeichnis

| Anlagen Nr. | Inhalt | Ergänzte Anlagen des Planfeststellungsverfahren | Maßstab | Anzahl |
|---|---|---|---|---|
| **Anlage A1** | **Übersichtslageplan Bereich Ergänzungsverfahren PFA 2.1 c** | **Anlage A3-A Blatt 1** | **1:10.000** | **1** |
| **Anlage A2** | **Lageplan** | **Anlage A5-A Blätter 4 und 5** | **1:1.000** | **1** |
| **Anlage A3** | **Höhenplan** | **Anlage A6-A Blätter 4 und 5** | **1:1.1000/2500** | **1** |
| **Anlage A4** | **Querschnitt der Bahnanlage** | **Anlage A7-A Blatt 8** | **1:200** | **1** |
| **Anlage A5** | **Seebachdurchlass und Hochwasser-entlastungsanlage** | **Anlage A15-A Blätter 8, 9, 10** | **div.** | **5** |
| **Anlage A6** | **Bauwerksskizzen** | **Anlage A9-A Blätter 9, 10, 11, 12, 13, 14** | **div.** | **7** |
| **Anlage A7** | **Zu ändernde Straßen und Wege** | **Anlage A8-A Blatt 10, Anlage A8 Blatt 11** | **div.** | **2** |
| **Anlage A8** | **Entwässerungslage-plan** | **Anlage A11-A Blätter 4 und 5** | **1:1.000** | **1** |
| **Anlage A9** | **Entwässerungshöhen-pläne** | **Anlage A12-A Blätter 4, 5, 15, 16, 34** | **1:1.1000/2500** | **4** |
| **Anlage A10** | **Drainagelageplan** | **Anlage A13-A Blätter 4 und 5** | **1:1.000** | **1** |
| **Anlage A11** | **Entwässerungs-querschnitt** | **Anlage A14-A Blatt 8** | **1:200** | **1** |
| **Anlage A12** | **LBP Maßnahmenlageplan** | **Anlage A17 Blatt 4 Anlage A17-A Blatt 5** | **1:1.000** | **1** |
| **Anlage A13** | **Grunderwerbsplan (Flächenbedarf)** | **Anlage A19a-A Blätter 4 und 5** | **1:1.000** | **1** |
| **Anlage A14** | **Grunderwerbsplan (künftige Eigentümer)** | **Anlage A19b-A Blätter 4 und 5** | **1:1.000** | **1** |

# 1 Grundlagen/Ausgangslage

## 1.1 Vorbehalt im Planfeststellungsbeschluss

Für den Planfeststellungsabschnitt 2.1 c (Kirchheim - Weilheim - Aichelberg) der Ausbau- und Neubaustrecke Stuttgart–Augsburg, wurde gemäß § 18 Abs. 1 Allgemeines Eisenbahngesetz ein Planfeststellungsverfahren durchgeführt.
Das Verfahren endete am 13.08.1999 mit einem Planfeststellungsbeschluss (AZ.: 1015 Pap-NBS-2.1 c) [1].
Die eisenbahnrechtliche Planfeststellung wurde jedoch unter dem Vorbehalt erteilt, dass die Genehmigung für die technische Ausführung der Hochwasserentlastungsanlage und des Grundablasses des Hochwasserrückhaltebeckens am Seebach einschließlich der damit verbundenen Anpassungsmaßnahmen am Seebach nördlich der BAB A8 einem Ergänzungsverfahren gem. § 74 Absatz 3 VwVfG vorbehalten bleibt. Der Vorhabenträgerin wurde aufgegeben, die Einleitung dieses Ergänzungsverfahrens möglichst schnell, spätestens innerhalb eines Jahres nach Erlass des Planfeststellungsbeschlusses unter Vorlage der hierzu erforderlichen Planunterlagen zu beantragen.
Im Verlauf des Planfeststellungsverfahrens wurden zur Hochwasserschutzoptimierung zwei aus hydraulischer Sicht denkbare und sicher funktionierende Alternativen zur Hochwasserentlastung entwickelt und hydraulisch vordimensioniert. Gleichzeitig erfolgte eine Einschätzung der Leistungsfähigkeit des Seebachs nördlich der BAB A8, um die für die hydraulische Vordimensionierung der Hochwasserentlastungsanlage erforderliche unterstromige Wassertiefe einzugrenzen. Beide Alternativen hatten keine Veränderung der Gradiente der Neubaustrecke oder sonstige Auswirkungen auf den Inhalt der Planung zur Folge, so dass die bauliche Ausgestaltung einer der beiden Alternativen einem Ergänzungsverfahren vorbehalten werden konnte, wobei die ausgewählte Variante durch einen Modellversuch zu überprüfen und ggf. zu optimieren ist.

Folgende Alternativen waren Gegenstand des Planfeststellungsverfahrens:

**Alternative 1**
Bei Alternative 1 wird der vorhandene Durchlass unter der BAB A8 für die Hochwasserentlastung genutzt. Für den Grundablass ist ein neuer Durchlass unter der NBS und der BAB (Rohr mit Durchmesser 2,00m) zu erstellen. Die Hochwasserentlastung wird nördlich der BAB über ein Tosbecken an den Seebach angeschlossen.

**Alternative 2**
Bei Alternative 2 wird der vorhandene Grundablass unter der BAB A8 als Grundablass genutzt. Für die Hochwasserentlastung ist ein neues Bauwerk unter der BAB A8 mit integrierter Energieumwandlung (Rohr mit Durchmesser 5,00m) erforderlich.

Im Ergebnis der weiteren Planungen hat sich die DB Netz AG aus folgenden Gründen für die Alternative 1 entschieden:

- Die neue Querung der BAB für den Grundablass, lässt sich im Rohrvertrieb erstellen. Die Alternative 1 ist leichter herstellbar in Bezug auf die Querung der BAB
- Alternative 2 ist aus Herstellungsgründen nur mit halbseitiger Sperrung der BAB möglich.

## 1.2 Gegenstand des Planergänzungsverfahrens

Die Alternative 1 der HWEA und die damit verbundenen Veränderungen am Seebach beziehen sich nur auf einen sehr begrenzten Bereich parallel zum Seebach. Die aufgrund

der ergänzten Planung erforderlich werdenden neuen Eingriffe sind eng begrenzt, betreffen insbesondere die wasserwirtschaftlichen Fachbehörden, die Stadt Weilheim, die Gemeinde Holzmaden, das Landesamt für Straßenwesen sowie eine begrenzte Zahl privater Grundstückseigentümer. Die neuen bzw. geänderten Betroffenheiten sind in den Ergänzungsblättern zum Grunderwerbsverzeichnis dargestellt.
Gegenüber der in den Unterlagen zum Planfeststellungsbeschluss vom 13.08.1999 dargestellten Lösung, ergeben sich entsprechend der vorliegenden Ergänzung nach der gewählten Alternative 1 (siehe Nr. 1.1) folgende wesentlichen Änderungen.

- Grundablass und Hochwasserentlastung werden getrennt in separaten Bauwerken unter BAB und NBS durchgeführt.
- Das Tosbecken zwischen NBS und BAB wird auf die Nordseite der BAB verlegt.
- Der Seebach wird nördlich des Tosbeckens bis in den Bereich der neuen Wirtschaftswegüberführung über den Seebach einseitig aufgeweitet, um einen Rückstau in die HWEA zu verhindern.
- Das Einlaufbauwerk für die Hochwasserentlastung verschiebt sich durch die Belüftung nach Süden.

Die sich dabei ergebenden Veränderungen und Anpassungen an tangierenden Bauwerken sind in den Planunterlagen dargestellt.

Bei der vorliegenden Lösung wird das Hochwasser in einem als Trog ausgebildeten Einlaufbauwerk aufgenommen und über eine anschließende Beschleunigungsstrecke sowie einen Ablaufstollen abgeleitet. Der Ablaufstollen unterquert die NBS und schließt in gerader Achse an den vorhandenen Durchlass unter der BAB A 8 an.
Die Hochwasserentlastungsanlage wird durchgängig getrennt vom Grundablass geführt.

Der Grundablass für das Hochwasserrückhaltebecken bildet gleichzeitig die Ableitung des Seebaches. Das Einlaufbauwerk des Grundablasses ist durch Flügelwände in die Anschüttung vor der Stauwand eingebunden. An der Frontseite des Einlaufbauwerks erfolgt der Wasserzutritt über eine Einlauföffnung auf der Sohle des Seebaches (mit zusätzlicher Öffnung als Redundanz). Der Grundablassstollen unterquert die NBS und die BAB A 8 in einem neuen Durchlass, der unter der BAB parallel zum Seebachdurchlass geführt wird. Ein Belichtungsschacht zwischen der NBS und der BAB sorgt für eine ausreichende Belichtung des Durchlasses.

Nördlich der BAB A 8 werden die beiden Durchlässe der Hochwasserentlastungsanlage und des Grundablasses in einem gemeinsamen Tosbecken zusammengeführt.

Zur sicheren Abführung der Hochwasserabflüsse wird der Seebach nördlich der BAB A 8 bis zur Querung des vorhandenen Wirtschaftsweges einseitig aufgeweitet.

Mit der gewählten Konstruktion des Grundablass-Einlaufbauwerkes ist die nachträgliche Herstellung einer weiteren höhenversetzten Einlauföffnung am Einlaufbauwerk zusätzlich zur geplanten Einlauföffnung auf der Seebachsohle und der Redundanzöffnung möglich. Mit einer zusätzlichen höhenversetzten Einlauföffnung können die Abflussspitzen häufiger auftretender „kleiner“ Hochwasserabflüsse im Seebach weiter reduziert werden. Dadurch würde der Hochwasserschutz in Holzmaden bei Hochwasserereignissen geringerer Jährlichkeit weiter verbessert. Um auch bei höhenversetzten Einlauföffnungen weiterhin geeignete hydraulische Verhältnisse für den Abfluss aus dem Einlaufbauwerk und die Funktionsfähigkeit des Grundablasses sicher zu stellen, wird im Einlaufbauwerk eine innere Kammer für die höhenversetzte Einlauföffnung vorgesehen.

Der eventuelle Einbau einer zusätzlichen oberen Einlauföffnung kommt erst in Betracht, wenn die Planungen in Holzmaden bezüglich der erzielbaren Leistungssteigerung des

Seebachabflusses abgeschlossen sind. Der Einbau einer zusätzlichen oberen Einlauföffnung im Einlaufbauwerk des Grundablasses ist nicht Bestandteil der Planergänzung. Diese Maßnahme ist vom Betreiber der Hochwasserschutzanlagen gesondert zu veranlassen.

Für den sicheren und ordnungsgemäßen Betrieb der Hochwasserschutzanlagen, sind die in den Plänen nachrichtlich dargestellte obere Einlauföffnung und die vorbereitend, berücksichtigte innere Kammer nicht erforderlich. Um die Option einer späteren oberen Einlauföffnung zu ermöglichen, ist es aus bautechnischen Zwängen erforderlich, die innere Kammer zusammen mit dem Einlaufbauwerk zu erstellen.

Die Hochwasserentlastungsanlage wurde auf der Grundlage der hydraulischen Vordimensionierung nach [5] ausgearbeitet. Durch die beiliegenden rechnerischen Nachweise, die im Rahmen der Planergänzung aufgestellt wurden, ist die hydraulische Funktion sichergestellt. Im Ergebnis der weitergeführten Berechnungsnachweise und Planungen ist der im Planfeststellungsbeschluss [1] genannte Modellversuch für die im Ergänzungsantrag ausgearbeitete Alternative nicht mehr notwendig.

## 1.3 Verfahren

Das Verfahren bei Planänderungen/-ergänzungen nach Abschluss des Planfeststellungsverfahrens, aber noch vor Fertigstellung des Vorhabens regelt § 76 Verwaltungsverfahrensgesetz (VwvfG). Dabei sieht § 76 VwVfG in Abs. 2 und 3 für Planänderungen von unwesentlicher Bedeutung ein vereinfachtes Verfahren vor.

Bei Planänderungen von unwesentlicher Bedeutung kann von einem neuen Planfeststellungsverfahren abgesehen werden, wenn Belange anderer nicht berührt werden oder wenn die Betroffenen (Grundstückseigentümer) der Änderung zugestimmt haben.

Die erforderlichen schriftlichen Einverständniserklärungen zu den Grundstücksinanspruchnahmen von Dritten wurden von der Vorhabenträgerin eingeholt, so dass die Voraussetzungen für ein Verfahren gem. § 76 Abs. 2 VwfG gegeben sind.

## 1.4 Zuständigkeiten

Vorhabenträger für den Ausbau der Strecke Wendlingen - Ulm - Augsburg ist die DB Netz AG, die im Abschnitt Wendlingen - Ulm, Neu-Ulm von der

DB Projekt GmbH
Stuttgart 21
Wolframstraße 20
70191 Stuttgart

vertreten wird.

Planfeststellungsbehörde ist für Schienenwege der Eisenbahnen des Bundes, gemäß Artikel 3 des Eisenbahnneuordnungsgesetzes (ENeuOG) vom 27.12.1993, das Eisenbahn-Bundesamt (EBA), hier vertreten durch das

Eisenbahn-Bundesamt
Außenstelle Karlsruhe/Stuttgart
Olgastraße 13
70182 Stuttgart

# 2 Hochwasserschutz am Seebach

## 2.1 Allgemeine Beschreibung der Anlage

Die gesamte Hochwasserschutzanlage am Seebach beinhaltet:

- die Hochwasserrückhaltung mit Stauwand, Erddamm und Hochwasserrückhaltebecken
- den Grundablass mit Einlaufbauwerk, Drossel und Ablaufstollen (Durchlass)
- die Hochwasserentlastungsanlage mit Einlauftrog, Ablaufstollen (Beschleunigungsstrecke und Durchlass) und Tosbecken

Durch die Stauwand entlang der NBS und den anschließenden Hochwasserschutzdamm wird Hochwasser aus dem Einzugsgebiet des Seebaches und seinen Seitengräben vor der NBS zurückgehalten und aufgestaut.

Der Seebach wird künftig über den Durchlass des Grundablasses bis hinter die BAB A 8 abgeleitet. Der zwischen der NBS und der BAB A 8 vorgesehene Schacht dient der Belichtung der Dunkelstrecken in den Querungsbereichen.

Der Einlauf des Grundablasses ist mit einem festeingestellten Drosselschieber ausgerüstet, durch den der Abfluss im Seebach mit Beginn des Beckeneinstaues gedrosselt wird. Bei Trockenwetterabfluss ist noch ein nahezu ungedrosselter Abfluss möglich. Mit zunehmendem Abfluss im Seebach beginnt sich das Hochwasserrückhaltebecken durch die Drosselung am Einlaufbauwerk des Grundablasses zu füllen.

Der Drosselschieber des Grundablasses ist so eingestellt, dass beim Stauziel $HQ_{100}$ der Abfluss über den Grundablass auf rd. 4,16 $m^3/s$ begrenzt wird.

Bei weiter ansteigendem Stauspiegel im Hochwasserrückhaltebecken ab dem $HQ_{100}$-Stauziel tritt die Hochwasserentlastung in Funktion. Das als Trog gestaltete Einlaufbauwerk der Hochwasserentlastungsanlage wird dreiseitig angeströmt. Ein vorgehängter Rechen verringert die Verklausungsgefahr in der Hochwasserentlastungsanlage. Über die Schwellen des Einlaufbauwerkes fällt das Wasser in den Trog. Am Trogende schließt eine Beschleunigungsstrecke an. Der Übergang vom Einlauftrog zur Beschleunigungsstrecke ist so gestaltet, dass ein Fließwechsel (Übergang zum schießenden Abfluss) erzwungen wird. Dadurch sind berechenbare hydraulische Randbedingungen gegeben, mit denen die Funktionssicherheit der Anlage gegeben ist [ 5 ]. Über die steile Beschleunigungsstrecke (geschlossener Ablaufstollen) und einen Durchlass unter der NBS sowie den bestehenden Durchlass unter der BAB A 8 wird der Hochwasserabfluss schadlos bis auf die nördliche Seite der BAB abgeführt.

Über den im Anschluss an den Einlauftrog angeordneten offenen Schacht (über der Beschleunigungsstrecke) wird der schießende Abfluss belüftet. Beim Übergang des Durchlasses unter der NBS auf den vorhandenen Seebachdurchlass ist eine zusätzliche Zwischenbelüftung vorgesehen.

Am Übergang der Hochwasserentlastung zum Seebach ist nördlich der BAB A 8 ein Tosbecken angeordnet. Die Ablaufstollen der Hochwasserentlastung und des Grundablasses werden in dieses Tosbecken eingeleitet. Im Tosbecken wird die überschüssige Energie aus der Hochwasserentlastung abgebaut, so dass der Seebachabfluss im weiteren Verlauf strömend erfolgt. Die Einleitung des Grundablasses in das Tosbecken wird mit einem kleinen Absturz ausgeführt. Der Absturz trägt zu einer zusätzlichen Stabilisierung des Wechselsprunges im Tosbecken bei.

Im Anschluss an das Tosbecken wird der Abflussquerschnitt des Seebach einseitig aufgeweitet und der bestehende Durchlass unter einem querenden Wirtschaftsweg durch eine kleine Brücke ersetzt. Diese Seebachaufweitung stellt die Rückstaufreiheit für die Hochwasserentlastungsanlage sicher.

## 2.2 Grundablassbauwerk mit Drossel/Seebachableitung

Die Seebachableitung wird als Grundablass der Hochwasserrückhaltung ausgebildet. Hierzu wird direkt vor der Stauwand ein Einlaufbauwerk hergestellt.
Der Grundablass kreuzt die BAB A 8 und die geplante NBS in einem neuen Rohr DN 2000. Nördlich der BAB wird der Durchlass in einem offenen Tosbecken mit der HWEA zusammengeführt und anschließend wieder im vorhandenen Seebach abgeleitet.

Zwischen der NBS und der BAB A 8 ist ein Belichtungsschacht für den neuen Durchlass vorgesehen. Dadurch werden die Längen der Dunkelstrecken begrenzt und eine ökologische Durchgängigkeit ermöglicht.

Die Durchlasssohle wird mit einer 30 cm starken Substratsohle (zwischen Stützriegeln) ausgeführt.

Der Anschüttkeil vor der Stauwand wird durch zwei Flügelwände vor dem Einlaufbauwerk des Grundablasses zurückgenommen. Dadurch kann der vorhandene Seebachverlauf auf möglichst langer Strecke als offener Graben erhalten bleiben.

Für den Grundablass ist an der Sohle des Einlaufbauwerks eine Einlauföffnung (Drosselöffnung) Durchmesser 1,50 m) vorgesehen. Eine zweite Einlauföffnung in gleicher Größe dient als Redundanz und ist im Normalfall geschlossen. Sämtliche Einlauföffnungen sind mit Schiebern für den vollen gewählten Öffnungsquerschnitt ausgerüstet, die manuell über Stellantriebe eingestellt werden können. Der Abfluss über die Drosselöffnung wird über eine festeingestellte Schieberstellung bestimmt. Schräggestellte Grobrechen vor den Einlauföffnungen und vor der ca. 50 m oberstrom befindlichen Wirtschaftswegbrücke über den Seebach verringern die Verklausungsgefahr der Einlauföffnungen (einschließlich Redundanz). Die beiden Einläufe werden im Einlaufbauwerk zusammengeführt.

Durch die bauliche Ausführung des Einlaufbauwerks für den Grundablass mit einer inneren Kammer und innerer Drosselöffnung, ist die technische Voraussetzung für eine später nachrüstbare höhenversetzte Einlauföffnung über den vorgenannten Einlauföffnungen gegeben. Die innere Kammer bewirkt die Zusammenführung der Abflüsse aus der unteren und der höhenversetzten Einlauföffnung mit annähernd gleicher Fließtiefe und Fließgeschwindigkeit.

Das Einlaufbauwerk ist über einen Unterhaltungsweg auf der Krone der Stauwandanschüttung und Einstiege am Schachtbauwerk sowie über den begehbaren Grundablass zugänglich. Durch die, auch bei Einstau befahrbare Anschüttung der Stauwand, ist eine Bedienung der Absperrorgane jederzeit möglich.

Der Grundablass dient sowohl der Ableitung des Seebachs als auch der gedrosselten Entleerung des Hochwasserrückhaltebeckens .

Für die Stauziele bei $HQ_{50}$ und $HQ_{100}$ ergeben sich bei der gewählten Drosseleinstellung folgende Abflüsse [ 2 ]:

| | | |
|---|---|---|
| **Drosselabflüsse** | **3,97 m³/s** | **($HQ_{50}$)** |
| | **4,16 m³/s** | **($HQ_{100}$)** |

Der Abfluss erfolgt bei Normalabflüssen strömend. Aufgrund der Stauspiegeldruckhöhen vor der Einlauföffnung beim Aufstau im Hochwasserrückhaltebecken, erfolgt der Abfluss im Anfangsbereich (Querung NBS) schießend. Im Durchlass stellt sich ein Fließwechsel ein und der Austritt in das Tosbecken erfolgt strömend.

Entsprechend dem Vorschlag der Gewässerdirektion Neckar ist zur Durchführung von Unterhaltungsarbeiten zwischen dem Seebach und dem Entlastungsstollen der HWEA eine Verbindungsleitung DN 500 vorgesehen. Durch diese im Normalfall geschlossene Verbindungsleitung ist eine Umleitung des Seebachs bei Arbeiten im Seebachdurchlass möglich.

## 2.3 Hochwasserentlastungsanlage (HWEA)

Das Einlaufbauwerk der HWEA wird als Trog mit anschließender Beschleunigungsstrecke ausgebildet. Das Einlaufbauwerk ist so angeordnet, dass der Ablaufstollen der Hochwasserentlastung in gerader Verlängerung zum vorhandenen Seebachdurchlass unter der BAB A 8 ausgerichtet ist. Die Hochwasserentlastungsanlage wird durchgängig getrennt vom Grundablass geführt.

Der Einlauftrog wird dreiseitig angeströmt und misst 12,50 m x 5,00 m (Außenabmessungen). Er wird so weit mit Erdreich angeschüttet, dass noch sichere Zuströmverhältnisse gegeben sind. Die Verklausungssicherheit ist durch einen vorgehängten Rechen verbessert.

Die an den Trog anschließende Beschleunigungsstrecke wird als geschlossenes Rechteckprofil mit einem Sohlgefälle von 19 % erstellt. Die Länge beträgt ca. 20 m. Mit dieser Ausbildung ist sichergestellt, dass vor dem eingeengten Querungsbereich unter der NBS schießender Abfluss mit geringer Abflusstiefe erreicht wird. Durch diese hydraulischen Parameter ist die Position des Einlaufbauwerks der Hochwasserentlastung begründet.

Die Beschleunigungsstrecke wird über eine Deckenöffnung (5,00 m x 4,00 m i. L.) belüftet, die zusätzlich als Redundanz für die HWEA genutzt wird.
Die Beschleunigungsstrecke endet ca. 5 m vor der Stauwand und schließt an den Ablaufstollen unter der NBS an.

Der Ablaufstollen schließt an den bestehenden bisherigen Seebachdurchlass unter der BAB A 8 an und wird mit einem Sohlgefälle von 1,3 % hergestellt.
Die NBS wird in einem ca. 27 m langen Ablaufstollen mit Rechteckprofil (Breite/Höhe: 4,00 m / 1,50 m) gequert. Der Bereich zwischen NBS und dem vorhandenen Durchlass wird als Verziehungsstrecke ausgebildet. Damit wird ein allmählicher Übergang vom Rechteckprofil auf das „Gewölbe-Profil“ des ca. 75 m langen vorhandenen Durchlasses ermöglicht. Die Länge der Verziehungsstrecke beträgt ca. 25 m. Das von der DB Netz AG geforderte Abstandsmaß zwischen Schienenoberkante und Deckenunterkante des Ablaufstollens von ≥ 1,50 m wird eingehalten.

Der Ablauf der Hochwasserentlastung mündet in das offene Tosbecken.

Die Dimensionierung der Hochwasserentlastungsanlage (Einlauftrog und Ablaufstollen) ermöglicht Freispiegelabfluss für den Bemessungslastfall ($HQ_{1000}$ = 16,5 m³/s) [ 5 ].

Der Abfluss der Entlastungswassermengen erfolgt durchgehend schießend.

Die Hochwasserentlastung wird ohne bewegliche Teile (Verschlüsse o. dgl.) hergestellt, wodurch die Betriebsicherheit erhöht wird.

## 2.4 Tosbecken

Zum Energieabbau des schießenden Abflusses aus der Hochwasserentlastung wird nördlich der BAB am Übergang zum natürlichen Seebach, ein Tosbecken mit einer Länge von ca. 15 m hergestellt. Im Bereich des Tosbeckens erfolgt die Zusammenführung der HWEA mit dem Grundablass.

Durch die Ausbildung des Tosbeckens mit „Absturz“ bei der Einleitung des Grundablasses und gezahnter Endschwelle (ca. 20 - 40 cm), wird der Wechselsprung stabilisiert.

Das Tosbecken wird in fester Bauweise hergestellt. Hierzu wird die Tosbeckensohle mit einem rauh ausgeführten Steinsatz aus Natursteinen mit Kantenlängen von ca. 30 - 60 cm (z.B. Muschelkalk) in Betonsplitt gesichert. Der „Absturz“ bei der Einleitung des Grundablasses in das Tosbecken wird als kurze Rampe ausgeführt. Im Tosbecken werden aus der Sohle überstehende Störkörper aus Natursteinblöcken eingebaut. Beide Seiten des Tosbeckens werden mit treppenartig aufgestapelten Quadersteinblöcken (Kantenlänge mind. 1 m) mit einer Neigung ca. 1:0,5 - 1:1 bis auf ca. 2,00 m Höhe hergestellt.

Die Gewässersohle und der Böschungsfuß im Anschluss an das Tosbecken werden auf einer Länge von ca. 15 m mit Steinwurf gesichert (Nachkolksicherung).

Die gewählten Abmessungen und die Ausbildung des Tosbeckens stellen eine ausreichende Energieumwandlung des schießenden Hochwasserabflusses bis zum $HQ_{1000}$ – Abfluss sicher und verhindern ein Zurückstauen der Deckwalze in die Durchlässe des Grundablasses und der HWEA.

## 2.5 Seebachaufweitung

Zur Gewährleistung der Rückstaufreiheit der HWEA wird der Seebach nördlich der BAB auf einer Länge von ca. 100 m bis in den Bereich eines querenden Wirtschaftsweges einseitig aufgeweitet. Der vorhandene Durchlass (DN 1400) unter diesem Wirtschaftsweg wird durch eine kleine Brücke ersetzt.

Bei der Querschnittserweiterung bleibt die Bachsohle und die nordöstliche Böschung mit entsprechendem Gehölzsaum nahezu vollständig erhalten. Die südwestliche Böschung wird über dem Mittelwasserbett (ca. 20 bis 40 cm über Gewässersohle) abgegraben, so dass der Bach im aufgeweiteten Bereich eine Sohlbreite von ca. 5 m aufweist.

# 3 Hydrologische Berechnung

Die Dimensionierung des Hochwasserrückhaltebeckens am Seebach wurde im Rahmen des Planfeststellungsverfahrens mit einem hydrologischen Niederschlag-/Abfluss -Modell durchgeführt. Die detaillierten Berechnungsschritte und -ergebnisse sind in der Hydrologischen Berechnung zum Planfeststellungsverfahren [ 2 ] ausführlich dokumentiert.

Das eingesetzte Berechnungsprogramm ist Teil des „Softwarepaketes für Hydrologie und Wasserwirtschaft“ der Universität Karlsruhe (IHW). Zur Absicherung der Berechnungsergebnisse ist als Fachgutachter das IHW Karlsruhe hinzugezogen worden, da

bereits weitreichende Erfahrungen (und Messergebnisse) aus einem angrenzenden Gebiet (Fils) vorlagen.

Die Modellansätze und Berechnungsergebnisse wurden im Zuge der Bearbeitung wiederholt mit den beteiligten Fachgutachtern, dem RP Stuttgart, der Gewässerdirektion Kirchheim und der Gemeinde Holzmaden abgestimmt.

Die Optimierung der Anlage hat keine Auswirkungen auf die Berechnungsergebnisse der hydrologischen Berechnungen im Rahmen des Planfeststellungsverfahrens.

Mit der durchgeführten Berechnung des IST-Zustandes wurden folgende Spitzenabflüsse ermittelt (Auszug) [ 2 ]:

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Knoten 16 (Querung Autobahn)** | **=** | **9,5 m³/s** | **($HQ_{50}$)** |
| **Knoten 21 (Brücke in Holzmaden)** | **=** | **14,0 m³/s** | **($HQ_{50}$)** |

Die in Abstimmung mit den Beteiligten gewählte Lösung sieht vor, das im Seebachtal maximal realisierbare Volumen als HRB zu nutzen. Durch die Reduzierung des Abflusses beim HRB auf 4,16 $m^3/s$ bei $HQ_{100}$, wird für die Gemeinde Holzmaden eine deutliche Verbesserung der Situation erreicht.

Bei den Berechnungen wurde bei einer Drosselwassermenge von 3,97 $m^3/s$ aus dem HRB nachgewiesen, dass der Maximalabfluss beim $HQ_{50}$ in Holzmaden (Knoten 21) rd. 8 m³/s nicht überschreitet.

Zusammenstellung der Ergebnisse [ 2 ]:

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **erforderliches Volumen** | **=** | **84.060** | **m³** | |
| **Stauziel** | **=** | **370,50** | **m+NN** | |
| **Drosselabfluss** | **=** | **3,97** | **m³/s** | **($HQ_{50}$)** |
| | | **4,16** | **m³/s** | **($HQ_{100}$)** |
| **Abfluss in Holzmaden** | **=** | **8,04** | **m³/s** | **($HQ_{50}$)** |
| **(Knoten 21)** | | **9,15** | **m³/s** | **($HQ_{100}$)** |

Zum Nachweis der Leistungsfähigkeit der Hochwasserentlastungsanlage sind die maximalen Abflussmengen eines 100-jährlichen Niederschlagereignisses (Normallastfall) und eines 1000-jährlichen Niederschlagereignisses (außergewöhnlicher Lastfall) maßgebend.

Die hierzu ermittelten Maximalabflüsse mit Berücksichtigung der Seeretention betragen [ 2 ]:

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Knoten 16 (HRB Seebach)** | **=** | **9,8 m³/s** | **($HQ_{100}$)** |
| | **=** | **16,5 m³/s** | **($HQ_{1000}$)** |

# 4 Hydraulische Bemessung

Die Hydraulischen Nachweise beschränken sich auf Anlagenteile, die in Zusammenhang mit der Planergänzung und der Seebachquerung mit der NBS und der BAB A 8, gegenüber den Darstellungen in den Planfeststellungsunterlagen neu gestaltet bzw. verändert wurden.

Die im Ergänzungsantrag dargestellte Lösung wurde in Abstimmung mit den betroffenen Fachbehörden, den betroffenen Gemeinden, dem Vorhabensträger und den Planungen der NBS entwickelt.

## 4.1 Abflussverhältnisse im Seebach nördlich der BAB

In Verbindung mit der Vordimensionierung der Hochwasserentlastungsanlage wurde eine fundierte Berechnung der Abflussverhältnisse und der Wasserspiegellagen im Seebach nördlich der BAB A 8 durchgeführt. Hierzu wurde von der Ingenieurgesellschaft Prof. Kobus und Partner GmbH (kup) ein zweidimensionales Berechnungsmodell aufgebaut, das den nördlichen Teil des Seebaches auf einer Länge von insgesamt 300 m erfasst. Der Aufbau des Strömungsmodells und die durchgeführten Berechnungen sind in [ 5 ] dokumentiert.

Zur Eingrenzung der Stricklerwerte wurden mehrere Modelläufe mit systematisch variierten Stricklerwerten durchgeführt und mit gemessenen Vergleichsabflusswerten verglichen. Aufgrund der Ergebnisse wurden für die Abfluss- und Spiegellinienberechnungen im Seebach folgende Stricklerwerte angesetzt:

| | | |
|---|---|---|
| für das Bachbett | 10 | $m^{1/3}/s$ |
| für die Böschung | 2,5 | $m^{1/3}/s$ |

Um sowohl den Ist-Zustand beurteilen zu können, als auch die Auswirkungen der Beseitigung des Durchlasses DN 1400 und einer Querschnittserweiterung auf die Wasserstände prognostizieren zu können wurden folgende Szenarien betrachtet:

**A:** Ist-Zustand des Seebaches (mit Durchlass DN 1400, ohne Querschnittserweiterung)
**B:** Seebach nach Beseitigung des Durchlasses DN 1400 (ohne Querschnittserweiterung)
**C:** Seebach nach Beseitigung des Durchlasses DN 1400 und mit Querschnittserweiterung auf einer Länge von ca. 100 m

Aus den durchgeführten Berechnungen ergibt sich, dass beim derzeitigen Zustand des Seebaches der Durchlass DN 1400, der sich unter einem querenden Feldweg unterstrom der BAB A 8 befindet, einen erheblichen Rückstau verursachen kann, was sich nachteilig auf die Funktionssicherheit der Hochwasserentlastungsanlage auswirkt. Ferner weist das Vorland zwischen BAB und dem querenden Feldweg eine stark eingeschränkte Leistungsfähigkeit auf, so dass eine Verbesserung der Abflussverhältnisse in diesem Bereich durch eine Querschnittserweiterung des Seebaches erforderlich wird (siehe Anlage A 5 Blatt 5).

**Ergebnis:**
Berechnete Wasserspiegel im Seebach nördlich der BAB A 8:

| Szenario | Abfluss [$m^3/s$] | Wasserspiegel [m. ü. NN] | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Unterstrom Durchlass DN 1400 | Oberstrom Durchlass DN 1400 | Unterstrom Durchlass BAB A 8 |
| A: | 9,8 | 361,71 | 362,80 | 363,20 |
| B: | | 361,71 | 361,90 | 363,00 |
| C: | | 361,89 | 361,97 | 362,30 |
| A: | 16,5 | 361,99 | 363,15 | 363,60 |
| B: | | 361,99 | 362,19 | 363,30 |
| C: | | 362,20 | 362,35 | 362,75 |

## 4.2 Abflussverhältnisse im Grundablass zur Seebachableitung

Die im Zuge der Optimierung des Hochwasserschutzes am Seebach veränderte Seebachableitung, mit der auf ganzer Länge bis nördlich der BAB A 8 von der HWEA getrennten Linienführung, wurde in zwei verschiedenen Varianten hydraulisch untersucht:

**Optionale Lösung A: Variante mit zwei höhenversetzten Drosselöffnungen** [ 3 ]
**Antragslösung B: Variante mit einer Drosselöffnung** [ 4 ]

Die im Kapitel 2.2 als Einlauföffnungen bezeichneten Öffnungen im Grundablassbauwerk haben gleichzeitig die Funktion der Abflussdrosselung und sind deshalb hier und nachfolgend als Drosselöffnung bezeichnet.

Im Rahmen der Projektplanung wurden hydraulische Berechnungen durchgeführt, durch die die Funktionsfähigkeit der beantragten Planung zu beiden Varianten nachgewiesen wurde. Der hydraulische Nachweis nach Variante B bedarf keiner weiteren Verbesserung. Variante A wird nur nachrichtlich, im Hinblick auf eine eventuelle Nachrüstung der Anlage mit einer zusätzlichen höhenversetzten oberen Drosselöffnung behandelt.

Nachfolgend werden die wesentlichen Ergebnisse der hydraulischen Berechnung für die beantragte Planung (Variante B) zusammengefasst.

Die ausführlichen Nachweise für die beiden Varianten A und B sind in den Hydrotechnischen Begründungen zur Grundablassbemessung [ 3, 4 ] dokumentiert.

Die Berechnungen berücksichtigen die Energieverhältnisse unmittelbar hinter der unteren Einlauföffnung im Einlaufbauwerk des Grundablasses, die sich bei

**$HQ_{100}$-Stauhöhe** mit einem Drosselabfluss von rd. **4,2 $m^3/s$**, bzw. bei
**$HQ_{10}$-Stauhöhe** mit **3,4 $m^3/s$** (= berechneter Abflussanteil aus der unteren Drossel)

als Anfangsrandbedingung für den Ablaufstollen ergeben [ 2 ].

**Rahmenbedingungen**

(1) Seebach nördlich der BAB A 8

Vorgegebene Wasserspiegel am Auslauf in das Tosbecken:

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $HQ_{1000}$ = | 16,5 m³/s | - | Wasserspiegelhöhe | 362,75 m ü N.N. |
| $HQ_{100}$ = | 9,8 m³/s | - | Wasserspiegelhöhe | 362,30 m ü N.N. |

(vgl. Nr. 3 Hydrologische Berechnung)

(2) Grundablass (siehe Anhang 1)

- Kreisprofil (Rohr) DN 2000 mit einer 30 cm starken Substratsohle
- untersuchter Rauhigkeitsbeiwert $k_{st,m}$ = 50 $m^{1/3}/s$ bzw. 40 $m^{1/3}/s$
- maximaler Drosselabfluss $Q_{ab}$ = ca. 4,2 m³/s

Für die hydraulischen Berechnungen des Grundablasses wurden die Stricklerwerte zwischen 40 $m^{1/3}/s$ und 50 $m^{1/3}/s$ variiert. Damit sind die Verhältnisse für die Bandbreite der wahrscheinlichen Rauhigkeiten nachgewiesen.

Beim $HQ_{10}$-Stauziel beträgt der Drosselabfluss über die untere Drosselöffnung ca. 3,4 m³/s (Hydrologischen Berechnung 1999) [ 2 ].

## 4.2.1 Lastfall HQ100

**Normalabfluss**

Für das Durchlassprofil DN 2000 (siehe Anhang 2) mit Substratsohle berechnet sich bei einem Sohlgefälle von 0,5 % eine Normalabflusstiefe

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | $y_N$ | = | 0,99 m | ($k_{st}$ = 50) |
| | | = | 1,19 m | ($k_{st}$ = 40) |
| Die Grenztiefe liegt bei | $y_{grenz}$ | = | 0,83 m | |

**Ergebnis:**
Der Abfluss im Grundablass erfolgt bei Normalabflüssen strömend.

**Anfangsrandbedingung für den Grundablass**

**Zur Berücksichtigung des Energiepotentials aus dem Schussstrahl der Einlauföffnung (Drosselöffnung) wird die Energiehöhe zwischen der Drossel und dem Auslauf in den Grundablass (Station 0+129,80) als gleichbleibend betrachtet.**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Abfluss | Q | = | 4,2 $m^3/s$ | |
| Drosselöffnung | A | = | ca. 0,56 $m^2$ | |
| | H | = | ca. 0,53 m | (siehe Anhang 3) |
| | B | = | ca. 1,23 m | (Bereich des Flächenschwerpunktes) |
| Einschnürungsgrad | | = | 0,6 | |

Die Energiehöhe bei der Einlauföffnung (Drosselöffnung) berechnet sich mit

$y_D = 0{,}6 * H = 0{,}6 * 0{,}53 = 0{,}318$ m

$v_D^2/2g = [Q / (0{,}6 * H * B)]^2 / 2g = [4{,}2 / (0{,}6 * 0{,}53 * 1{,}23)]^2 / 19{,}62$
$= 5{,}88$ m

$H_D = y_D + (v_D^2/2g)$
$= 0{,}318 + 5{,}88$
$= 6{,}20$ m

Bei $HQ_{100}$ und $HQ_{1000}$ mit $Q = 4{,}2$ $m^3/s$ gilt die Energiehöhe bei der Einlauföffnung (Drosselöffnung) auch am Anfang des Grundablasses (Station 0+129,80) für die Abflusstiefe von $y_A$.

<u>Lastfall $k_{st} = 50$ $m^{1/3}/s$</u>

gewählt: $y_A = 0{,}24$ m $\rightarrow$ $v_A = 10{,}81$ m/s

$H_A = y_A + (v_A^2/2g)$
$= 0{,}24 + 5{,}96$
$= 6{,}2$ m
entspricht $H_D$

**Ergebnis:**

Die Tiefe des Startwasserspiegels für die schießende Abflussberechnung beträgt 0,24 m

<u>Lastfall $k_{st} = 40$ $m^{1/3}/s$</u>

gewählt: $y_A = 0{,}24$ m $\rightarrow$ $v_A = 10{,}815$ m/s

$H_A = y_A + (v_A^2/2g)$
$= 0{,}24 + 5{,}96$
$= 6{,}2$ m
entspricht $H_D$

**Ergebnis:**

Die Tiefe des Startwasserspiegels für die schießende Abflussberechnung beträgt 0,24 m

**<u>Energiebetrachtung für den Grundablass</u>**

Ab Station 0+129,80 wird „schießend verzögerter“ Abfluss bis zum Fließwechsel angenommen.

Energiegleichung:

$v_o^2/2g + y_o + h_s = v_u^2/2g + y_u + \text{Delta } h$

hs $= z_o - z_u$ (Sohlhöhendifferenz)

Delta $h = L * I_{Em} = L * v_m^2 / [k_{st,m}^2 * R_m^{(4/3)}]$

$v_m = (v_o + v_u) / 2 \rightarrow R_m = (R_o + R_{u)} / 2$

**Ergebnis:**

Aus der abschnittsweisen Berechnung mit der Energiegleichung ergeben sich für die Abschnitte mit schießendem Abfluss folgende Werte.

Für $HQ_{100}$ bei $k_{st}$ = 50 $m^{1/3}/s$

| Station | Wsp | y | z | A | U | R | v | Fr | $y_{II}$ | $Wsp_{II}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | [m+NN] | [m] | [m+NN] | [$m^2$] | [m] | [m] | [m/s] | [-] | [m] | [m+NN] |
| 0+129,8 | 362,79 | 0,24 | 362,55 | 0,39 | 2,02 | 0,192 | 10,82 | 7,39 | | |
| 0+115 | 362,75 | 0,35 | 362,40 | 0,59 | 2,26 | 0,261 | 7,11 | 4,04 | | |
| 0+088 | 362,822 | 0,56 | 362,27 | 1,00 | 2,70 | 0,370 | 4,20 | 1,88 | | |
| 0+074 | 362,89 | 0,7 | 362,20 | 1,274 | 2,978 | 0,438 | 3,298 | 1,319 | 1,00 | 363,20 |

Für $HQ_{100}$ bei $k_{st}$ = 40 $m^{1/3}/s$

| Station | Wsp | y | z | A | U | R | v | Fr | $y_{II}$ | $Wsp_{II}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | [m+NN] | [m] | [m+NN] | [$m^2$] | [m] | [m] | [m/s] | [-] | [m] | [m+NN] |
| 0+129,8 | 362,79 | 0,24 | 362,55 | 0,39 | 2,02 | 0,192 | 10,82 | 7,39 | | |
| 0+115 | 362,817 | 0,42 | 362,40 | 0,72 | 2,41 | 0,298 | 5,85 | 3,06 | | |
| 0+100 | 362,937 | 0,62 | 362,33 | 1,11 | 2,81 | 0,395 | 3,79 | 1,62 | 1,14 | 363,47 |

(vgl. Einzelberechnungen [ 4 ])

⇒ Für $y < y_{grenz}$ ist die getroffene Annahme eines „schießend verzögerten“ Abflusses zutreffend.

## Spiegellinienberechnung für strömenden Abfluss

Die hydraulischen Berechnungen für den strömenden Abfluss im Grundablass wurden mit dem Programmpaket FLUSS der Fa. Rehm Software GmbH durchgeführt. Dem Programm liegt das Berechnungsverfahren vom Manning-Strickler zugrunde.

**Ergebnis:**
Aus den Berechnungen für strömenden Abfluss ergeben sich folgende Abflusswerte:

Für $HQ_{100}$ bei $k_{st}$ = 50 $m^{1/3}/s$ und Seebach-Wsp. 362,30 m. ü. NN

| Station | Wsp [m+NN] | y [m] | A [$m^2$] | U [m] | R [m] | v [m/s] | Fr [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0+000 | 362,65 | 0,83 | 1,53 | 3,24 | 0,472 | 2,74 | 1,00 |
| 0+005 | 362,73 | 0,88 | 1,62 | 3,34 | 0,485 | 2,59 | 0,91 |
| 0+010 | 362,78 | 0,91 | 1,69 | 3,40 | 0,497 | 2,48 | 0,85 |
| 0+040 | 362,98 | 0,96 | 1,79 | 3,50 | 0,511 | 2,35 | 0,78 |
| 0+074 | 363,16 | 0,97 | 1,81 | 3,52 | 0,514 | 2,33 | 0,77 |
| 0+088 | 363,23 | 0,97 | 1,80 | 3,52 | 0,511 | 2,33 | 0,77 |
| 0+100 | 363,29 | 0,97 | 1,80 | 3,51 | 0,513 | 2,34 | 0,77 |

Für $HQ_{100}$ bei $k_{st}$ = 50 $m^{1/3}/s$ und Seebach-Wsp. 362,75 m. ü. NN

| Station | Wsp [m+NN] | y [m] | A [$m^2$] | U [m] | R [m] | v [m/s] | Fr [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0+000 | 362,75 | 0,93 | 1,73 | 3,44 | 0,503 | 2,43 | 0,82 |
| 0+005 | 362,77 | 0,92 | 1,71 | 3,43 | 0,499 | 2,46 | 0,84 |
| 0+010 | 362,81 | 0,94 | 1,74 | 3,45 | 0,504 | 2,42 | 0,82 |
| 0+040 | 362,99 | 0,97 | 1,80 | 3,51 | 0,513 | 2,34 | 0,78 |
| 0+074 | 363,16 | 0,97 | 1,80 | 3,52 | 0,511 | 2,33 | 0,77 |
| 0+088 | 363,23 | 0,97 | 1,80 | 3,52 | 0,511 | 2,33 | 0,77 |
| 0+100 | 363,29 | 0,97 | 1,81 | 3,52 | 0,514 | 2,33 | 0,77 |

Für $HQ_{100}$ bei $k_{st}$ = 40 $m^{1/3}/s$ und Seebach-Wsp. 362,30 m. ü. NN

| Station | Wsp [m+NN] | y [m] | A [$m^2$] | U [m] | R [m] | v [m/s] | Fr [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0+000 | 362,65 | 0,83 | 1,53 | 3,24 | 0,472 | 2,74 | 1,00 |
| 0+005 | 362,79 | 0,94 | 1,75 | 3,47 | 0,504 | 2,40 | 0,81 |
| 0+010 | 362,86 | 0,99 | 1,84 | 3,56 | 0,517 | 2,29 | 0,75 |
| 0+040 | 363,1 | 1,08 | 2,02 | 3,76 | 0,537 | 2,08 | 0,64 |
| 0+074 | 363,31 | 1,12 | 2,09 | 3,84 | 0,544 | 2,01 | 0,60 |
| 0+088 | 363,39 | 1,13 | 2,10 | 3,86 | 0,544 | 2,00 | 0,59 |
| 0+100 | 363,46 | 1,14 | 2,12 | 3,88 | 0,546 | 1,98 | 0,58 |

Für $HQ_{100}$ bei $k_{st}$ = 40 $m^{1/3}/s$ und Seebach-Wsp. 362,75 m. ü. NN

| Station | Wsp [m+NN] | y [m] | A [$m^2$] | U [m] | R [m] | v [m/s] | Fr [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0+000 | 362,75 | 0,93 | 1,73 | 3,44 | 0,503 | 2,43 | 0,82 |
| 0+005 | 362,81 | 0,96 | 1,79 | 3,51 | 0,510 | 2,35 | 0,78 |
| 0+010 | 362,78 | 1,00 | 1,85 | 3,58 | 0,517 | 2,27 | 0,74 |
| 0+040 | 363,11 | 1,09 | 2,02 | 3,77 | 0,536 | 2,08 | 0,63 |
| 0+074 | 363,31 | 1,12 | 2,09 | 3,85 | 0,543 | 2,00 | 0,60 |
| 0+088 | 363,39 | 1,13 | 2,11 | 3,87 | 0,545 | 1,99 | 0,59 |
| 0+100 | 363,46 | 1,14 | 2,12 | 3,89 | 0,545 | 1,98 | 0,58 |

(vgl. Einzelberechnungen [ 4 ])

**Betrachtung zum Wechselsprung**

Lastfall $k_{st}$ = 50 $m^{1/3}/s$

Bei Station 0+074 ergibt sich schießender Abfluss mit der Fließtiefe $y_I$ = 0,70 m

$y_I$ = 0,70 m → $Fr_I$ = 1,32 (siehe oben)

Die konjugierte Tiefe des Wechselsprungs zu $y_I$ = 0,70 m beträgt:

$y_{II} = y_I * 0{,}5 * ((1+ 8 * Fr_I^2)^{1/2}-1)$ (annähernd für Rechteckgerinne)
= 1,00 m

Beim Vergleich mit den berechneten Fließtiefen mit strömendem Abfluss bei Station 0+074 (siehe oben) ergibt sich:

**a) $HQ_{100}$** (Seebach-Wsp = 362,30 m.ü.NN)

$y$ = 0,97 m $<\cong$ 1,00 m = $y_{II}$

**Ergebnis:**

Der Wechselsprung erfolgt kurz unterhalb Station 0+074

**b) $HQ_{1000}$** (Seebach-Wsp = 362,75 m.ü.NN)

$y$ = 0,97 m $<\cong$ 1,00 m = $y_{II}$

**Ergebnis:**

Der Wechselsprung erfolgt kurz unterhalb Station 0+074

**Hydraulische Verhältnisse:**

**Ergebnis:**

Bei einer Durchlasshöhe von 1,70 m ergibt sich beim Wechselsprung eine Teilfüllung von
100% * 0,97 / 1,70 = ca. 57 %

Bei einer Froude-Zahl 1,32 entsteht lediglich ein kleiner Wechselsprung mit gewelltem Unterwasserabfluss (ohne Deckwalze). Ein Zuschlagen des Stollens ist als unwahrscheinlich einzustufen.

Lastfall $k_{st}$ = 40 $m^{1/3}/s$

Bei Station 0+100 ergibt sich schießender Abfluss mit der Fließtiefe $y_I$ = 0,62 m

$y_I$ = 0,62 m → $Fr_I$ = 1,62 (siehe oben)

Die konjugierte Tiefe des Wechselsprungs zu $y_I$ = 0,62 m beträgt:

$y_{II} = y_I * 0{,}5 * ((1+ 8 * Fr_I^2)^{1/2}-1)$ (annähernd für Rechteckgerinne)
= 1,14 m

Beim Vergleich mit den berechneten Fließtiefen mit strömendem Abfluss bei Station 0+100 (siehe oben) ergibt sich:

**a) $HQ_{100}$** (Seebach-Wsp = 362,30 m.ü.NN)

$y = 1{,}14\ m = 1{,}14\ m = y_{II}$

**Ergebnis:**

Der Wechselsprung erfolgt bei Station 0+100

**b) $HQ_{1000}$** (Seebach-Wsp = 362,75 m.ü.NN)

$y = 1{,}14\ m = 1{,}14\ m = y_{II}$

**Ergebnis:**

Der Wechselsprung erfolgt bei Station 0+100

**Hydraulische Verhältnisse:**

**Ergebnis:**

Bei einer Durchlasshöhe von 1,70 m ergibt sich beim Wechselsprung eine Teilfüllung von
100% * 1,14 / 1,70 = ca. 67 %

Bei einer Froude-Zahl 1,62 entsteht lediglich ein kleiner Wechselsprung mit gewelltem Unterwasserabfluss (keine oder ziemlich kleine Deckwalze). Ein Zuschlagen des Stollens ist als unwahrscheinlich einzustufen.

### 4.2.2 Lastfall $HQ_{10}$

**<u>Normalabfluss</u>**

Für das Durchlassprofil mit Substratsohle berechnet sich bei einem Sohlgefälle von 0,5 % eine Normalabflusstiefe

| | | | |
|---|---|---|---|
| | $y_N$ = | 0,850 m | ($k_{st}$ = 50) |
| | = | 0,999 m | ($k_{st}$ = 40) |
| Die Grenztiefe liegt bei | $y_{grenz}$ = | 0,731 m | |

**Ergebnis:**

Der Abfluss im Grundablass erfolgt bei Normalabflüssen strömend.

**<u>Anfangsrandbedingung für den Grundablass</u>**

| | | |
|---|---|---|
| Abfluss | Q = | 3,4 $m^3/s$ |
| Drosselöffnung | A = | ca. 0,56 $m^2$ |
| | H = | ca. 0,53 m |
| | B = | ca. 1,23 m (Bereich des Flächenschwerpunktes) |
| Einschnürungsgrad | = | 0,6 |

Die Energiehöhe bei der Einlauföffnung (Drosselöffnung) berechnet sich mit

$y_D$ = 0,6 * H = 0,6 * 0,53 = 0,318 m

$v_D^2/2g$ = $[Q / (0,6 * H * B)]^2 / 2g$ = $[3,4 / (0,6 * 0,53 * 1,23)]^2 / 19,62$
= 3,85 m

$H_D$ = $y_D + (v_D^2/2g)$
= 0,318 + 3,85
= 4,17 m

<u>Lastfall $k_{st}$ = 50 $m^{1/3}/s$</u>

Bei $HQ_{10}$ mit Q = 3,4 $m^3/s$ gilt die Energiehöhe bei der Einlauföffnung (Drosselöffnung) auch am Anfang des Grundablasses (Station 0+129,80) für eine Abflusstiefe von

gewählt: $y_A$ = 0,239 m → $v_A$ = 8,777 m/s

$H_A$ = $y_A + (v_A^2/2g)$
= 0,239 + 3,926
= 4,17 m
entspricht $H_D$

**Ergebnis:**

Die Tiefe des Startwasserspiegels für die schießende Abflussberechnung beträgt rd. 0,24 m

<u>Lastfall $k_{st}$ = 40 $m^{1/3}/s$</u>

Bei $HQ_{10}$ mit Q = 3,4 $m^3/s$ gilt die Energiehöhe bei der Einlauföffnung (Drosselöffnung) auch am Anfang des Grundablasses (Station 0+129,80) für eine Abflusstiefe von

gewählt: $y_A$ = 0,239 m → $v_A$ = 8,78 m/s

$H_A$ = $y_A + (v_A^2/2g)$
= 0,239 + 3,929
= 4,17 m
entspricht $H_D$

**Ergebnis:**

Die Tiefe des Startwasserspiegels für die schießende Abflussberechnung beträgt rd. 0,24 m

## Energiebetrachtung für den Grundablass

Ab Station 0+129,80 wird „schießend verzögerter“ Abfluss bis zum Fließwechsel angenommen.

Energiegleichung:

$$v_o^2/2g + y_o + h_s = v_u^2/2g + y_u + \text{Delta } h$$

$hs = z_o - z_u$ (Sohlhöhendifferenz)

$\text{Delta } h = L * I_{Em} = L * v_m^2 / [k_{st,m}^2 * R_m^{(4/3)}]$

$v_m = (v_o + v_u) / 2 \rightarrow R_m = (R_o + R_{u)} / 2$

**Ergebnis:**

Aus der abschnittsweisen Berechnung mit der Energiegleichung ergeben sich für die Abschnitte mit schießendem Abfluss folgende Werte.

Für $HQ_{10}$ bei $k_{st} = 50\ m^{1/3}/s$

| Station | Wsp | y | z | A | U | R | v | Fr | $y_{II}$ | $Wsp_{II}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | [m+NN] | [m] | [m+NN] | [$m^2$] | [m] | [m] | [m/s] | [-] | [m] | [m+NN] |
| 0+129,8 | 362,79 | 0,24 | 362,55 | 0,39 | 2,02 | 0,191 | 8,78 | 6,01 | | |
| 0+115 | 362,75 | 0,35 | 362,40 | 0,59 | 2,26 | 0,261 | 5,77 | 3,28 | | |
| 0+088 | 362,84 | 0,57 | 362,27 | 1,02 | 2,72 | 0,375 | 3,40 | 1,48 | 0,95 | 363,22 |

Für $HQ_{10}$ bei $k_{st} = 40\ m^{1/3}/s$

| Station | Wsp | y | z | A | U | R | v | Fr | $y_{II}$ | $Wsp_{II}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | [m+NN] | [m] | [m+NN] | [$m^2$] | [m] | [m] | [m/s] | [-] | [m] | [m+NN] |
| 0+129,8 | 362,79 | 0,24 | 362,55 | 0,39 | 2,02 | 0,191 | 8,78 | 6,01 | | |
| 0+115 | 362,82 | 0,42 | 362,40 | 0,72 | 2,41 | 0,299 | 4,73 | 2,47 | | |
| 0+100 | 362,96 | 0,64 | 362,33 | 1,16 | 2,86 | 0,405 | 2,94 | 1,23 | 0,84 | 363,17 |

(vgl. Einzelberechnungen [ 4 ])

⇒ Für $y < y_{grenz}$ ist die getroffene Annahme eines „schießend verzögerten“ Abflusses zutreffend.

## Spiegellinienberechnung für strömenden Abfluss

Die hydraulischen Berechnungen für den strömenden Abfluss im Grundablass wurden mit dem Programmpaket FLUSS der Fa. Rehm Software GmbH durchgeführt. Dem Programm liegt das Berechnungsverfahren vom Manning-Strickler zugrunde.

Beim Lastfall $HQ_{10}$ braucht keine Rückstauhöhe (Unterwasserspiegel) aus dem Seebach berücksichtigt werden.

**Ergebnis:**

Aus den Berechnungen für strömenden Abfluss ergeben sich folgende Abflusswerte:

Für $HQ_{10}$ bei $k_{st}$ = 50 $m^{1/3}/s$

| Station | Wsp [m+NN] | y [m] | A [$m^2$] | U [m] | R [m] | v [m/s] | Fr [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0+000 | 362,55 | 0,73 | 1,33 | 3,04 | 0,438 | 2,55 | 1,00 |
| 0+005 | 362,62 | 0,77 | 1,41 | 3,12 | 0,452 | 2,24 | 0,92 |
| 0+010 | 362,67 | 0,80 | 1,46 | 3,17 | 0,461 | 2,32 | 0,86 |
| 0+040 | 362,85 | 0,83 | 1,53 | 3,24 | 0,472 | 2,22 | 0,80 |
| 0+074 | 363,03 | 0,84 | 1,54 | 3,25 | 0,474 | 2,21 | 0,80 |
| 0+088 | 363,09 | 0,83 | 1,53 | 3,24 | 0,472 | 2,22 | 0,81 |
| 0+100 | 363,15 | 0,83 | 1,53 | 3,24 | 0,472 | 2,22 | 0,80 |

Für $HQ_{10}$ bei $k_{st}$ = 40 $m^{1/3}/s$

| Station | Wsp [m+NN] | y [m] | A [$m^2$] | U [m] | R [m] | v [m/s] | Fr [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0+000 | 362,55 | 0,73 | 1,33 | 3,04 | 0,438 | 2,55 | 1,00 |
| 0+005 | 362,68 | 0,83 | 1,53 | 3,24 | 0,472 | 2,23 | 0,81 |
| 0+010 | 362,74 | 0,87 | 1,60 | 3,31 | 0,483 | 2,12 | 0,75 |
| 0+040 | 362,96 | 0,94 | 1,75 | 3,46 | 0,506 | 1,94 | 0,65 |
| 0+074 | 363,16 | 0,97 | 1,80 | 3,51 | 0,513 | 1,89 | 0,63 |
| 0+088 | 363,22 | 0,96 | 1,79 | 3,51 | 0,510 | 1,90 | 0,63 |
| 0+100 | 363,29 | 0,97 | 1,80 | 3,51 | 0,513 | 1,89 | 0,63 |

(vgl. Einzelberechnungen [ 4 ])

**Betrachtung zum Wechselsprung**

<u>Lastfall $k_{st}$ = 50 $m^{1/3}/s$</u>

Bei Station 0+088 ergibt sich schießender Abfluss mit der Fließtiefe $y_I$ = 0,57 m

$$y_I = 0{,}57 \text{ m} \quad \rightarrow \quad Fr_I = 1{,}48 \qquad \text{(siehe oben)}$$

Die konjugierte Tiefe des Wechselsprungs zu $y_I$ = 0,57 m beträgt:

$$y_{II} = y_I \cdot 0{,}5 \cdot ((1+ 8 \cdot Fr_I^2)^{1/2}-1) \qquad \text{(annähernd für Rechteckgerinne)}$$
$$= 0{,}95 \text{ m}$$

Beim Vergleich mit der berechneten Fließtiefe mit strömendem Abfluss bei Station 0+088 (siehe oben) ergibt sich:

$$y = 0{,}97\text{m} \quad > \cong \quad 0{,}95 \text{ m} = y_{II}$$

**Ergebnis:**

Der Wechselsprung erfolgt kurz oberhalb Station 0+088

**Hydraulische Verhältnisse:**

**Ergebnis:**

Bei einer Durchlasshöhe von 1,70 m ergibt sich beim Wechselsprung eine Teilfüllung von
$100\% * 0{,}97 / 1{,}70 =$ ca. 57 %

Bei einer Froude-Zahl 1,48 entsteht lediglich ein kleiner Wechselsprung mit gewelltem Unterwasserabfluss (ohne Deckwalze). Ein Zuschlagen des Stollens kann ausgeschlossen werden

<u>Lastfall $k_{st} = 40\ m^{1/3}/s$</u>

Bei Station 0+100 ergibt sich schießender Abfluss mit der Fließtiefe $y_I = 0{,}64$ m

$y_I = 0{,}64$ m → $Fr_I = 1{,}23$ (siehe oben)

Die konjugierte Tiefe des Wechselsprungs zu $y_I = 0{,}64$ m beträgt:

$y_{II} = y_I * 0{,}5 * ((1 + 8 * Fr_I^2)^{1/2} - 1)$ (annähernd für Rechteckgerinne)
$= 0{,}84$ m

Beim Vergleich mit den berechneten Fließtiefen mit strömendem Abfluss bei Station 0+100 (siehe oben) ergibt sich:

$y = 0{,}97$ m $> \cong$ $0{,}84$ m $= y_{II}$

**Ergebnis:**

Der Wechselsprung erfolgt kurz oberhalb Station 0+100

**Hydraulische Verhältnisse:**

**Ergebnis:**

Bei einer Durchlasshöhe von 1,70 m ergibt sich beim Wechselsprung eine Teilfüllung von
$100\% * 0{,}97 / 1{,}70 =$ ca. 57 %

Bei einer Froude-Zahl 1,23 entsteht lediglich ein kleiner Wechselsprung mit gewelltem Unterwasserabfluss (ohne Deckwalze). Ein Zuschlagen des Stollens kann ausgeschlossen werden

### 4.2.3 Krümmungsausbildung

Bei Station 0+088 und 0+010 weißt der Grundablasstollen horizontale Abwinklungen von 15 bzw. 17 Grad auf.

Die nachfolgende Bemessung der Krümmungsausbildungen erfolgt für den maßgebenden Lastfall $HQ_{100}$.

<u>Station 0+088</u>

Gemäß obiger hydraulischer Berechnung mit $k_{st}$ = 50 $m^{1/3}/s$ besteht bei Station 0+088 schießender Abfluss

$y_1$ = 0,56 m
$v_1$ = 4,20 m/s
$Fr_1$ = 1,88
Zentriwinkel = 15°

gewählter Achsradius $r_m$ = 40 m

Die Berechnungen zur Krümmungsausbildung bei schießendem Abfluss erfolgen nach E. Naudascher, „Hydraulik der Gerinne“.

Ausbreitungswinkel der Störungen infolge der Richtungsänderung:

$$\beta_1 = \arcsin(1 / Fr_1) = \arcsin(1 / 1{,}88) = \text{ca. } 32°$$

Maximaler Störungswinkel:

$$\tan \delta_0 = B / ((r_m + B/2) * \tan \beta_1) = 2{,}0 / ((40 + 2{,}0/2) * \tan 32°) = 0{,}078$$

$$\delta_0 = 4{,}5°$$

Umlenkungswinkel:

Bei der ersten Reflektion der negativen Störwellen von der Innenwand wird die maximal mögliche Wassertiefe erreicht.

Somit gilt für den Umlenkungswinkel $\delta$, bei dem an der Krümmeraußenwand unabhängig vom Krümmerradius die größte Wassertiefe erreicht wird

$$\delta = \delta_0 = 4{,}5°$$

Maximale Wassertiefe:

$$y_{max} = y_1 * Fr_1^2 * \sin^2(\beta_1 + \delta/2) = 0{,}56 * 1{,}88^2 * \sin^2(32° + 4{,}5°/2) = 0{,}63 \text{ m}$$

**Ergebnis:**

Bei einer Durchlasshöhe von 1,70 m ergibt sich in der Krümmung eine Teilfüllung von

$$100\% * 0{,}63 / 1{,}70 = 37\ \%$$

Freibord ist ausreichend!

Lösung mit kreisförmigen Übergangsbögen:

Zur Vermeidung von Kreuzwellen in der Gerinnekrümmung und im daran anschließenden geraden Gerinne werden vor und nach der Krümmung Übergangsbögen angeordnet, wodurch Gegenwellen erzeugt werden, die sich mit den im Bereich der eigentlichen Krümmung entstehenden Kreuzwellen überlagern und gegenseitig nahezu auslöschen.

Reduziert man den Krümmungsradius nach erreichen der maximalen Wassertiefe $y_{max}$ bei $\delta = \delta_0 = 4{,}5°$ auf die Hälfte

$$r_m = 40/2 = 20\ m$$

so bleibt die Wassertiefe an der Außenwand nahezu konstant.

Schließt man am Ende der Krümmung einen zweiten Übergangsbogen an, so lassen sich stehende Wellen im anschließenden geraden Gerinne nahezu vermeiden.

Für das Mittelstück ergibt sich ein Zentriwinkel von:

$$\delta^* = 15° - 2 * \delta_0$$
$$= 15° - 2 * 4{,}5° = 6°$$

<u>Station 0+010</u>

Gemäß obiger hydraulischer Berechnung mit $k_{st} = 50\ m^{1/3}/s$ besteht bei Station 0+010 strömender Abfluss

$y = 0{,}91\ m$
$v = 2{,}48\ m/s$ $\qquad v^2/2g = 0{,}313\ m$
$Fr = 0{,}85$
$Q = 4{,}2\ m^3/s$

gewählter Achsradius $r_m = 40\ m$

Die Berechnung der Wassertiefe bei strömendem Abfluss erfolgt nach Bedingungen für Niveauflächen gemäß Franke, „Abriss der Hydraulik 7“.

Die maximale Wassertiefe ergibt sich bei der Lösung mit kreisförmigen Übergangsbögen im Bereich des Mittelbogens mit

$$r = r_m / 2 = 20\ m$$

$r_i = 20 - 2{,}0/2 = 19\ m$ $\qquad r_a = 20 + 2{,}0/2 = 21\ m$

gesamter Spiegelunterschied:

$$h = 2 * v^2/2g * \ln (r_a/r_i)$$
$$= 2 * 0{,}313 * \ln (21/19) = 0{,}063\ m$$

Anstieg des Wasserspiegels gegenüber der Normallage:

$$h_a = h * r_a/B - 2 * v^2/2g$$
$$= 0{,}063 * 21/2{,}0 - 2 * 0{,}313$$
$$= 0{,}036 \text{ m} \qquad = \text{ca. } 0{,}04 \text{ m}$$

Maximale Wassertiefe:

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | $y_{max}$ = | y + $h_a$ | | |
| bei kst = 50 | | = | 0,91 + 0,04 = | 0,95 m |
| bei kst = 40 | | = | 0,94 + 0,04 = | 0,98 m |

**Ergebnis:**

Bei einer Durchlasshöhe von 1,70 m ergibt sich in der Krümmung eine Teilfüllung von
100% * 0,98 / 1,70 = 58 %
Freibord ist ausreichend!

## 4.3 Abflussverhältnisse der Hochwasserentlastungsanlage

Die Anströmung auf den Einlauftrog erfolgt von den beiden Längsseiten und der Frontseite. Im Trog erfolgt ein Absturz. Der Abfluss wird im strömenden Zustand zum Trogende geführt. Die Abflusskontrolle liegt am Übergang des Trogs zur Beschleunigungsstrecke. Von dort erfolgt der Abfluss durchgängig schießend bis zum Tosbecken. Die ausführliche hydraulische Berechnung der Hochwasserentlastungsanlage ist der hydraulischen Dimensionierung [ 5 ] zu entnehmen.

Unter Berücksichtigung des erforderlichen Freibords wurden gemäß den Stauraumbemessungen im Planfeststellungsverfahren folgende Stauziele definiert [ 2 ]:

| | |
|---|---|
| Stauziel (Überfallschwelle) | 370,50 m ü. NN |
| Bemessungsstauziel (Normallastfall) | 370,95 m ü. NN |
| außergewöhnliches (höchstes) Stauziel | 371,14 m ü. NN |

Hieraus ergeben sich für die Hochwasserentlastung folgende maßgeblichen Lastfälle, für die in [ 4 ] die hydraulischen Berechnungen dokumentiert sind:

**$HQ_{1000}$:** Q = 16,5 $m^3/s$
Lastfall 1.1: HWEA 16,5 $m^3/s$; Grundablass 0 $m^3/s$
Lastfall 1.2: HWEA 11,5 $m^3/s$; Grundablassrd. 5 $m^3/s$

**$HQ_{100}$:** Q = 9,8 $m^3/s$
Lastfall 2.1: HWEA 9,8 $m^3/s$; Grundablass 0 $m^3/s$
Lastfall 2.2: HWEA 4,8 $m^3/s$; Grundablassrd. 5 $m^3/s$

Für den Grundablass wird dabei ein höherer Abfluss, für eine eventuell später erfolgende Herstellung einer zusätzlichen höhenversetzten Drosselöffnung, berücksichtigt.

Berechnungslängsschnitt der HWEA siehe Anhang 4.

## 4.3.1 Hydraulische Berechnung zum Einlaufbauwerk der HWEA

**Überfallberechnung für den Einlauftrog der HWEA**

Die Hochwasserentlastung wird als Trogentlastung konzipiert (siehe Anhang 5) :

Die Beziehung zwischen Abfluss Q, Überfallbreite B und Überfallhöhe $h_ü$ lautet:

$$Q = B\ 2/3\ My\ (2\ g)^{1/2}\ h_ü^{3/2}$$

Überfallbeiwert: gewählt My = 0,5

Durch Pfeiler kommt es zu einer Kontraktion der Überfallbreite b zwischen zwei Pfeilern auf die Überfallbreite $b_{eff}$. Die Kontraktion wird abgeschätzt durch:

$$b_{eff} = b - 2\ c_{pf}\ h_ü$$

Pfeilerbeiwert: gewählt $c_{pf}$ = 0,2

Damit ergeben sich folgende Überfallverhältnisse:

| | | | |
|---|---|---|---|
| **$HQ_{1000}$:** | Q | = | 16,5 $m^3/s$ |
| | $h_ü$ | = | 371,14 – 370,50 = 0,64 |
| | erforderliche Breite B | = | 21,80 m |
| | b - $b_{eff}$ | = | 0,26 m (Kontraktion durch Pfeiler) |
| vgl. gewählte wirksame Breite $B_{vorh}$ | | = | 6 * 3,5 + 1 * 4 – 7 * 0,26 = 23,18 m |
| **$HQ_{100}$:** | Q | = | 9,8 $m^3/s$ |
| | $h_ü$ | = | 370,95 – 370,50 = 0,45 |
| | erforderliche Breite B | = | 22,00 m |
| | b - $b_{eff}$ | = | 0,18 m (Kontraktion durch Pfeiler) |
| vgl. gewählte wirksame Breite $B_{vorh}$ | | = | 6 * 3,5 + 1 * 4 – 7 * 0,18 = 23,74 m |

**Ergebnis:**

Hieraus geht hervor, dass die gewählte konstruktive Überfallbreite von 25,00 m ausreichend dimensioniert ist.

**Wassertiefen im Einlauftrog der HWEA**

Die Beziehung zwischen Wassertiefe $y_0$ am Anfang des Troges und am Ende des Troges $y_1$ , lässt sich näherungsweise beschreiben durch:

$$y_0 / y_1 = (2\ Fr_1^2 + 1)^{1/2}$$

(senkrechte Einströmung, $I_0 = I_R = 0$ , Vernachlässigung der Einströmung über Frontseite)

Bei dem gewählten Bauwerk wird davon ausgegangen, dass die Abflusskontrolle am Ende des Troges liegt und $y_1$ der Grenztiefe entspricht.

$$y_1 = \text{Grenztiefe} = [Q / (b\ g^{1/2})]^{2/3}$$

Bei der Trogbreite b = 4,00 m ergeben sich folgende Wassertiefen:

Lastfall 1.1: $y_0$ = 2,08 m; $y_1$ = 1,20 m
Lastfall 1.2: $y_0$ = 1,63 m; $y_1$ = 0,94 m
Lastfall 2.1: $y_0$ = 1,45 m; $y_1$ = 0,84 m
Lastfall 2.2: $y_0$ = 0,91 m; $y_1$ = 0,53 m

**Ergebnis:**

Die gewählte Absturzhöhe von 4,00 m im Einlauftrog ist ausreichend, um bei allen Lastfällen einen rückstaufreien Überfall zu gewährleisten.

### 4.3.2 Hydraulische Berechnung zum Ablaufstollen der HWEA

**<u>Abflussverhältnisse im Ablaufstollen der HWEA</u>**

Zur hydraulischen Berechnung wurden folgende Gleichungen verwendet:

1) Berechnung des Wasserspiegelverlaufs zwischen zwei Querschnitten

$$v_i^2 / (2\,g) + y_i + z_i = v_{i+1}^2 / (2\,g) + y_{i+1} + z_{i+1} + \text{Delta h}$$

v = Fliessgeschwindigkeit
y = Wassertiefe
z = Sohlhöhe
Delta h = Energieverlusthöhe

2) Energieverlust Delta h infolge Wandreibung zwischen zwei Querschnitten:

$$\text{Delta h} = L\,[v_m^2 / (k_{St}^2\ r_{hy,m}^{4/3})]$$

$v_m$ = mittlere Fliessgeschwindigkeit
$r_{hy,m}$ = mittlerer hydraulischer Radius der Querschnitte
L = Abstand zwischen den Querschnitten
$k_{St}$ = Stricklerwert zwischen den Querschnitten (Rauhigkeitsbeiwert)

3) Charakterisierung des Fließzustandes (Strömen oder Schießen) bei einem Abfluss mit freier Oberfläche:

$$Fr = v / (g\,A / B)^{1/2}$$

Fr = Froudezahl
v = mittlere Fliessgeschwindigkeit
g = Erdbeschleunigung
A = durchflossenen Querschnittsfläche
B = Breite des Wasserspiegels

4) Konjugierte Tiefen des Wechselsprungs:

$$Q^2 / (g\,A_I) + y_{S,I}\ A_I = Q^2 / (g\,A_{II}) + y_{S,II}\ A_{II}$$

A = durchflossenen Querschnittsfläche
$y_S$ = Abstand des Schwerpunktes der Querschnittsfläche von der Wasseroberfläche
g = Erdbeschleunigung

Aus $y_S$ können die konjugierten Tiefen unter Berücksichtigung der jeweiligen geometrischen Verhältnisse abgeleitet werden.

5) Kontinuitätsgleichung: $Q = A\ v$

Q = Abfluss
A = durchflossenen Querschnittsfläche
v = mittlere Fliessgeschwindigkeit

Aus Abfluss- und Wasserstandsmessungen wurde für den vorhandenen Durchlass unter der BAB ein Stricklerwert von ca. 83 $m^{1/3}/s$ abgeleitet. Für die Wasserspiegelberechnungen im Ablaufstollen der HWEA wurden die Stricklerwerte zwischen 80 $m^{1/3}/s$ und 70 $m^{1/3}/s$ variiert. Damit sind die Verhältnisse für die Bandbreite der wahrscheinlichen Rauhigkeiten nachgewiesen.

**Ergebnis:**

Die Ergebnisse für die betrachteten Lastfälle sind in den Anhängen 6.1 bis 6.8 dokumentiert.

Vergleicht man die konjugierten Tiefen mit den im Seebach ermittelten Wasserspiegeln, so wird deutlich, dass der Wechselsprung im Lastfall 2.2 in den vorhandenen Durchlass rückgestaut wird. Die Überprüfung (siehe Anhang 6.9) ergibt, dass sich der Wechselsprung ca. 20 m oberstrom des Profils 10 (Durchlassende) und damit deutlich in der unteren Hälfte des Durchlasses unter der BAB A 8 einstellen wird.

Die Teilfüllung des Durchlasses nach dem Wechselsprung unter der BAB A 8 beträgt 40 %. Diese Ergebnisse lassen ein Zuschlagen des Ablaufstollens der HWEA als unwahrscheinlich einstufen.

Bei den übrigen Lastfällen kann davon ausgegangen werden, dass der Wechselsprung im Tosbecken stattfindet.

### 4.3.3 Belüftung des Ablaufstollens

Annahmen:
- Belüftung über Lüftungsschacht L/B = 5,00 m/4,00 m
- maximale Luftgeschwindigkeit ist gleich der Fließgeschwindigkeit im Ablaufstollen
  $v_L \approx 9{,}56$ m/s (vgl. $v_{max}$ Lastfall 1.1 Profil 3)

$$(p_{atm} \bullet p_1)/Gamma_w = Lambda_L \bullet (v_L^2/2g) \bullet (L/4 \bullet R_{hy}) \bullet (p_L/p_w)$$

$Lambda_L$ = 0,04
L = ca. 138 m
$R_{hy}$ = 0,35 m (vgl Lastfall 1.1 Profil 3)
$p_L/p_w$ = 1/825

$$(p_{atm} \bullet p_1)/Gamma_w = 0{,}04 \bullet (9{,}56^2/2 \bullet 9{,}81) \bullet (138/4 \bullet 0{,}35) \bullet (1/825)$$
$$= 0{,}003 \text{ mWS}$$
$$< \text{zul} = 0{,}10 \text{ mWS}$$

**Ergebnis:**

Der Unterdruck liegt unter den ungünstig getroffenen Annahmen erheblich unter dem zulässigen Grenzwert von ca. 10 cm Wassersäule, so dass keine nachteiligen Auswirkungen auf den Abfluss zu befürchten sind.

## 4.4 Tosbeckenbemessung

Aus den Hydraulischen Berechnungsergebnissen zum Ablaufstollen der HWEA (Anhänge 6.1 bis 6.8) ergeben sich folgende konjugierten Tiefen $y_{II}$ beim Wechselsprung im Tosbecken:

**$HQ_{1000}$:** Q = 16,5 $m^3/s$ → Seebach-Wsp. = 362,75 m ü. NN
Lastfall 1.1: $y_{II}$ = 2,20 m bis 2,03 m = ca. 363,30 m ü. NN bis ca. 363,13 m ü NN
Lastfall 1.2: $y_{II}$ = 1,70 m bis 1,57 m = ca. 362,80 m ü. NN bis ca. 362,67 m ü NN

**$HQ_{100}$:** Q = 9,8 $m^3/s$ → Seebach-Wsp. = 362,30 m ü. NN
Lastfall 2.1: $y_{II}$ = 1,52 m bis 1,40 m = ca. 362,62 m ü. NN bis ca. 362,50 m ü NN
Lastfall 2.2: $y_{II}$ = 0,91 m bis 0,85 m = ca. 362,01 m ü. NN bis ca. 361,95 m ü NN

Um den vorstehenden unterschiedlichen Ergebnissen bei jeweiligen Lastfällen und der Sicherheit der HWEA vor Rückstau der Deckwalze Rechnung zu tragen, wird das Tosbecken mit Störkörpern und einer gezahnten Endschwelle (ca. 20 - 40 cm) ausgebildet

Die Länge des Wechselsprunges wird überschlägig berechnet mit:

für $Fr_1$ = 2,4: $L_W = 5\ y_{II} = 5 \bullet 2{,}20$ m
$= 11{,}0$ m

Die Länge des Tosbeckens wird mit 15,00 m gewählt und liegt damit 36 % über dem rechnerisch erforderlichen Wert. Damit ist mit den konstruktiven Maßnahmen die Funktionssicherheit des Tosbeckens sichergestellt.

Die Energieumwandlung wird weitgehend durch die Froude-Zahl $Fr_1$ am Fuß des schiessenden Abflusses charakterisiert.

**Ergebnis:**

Die Froudezahl-Werte bei den betrachteten Lastfällen liegen zwischen 1,9 und 4,7.

Nach Erfahrungswerten (Fachliteratur) sind der Wechselsprung und der Unterwasserabfluss folgendermaßen zu erwarten:

Froude 1,7 bis 2,5: kleine Deckwalze mit welligem Unterwasserabfluss
Froude 2,5 bis 4,5: pulsierende Deckwalze mit oszillierendem Unterwasserabfluss
Froude 4,5 bis 9,0: gut ausgebildete Deckwalze mit ruhigem Unterwasserabfluss

.

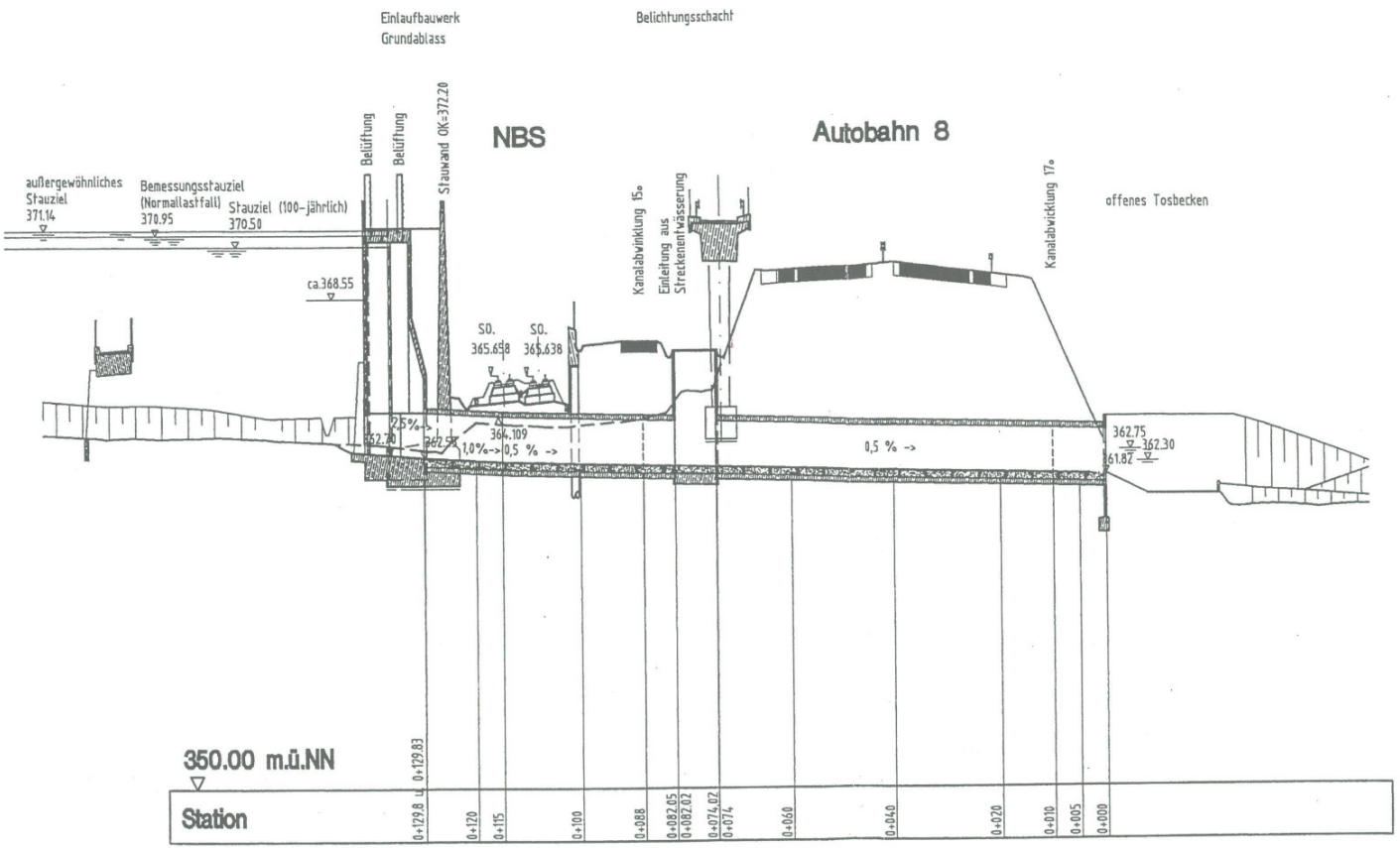
OBERMEYER
PLANEN + BERATEN

# *Anhang 1*

## *Längsschnitt Grundablass zur hydraulischen Bemessung*

# GRUNDABLASS






Grundablass /
Seebachdurchlaß

Maßstab: 1:1000/200

gez. Hut/Ott

OBERMEYER
PLANEN + BERATEN

# *Anhang 2*

## *Profil Grundablass*

PROGRAMM REHM/PROFIL/VERSION 6.0

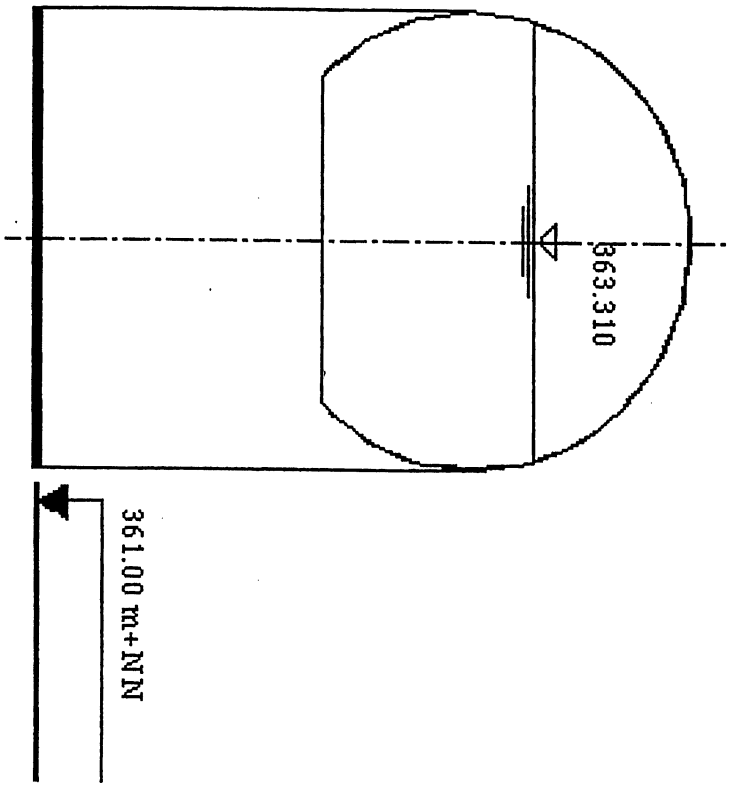
OBERMEYER PLANEN + BERATEN * An der kleinen Donau 2 * 89231 Neu-Ulm

Projekt: 13078HRB: Hochwasserschutz am Seebach bei Holzmaden
Sohlgefälle 1,0/0,5 %

Projektnummer: 10

Darstellung des berechneten Profiles :

PROFIL-KM: + 0 km + 100.00 m




unmaßstäbliche Darstellung !

OBERMEYER
PLANEN + BERATEN

*Anhang 3*

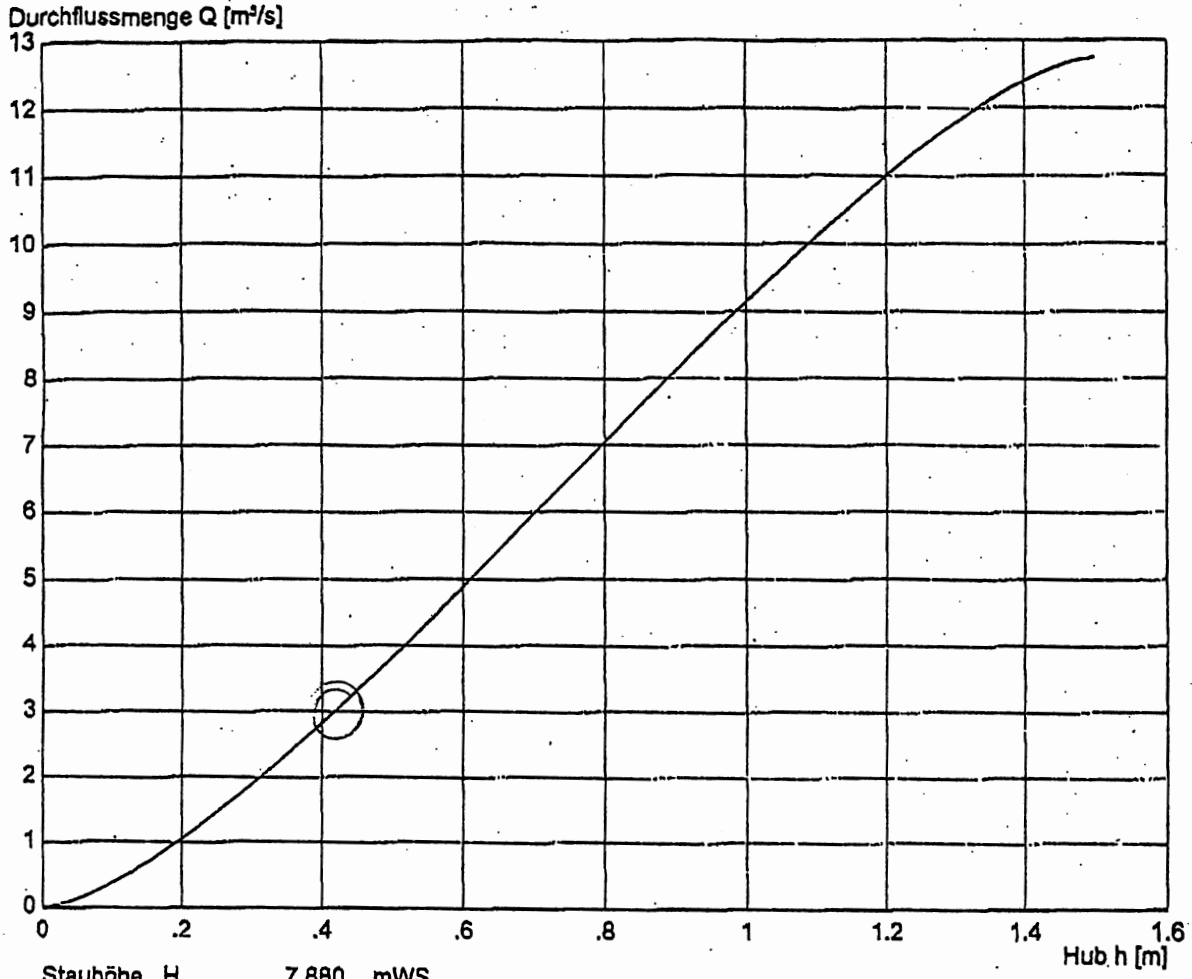
# *Drosselcharakteristik DN1500 bei $HQ_{100}$ (Grundablass)*

# Absperrschieber mit gerader Schwelle DN 1500

| | | | |
|---|---|---|---|
| Stauhöhe | H | 7,880 | mWS |
| Durchmesser | D | 1500 | mm |

| Hub [m] | Durchflussmenge [m³/s] |
|---|---|
| 0,000 | 0,000 |
| 0,060 | 0,179 |
| 0,120 | 0,500 |
| 0,180 | 0,905 |
| 0,240 | 1,372 |
| 0,300 | 1,887 |
| 0,360 | 2,440 |
| 0,420 | 3,024 |
| 0,480 | 3,631 |
| 0,540 | 4,256 |
| 0,600 | 4,895 |
| 0,660 | 5,541 |
| 0,720 | 6,191 |
| 0,780 | 6,840 |
| 0,840 | 7,484 |
| 0,900 | 8,120 |
| 0,960 | 8,742 |
| 1,020 | 9,347 |
| 1,080 | 9,929 |
| 1,140 | 10,484 |
| 1,200 | 11,006 |
| 1,260 | 11,488 |
| 1,320 | 11,920 |
| 1,380 | 12,293 |
| 1,440 | 12,585 |
| 1,500 | 12,749 |

## Absperrschieber mit gerader Schwelle DN 1500



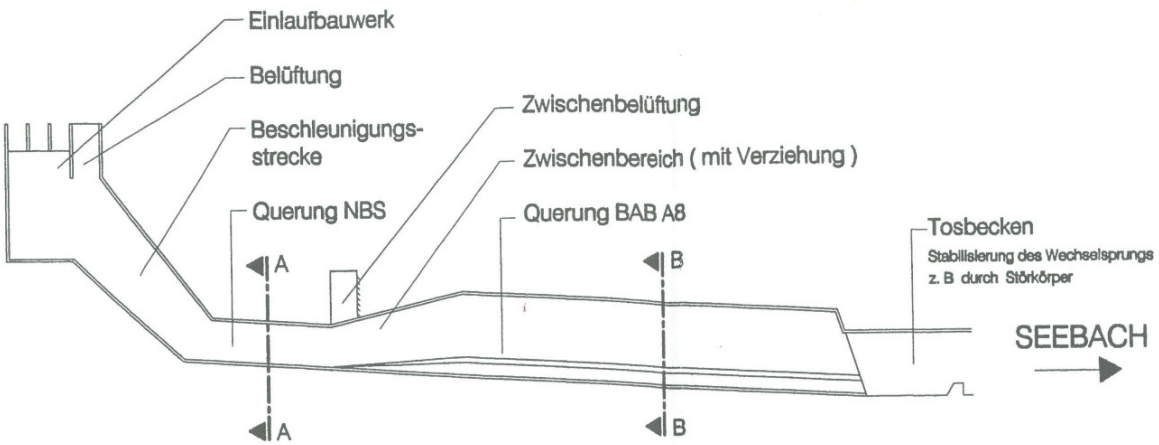

Stauhöhe H 7,880 mWS
Durchmesser D 1500 mm

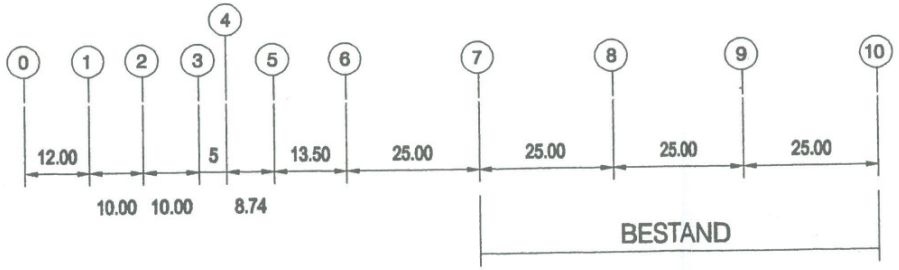
OBERMEYER
PLANEN + BERATEN

# *Anhang 4*

## *Längsschnitt HWEA zur hydraulischen Bemessung*

# HOCHWASSERENTLASTUNGSANLAGE



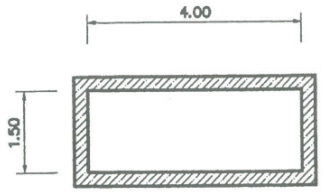




M 1:1000 ( in der Breite)

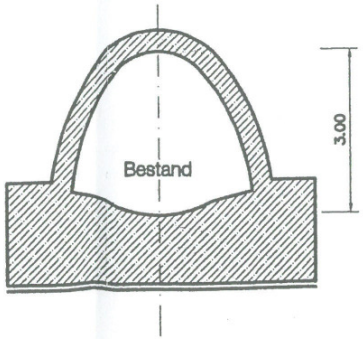
M 1:200 (in der Höhe)

(0) Stützstellen der hydraulischen Berechnung

SCHNITT A-A M 1:100




SCHNITT B-B M 1:100



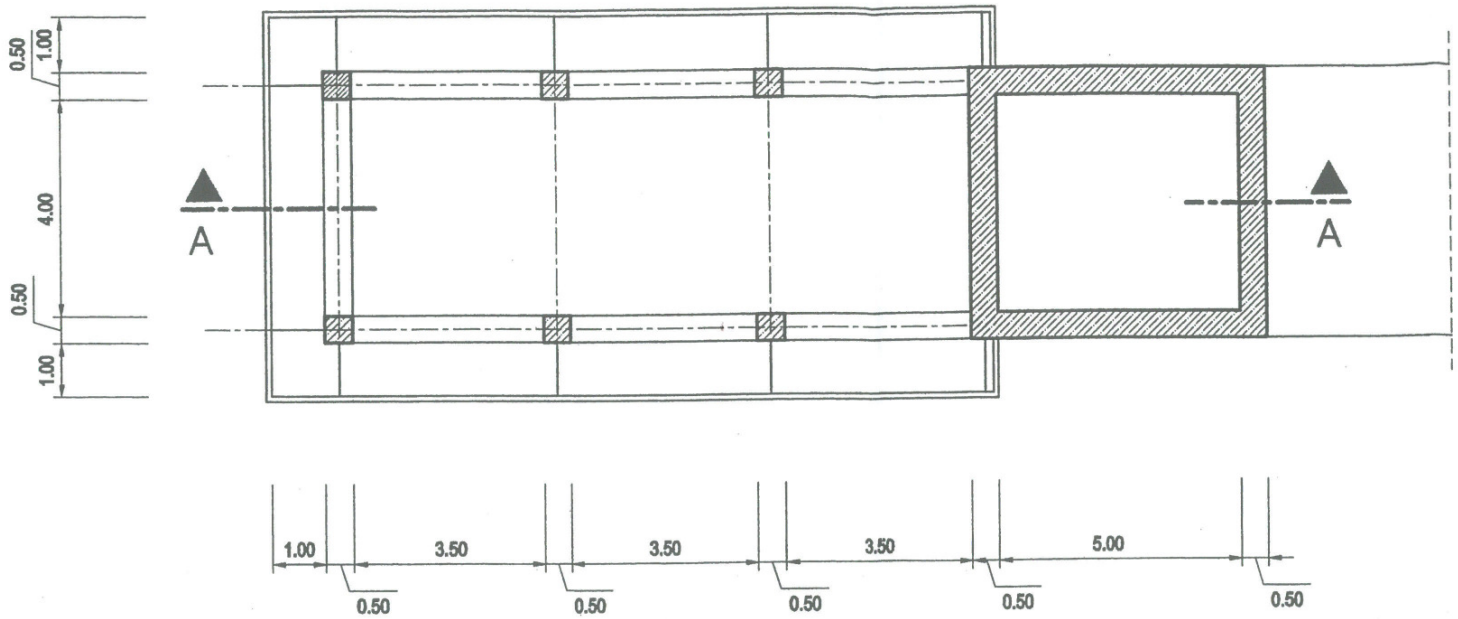

Hochwasserentlastungsanlage ( Schnitte )
Maßstab : 1:100

OBERMEYER
PLANEN + BERATEN

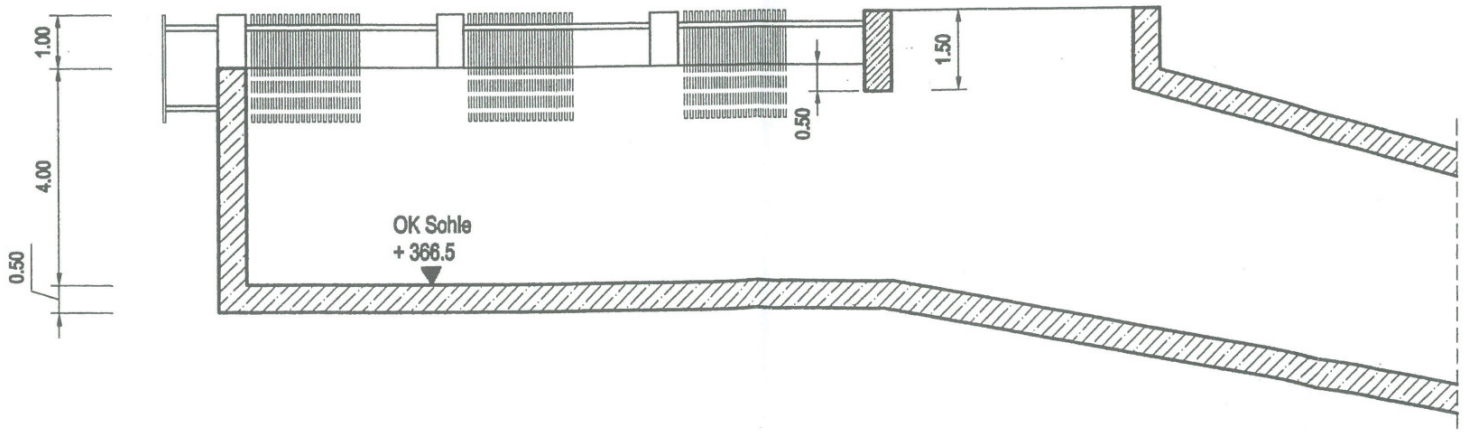
# *Anhang 5*

## *Einlaufbauwerk der HWEA*

## GRUNDRISS M 1:100




## SCHNITT A-A M 1:100




**Einlaufbauwerk HWEA**

Grundriss und Schnitt des Einlaufbauwerks

OBERMEYER
PLANEN + BERATEN

# *Anhang 6*

## *Ergebnisse der hydraulischen Berechnungen für den Ablaufstollen der HWEA*

| | |
|---|---|
| *Anhang 6.1:* | *Tab. A4.1* |
| *Anhang 6.2:* | *Tab. A4.2* |
| *Anhang 6.3:* | *Tab. A4.3* |
| *Anhang 6.4:* | *Tab. A4.4* |
| *Anhang 6.5:* | *Tab. A4.5* |
| *Anhang 6.6:* | *Tab. A4.6* |
| *Anhang 6.7:* | *Tab. A4.7* |
| *Anhang 6.8:* | *Tab. A4.8* |
| *Anhang 6.9:* | *Tab. A4.9* |

Tab. A4.1: Hydraulische Berechnung der Alternative 1 für einen Abfluß von 16,5 m³/s und einen Stricklerwert von 80 $m^{1/3}$ /s

| Profil | Wsp [m.ü.NN.] | y [m] | z [m.ü.NN.] | A [m²] | U [m] | $r_{hy}$ [m] | v [m/s] | Fr [ - ] | $y_{II}$ [m] | $Wsp_{II}$ [m.ü.NN.] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 368,58 | 2,08 | 366,50 | 8,32 | 8,16 | 1,02 | 0,00 | 0,00 | | |
| 1 | 367,70 | 1,20 | 366,50 | 4,80 | 6,40 | 0,75 | 3,44 | 1,00 | | |
| 2 | 365,13 | 0,53 | 364,60 | 2,12 | 5,06 | 0,42 | 7,77 | 3,40 | | |
| 3 | 363,13 | 0,43 | 362,69 | 1,73 | 4,86 | 0,35 | 9,56 | 4,65 | | |
| 4 | 363,06 | 0,44 | 362,62 | 1,77 | 4,88 | 0,36 | 9,34 | 4,49 | | |
| 5 | 362,97 | 0,46 | 362,51 | 1,84 | 4,92 | 0,37 | 8,98 | 4,23 | | |
| 6 | 362,82 | 0,49 | 362,34 | 1,94 | 4,97 | 0,39 | 8,49 | 3,89 | | |
| 7 | 362,83 | 0,82 | 362,01 | 2,18 | 4,45 | 0,49 | 7,57 | 3,08 | | |
| 8 | 362,55 | 0,85 | 361,71 | 2,29 | 4,51 | 0,51 | 7,21 | 2,87 | | |
| 9 | 362,27 | 0,87 | 361,40 | 2,38 | 4,57 | 0,52 | 6,94 | 2,71 | | |
| 10 | 361,99 | 0,89 | 361,10 | 2,45 | 4,61 | 0,53 | 6,73 | 2,58 | 2,20 | 363,30 |

Tab. A4.2: Hydraulische Berechnung der Alternative 1 für einen Abfluß von 16,5 m³/s und einen Stricklerwert von 70 $m^{1/3}$ /s

| Profil | Wsp [m.ü.NN.] | y [m] | z [m.ü.NN.] | A [m²] | U [m] | $r_{hy}$ [m] | v [m/s] | Fr [ - ] | $y_{II}$ [m] | $Wsp_{II}$ [m.ü.NN.] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 368,58 | 2,08 | 366,50 | 8,32 | 8,16 | 1,02 | 1,98 | 0,00 | | |
| 1 | 367,70 | 1,20 | 366,50 | 4,80 | 6,40 | 0,75 | 3,44 | 1,00 | | |
| 2 | 365,13 | 0,53 | 364,60 | 2,14 | 5,07 | 0,42 | 7,72 | 3,38 | | |
| 3 | 363,13 | 0,44 | 362,69 | 1,75 | 4,88 | 0,36 | 9,41 | 4,54 | | |
| 4 | 363,07 | 0,45 | 362,62 | 1,81 | 4,90 | 0,37 | 9,12 | 4,33 | | |
| 5 | 362,99 | 0,48 | 362,51 | 1,91 | 4,95 | 0,39 | 8,65 | 4,00 | | |
| 6 | 362,85 | 0,51 | 362,34 | 2,05 | 5,03 | 0,41 | 8,04 | 3,58 | | |
| 7 | 362,88 | 0,87 | 362,01 | 2,37 | 4,56 | 0,52 | 6,95 | 2,71 | | |
| 8 | 362,62 | 0,91 | 361,71 | 2,52 | 4,65 | 0,54 | 6,55 | 2,48 | | |
| 9 | 362,35 | 0,95 | 361,40 | 2,64 | 4,71 | 0,56 | 6,26 | 2,32 | | |
| 10 | 362,07 | 0,97 | 361,10 | 2,73 | 4,77 | 0,57 | 6,04 | 2,20 | 2,03 | 363,13 |

Tab. A4.3: Hydraulische Berechnung der Alternative 1 für einen Abfluß von 11,5 m³/s und einen Stricklerwert von 80 $m^{1/3}$ /s

| Profil | Wsp [m.ü.NN.] | y [m] | z [m.ü.NN.] | A [m²] | U [m] | $r_{hy}$ [m] | v [m/s] | Fr [ - ] | $y_{II}$ [m] | $Wsp_{II}$ [m.ü.NN.] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 368,13 | 1,63 | 366,50 | 6,52 | 7,26 | 0,90 | 0,00 | 0,00 | | |
| 1 | 367,44 | 0,94 | 366,50 | 3,76 | 5,88 | 0,64 | 3,06 | 1,01 | | |
| 2 | 364,98 | 0,39 | 364,60 | 1,55 | 4,77 | 0,32 | 7,44 | 3,82 | | |
| 3 | 363,01 | 0,31 | 362,69 | 1,26 | 4,63 | 0,27 | 9,14 | 5,20 | | |
| 4 | 362,95 | 0,33 | 362,62 | 1,30 | 4,65 | 0,28 | 8,82 | 4,93 | | |
| 5 | 362,86 | 0,35 | 362,51 | 1,38 | 4,69 | 0,29 | 8,32 | 4,52 | | |
| 6 | 362,71 | 0,37 | 362,34 | 1,49 | 4,75 | 0,31 | 7,69 | 4,02 | | |
| 7 | 362,70 | 0,69 | 362,01 | 1,73 | 4,20 | 0,41 | 6,65 | 3,04 | | |
| 8 | 362,42 | 0,72 | 361,71 | 1,83 | 4,26 | 0,43 | 6,28 | 2,79 | | |
| 9 | 362,14 | 0,74 | 361,40 | 1,91 | 4,30 | 0,44 | 6,02 | 2,62 | | |
| 10 | 361,86 | 0,76 | 361,10 | 1,97 | 4,34 | 0,45 | 5,83 | 2,50 | 1,70 | 362,80 |

Tab. A4.4: Hydraulische Berechnung der Alternative 1 für einen Abfluß von 11,5 m³/s und einen Stricklerwert von 70 $m^{1/3}$ /s

| Profil | Wsp [m.ü.NN.] | y [m] | z [m.ü.NN.] | A [m²] | U [m] | $r_{hy}$ [m] | v [m/s] | Fr [ - ] | $y_{II}$ [m] | $Wsp_{II}$ [m.ü.NN.] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 368,13 | 1,63 | 366,50 | 6,52 | 7,26 | 0,90 | 0,00 | 0,00 | | |
| 1 | 367,44 | 0,94 | 366,50 | 3,76 | 5,88 | 0,64 | 3,06 | 1,01 | | |
| 2 | 364,99 | 0,39 | 364,60 | 1,56 | 4,78 | 0,33 | 7,39 | 3,78 | | |
| 3 | 363,02 | 0,32 | 362,69 | 1,29 | 4,64 | 0,28 | 8,95 | 5,04 | | |
| 4 | 362,96 | 0,34 | 362,62 | 1,35 | 4,67 | 0,29 | 8,54 | 4,70 | | |
| 5 | 362,87 | 0,36 | 362,51 | 1,45 | 4,73 | 0,31 | 7,92 | 4,20 | | |
| 6 | 362,74 | 0,40 | 362,34 | 1,60 | 4,80 | 0,33 | 7,17 | 3,61 | | |
| 7 | 362,75 | 0,74 | 362,01 | 1,92 | 4,31 | 0,45 | 5,99 | 2,60 | | |
| 8 | 362,48 | 0,78 | 361,71 | 2,05 | 4,38 | 0,47 | 5,62 | 2,36 | | |
| 9 | 362,21 | 0,81 | 361,40 | 2,14 | 4,43 | 0,48 | 5,37 | 2,21 | | |
| 10 | 361,93 | 0,83 | 361,10 | 2,21 | 4,47 | 0,49 | 5,20 | 2,11 | 1,57 | 362,67 |

Tab. A4.5: Hydraulische Berechnung der Alternative 1 für einen Abfluß von 9,8 m³/s und einen Stricklerwert von 80 $m^{1/3}$ /s

| Profil | Wsp [m.ü.NN.] | y [m] | z [m.ü.NN.] | A [m²] | U [m] | $r_{hy}$ [m] | v [m/s] | Fr [ - ] | $y_{II}$ [m] | $Wsp_{II}$ [m.ü.NN.] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 367,95 | 1,45 | 366,50 | 5,80 | 6,90 | 0,84 | 0,00 | 0,00 | | |
| 1 | 367,34 | 0,84 | 366,50 | 3,36 | 5,68 | 0,59 | 2,92 | 1,02 | | |
| 2 | 364,93 | 0,34 | 364,60 | 1,34 | 4,67 | 0,29 | 7,30 | 4,03 | | |
| 3 | 362,97 | 0,27 | 362,69 | 1,10 | 4,55 | 0,24 | 8,94 | 5,45 | | |
| 4 | 362,91 | 0,29 | 362,62 | 1,14 | 4,57 | 0,25 | 8,58 | 5,12 | | |
| 5 | 362,82 | 0,31 | 362,51 | 1,22 | 4,61 | 0,27 | 8,01 | 4,62 | | |
| 6 | 362,67 | 0,34 | 362,34 | 1,34 | 4,67 | 0,29 | 7,31 | 4,03 | | |
| 7 | 362,66 | 0,65 | 362,01 | 1,58 | 4,11 | 0,38 | 6,22 | 2,98 | | |
| 8 | 362,38 | 0,67 | 361,71 | 1,67 | 4,17 | 0,40 | 5,86 | 2,73 | | |
| 9 | 362,09 | 0,69 | 361,40 | 1,74 | 4,21 | 0,41 | 5,62 | 2,56 | | |
| 10 | 361,81 | 0,71 | 361,10 | 1,80 | 4,24 | 0,42 | 5,45 | 2,44 | 1,52 | 362,62 |

Tab. A4.6: Hydraulische Berechnung der Alternative 1 für einen Abfluß von 9,8 m³/s und einen Stricklerwert von 70 $m^{1/3}$ /s

| Profil | Wsp [m.ü.NN.] | y [m] | z [m.ü.NN.] | A [m²] | U [m] | $r_{hy}$ [m] | v [m/s] | Fr [ - ] | $y_{II}$ [m] | $Wsp_{II}$ [m.ü.NN.] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 367,95 | 1,45 | 366,50 | 5,80 | 6,90 | 0,84 | 0,00 | 0,00 | | |
| 1 | 367,34 | 0,84 | 366,50 | 3,36 | 5,68 | 0,59 | 2,92 | 1,02 | | |
| 2 | 364,94 | 0,34 | 364,60 | 1,35 | 4,68 | 0,29 | 7,25 | 3,98 | | |
| 3 | 362,98 | 0,28 | 362,69 | 1,12 | 4,56 | 0,25 | 8,73 | 5,26 | | |
| 4 | 362,92 | 0,30 | 362,62 | 1,19 | 4,59 | 0,26 | 8,26 | 4,85 | | |
| 5 | 362,83 | 0,32 | 362,51 | 1,29 | 4,65 | 0,28 | 7,57 | 4,25 | | |
| 6 | 362,70 | 0,36 | 362,34 | 1,45 | 4,72 | 0,31 | 6,76 | 3,59 | | |
| 7 | 362,71 | 0,70 | 362,01 | 1,77 | 4,22 | 0,42 | 5,55 | 2,51 | | |
| 8 | 362,44 | 0,73 | 361,71 | 1,88 | 4,29 | 0,44 | 5,21 | 2,29 | | |
| 9 | 362,15 | 0,75 | 361,40 | 1,96 | 4,33 | 0,45 | 5,00 | 2,15 | | |
| 10 | 361,87 | 0,77 | 361,10 | 2,01 | 4,36 | 0,46 | 4,87 | 2,06 | 1,40 | 362,50 |

Tab. A4.7: Hydraulische Berechnung der Alternative 1 für einen Abfluß von 4,8 m³/s und einen Stricklerwert von 80 $m^{1/3}$ /s

| Profil | Wsp [m.ü.NN.] | y [m] | z [m.ü.NN.] | A [m²] | U [m] | $r_{hy}$ [m] | v [m/s] | Fr [ - ] | $y_{II}$ [m] | $Wsp_{II}$ [m.ü.NN.] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 367,41 | 0,91 | 366,50 | 3,64 | 5,82 | 0,63 | 0,00 | 0,00 | | |
| 1 | 367,03 | 0,53 | 366,50 | 2,12 | 5,06 | 0,42 | 2,26 | 1,00 | | |
| 2 | 364,77 | 0,18 | 364,60 | 0,71 | 4,35 | 0,16 | 6,79 | 5,16 | | |
| 3 | 362,85 | 0,15 | 362,69 | 0,60 | 4,30 | 0,14 | 7,96 | 6,54 | | |
| 4 | 362,78 | 0,16 | 362,62 | 0,66 | 4,33 | 0,15 | 7,28 | 5,72 | | |
| 5 | 362,70 | 0,19 | 362,51 | 0,75 | 4,38 | 0,17 | 6,37 | 4,69 | | |
| 6 | 362,56 | 0,22 | 362,34 | 0,88 | 4,44 | 0,20 | 5,45 | 3,71 | | |
| 7 | 362,53 | 0,52 | 362,01 | 1,12 | 3,86 | 0,29 | 4,28 | 2,43 | | |
| 8 | 362,23 | 0,53 | 361,71 | 1,16 | 3,88 | 0,30 | 4,14 | 2,32 | | |
| 9 | 361,93 | 0,53 | 361,40 | 1,18 | 3,89 | 0,30 | 4,08 | 2,26 | | |
| 10 | 361,64 | 0,54 | 361,10 | 1,19 | 3,90 | 0,31 | 4,03 | 2,22 | 0,91 | 362,01 |

Tab. A4.8: Hydraulische Berechnung der Alternative 1 für einen Abfluß von 4,8 m³/s und einen Stricklerwert von 70 $m^{1/3}$ /s

| Profil | Wsp [m.ü.NN.] | y [m] | z [m.ü.NN.] | A [m²] | U [m] | $r_{hy}$ [m] | v [m/s] | Fr [ - ] | $y_{II}$ [m] | $Wsp_{II}$ [m.ü.NN.] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 367,41 | 0,91 | 366,50 | 3,64 | 5,82 | 0,63 | 0,00 | 0,00 | | |
| 1 | 367,03 | 0,53 | 366,50 | 2,12 | 5,06 | 0,42 | 2,26 | 1,00 | | |
| 2 | 364,78 | 0,18 | 364,60 | 0,71 | 4,36 | 0,16 | 6,72 | 5,08 | | |
| 3 | 362,85 | 0,16 | 362,69 | 0,63 | 4,31 | 0,15 | 7,63 | 6,14 | | |
| 4 | 362,80 | 0,18 | 362,62 | 0,70 | 4,35 | 0,16 | 6,82 | 5,20 | | |
| 5 | 362,72 | 0,21 | 362,51 | 0,83 | 4,41 | 0,19 | 5,82 | 4,09 | | |
| 6 | 362,58 | 0,25 | 362,34 | 0,99 | 4,49 | 0,22 | 4,86 | 3,12 | | |
| 7 | 362,58 | 0,57 | 362,01 | 1,31 | 3,96 | 0,33 | 3,67 | 1,93 | | |
| 8 | 362,28 | 0,57 | 361,71 | 1,31 | 3,96 | 0,33 | 3,68 | 1,94 | | |
| 9 | 361,97 | 0,57 | 361,40 | 1,30 | 3,96 | 0,33 | 3,68 | 1,94 | | |
| 10 | 361,67 | 0,57 | 361,10 | 1,31 | 3,96 | 0,33 | 3,67 | 1,93 | 0,85 | 361,95 |

Tab. A4.9: Rückstau im Durchlaß für Alternative 1 bei einem Abfluß von 4,8 m³/s und einen Stricklerwert von 70 $m^{1/3}$ /s

| Profil | Wsp [m.ü.NN.] | y [m] | z [m.ü.NN.] | A [m²] | U [m] | $r_{hy}$ [m] | v [m/s] | Fr [ - ] | $y_{II}$ [m] | $Wsp_{II}$ [m.ü.NN.] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 367,41 | 0,91 | 366,50 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | | |
| 1 | 367,03 | 0,53 | 366,50 | 2,12 | 5,06 | 0,42 | 2,26 | 1,00 | | |
| 2 | 364,78 | 0,18 | 364,60 | 0,71 | 4,36 | 0,16 | 6,72 | 5,08 | | |
| 3 | 362,85 | 0,16 | 362,69 | 0,63 | 4,31 | 0,15 | 7,63 | 6,14 | | |
| 4 | 362,80 | 0,18 | 362,62 | 0,70 | 4,35 | 0,16 | 6,82 | 5,20 | | |
| 5 | 362,72 | 0,21 | 362,51 | 0,83 | 4,41 | 0,19 | 5,82 | 4,09 | | |
| 6 | 362,58 | 0,25 | 362,34 | 0,99 | 4,49 | 0,22 | 4,86 | 3,12 | | |
| 7 | 362,58 | 0,57 | 362,01 | 1,31 | 3,96 | 0,33 | 3,67 | 1,93 | | |
| I | 361,93 | 0,57 | 361,36 | 1,31 | 3,96 | 0,33 | 3,67 | 1,93 | 0,85 | 362,21 |
| II | 362,19 | 0,84 | 361,35 | 2,27 | 4,51 | 0,50 | 2,11 | 0,84 | | |
| Der Abstand zwischen 10 und II beträgt ca. 20 m | | | | | | | | | | |
| 10 | 362,30 | 1,20 | 361,10 | 3,54 | 5,22 | 0,68 | 1,36 | 0,43 | | |