



Anlage 15

Fertigung

Einsatz des Kulturwehres Breisach zum Hochwasserrückhalt

Hydraulischer Nachweis

Zum Antrag vom 22.01.2003 gehörend

Breisach, Januar 2003

Huppmann



Inhaltsverzeichnis

1	GRUNDLAGEN DER HYDRAULISCHEN UNTERSUCHUNGEN UND NACHWEISE	1
1.1	Vorgehensweise	2
1.1.1	Bemessungshochwasser für den Betrieb der Anlagen und Dimensionierung der Schutzmaßnahmen	3
1.1.2	Retention	5
1.1.3	Regelmäßige (ökologische) Flutungen	5
1.1.4	Retention mit vorausgehender regelmäßiger (ökologischer) Flutung	6
1.2	Begriffe	6
2	EINZELNACHWEISE	9
2.1	Kulturwehr Breisach	9
2.2	Möhlinwehr	11
2.2.1	Aufgabenbereich	11
2.2.2	Lage und Bauart	11
2.2.3	Leistungsfähigkeit des Wehres	11
2.3	Entnahmebauwerke	15
2.4	Fischtreppen	16
2.4.1	Fischpass am Möhlinwehr mit Grundablass	16
2.4.2	Fischtreppen an Entnahmebauwerken	22
2.4.3	Fischtreppe am Auslauf Baggersee Uhl	23
2.5	Sohlsicherungsmaßnahmen	23
2.6	Ausbau des Schlutensystems	24
2.7	Auswirkungen auf die Rheinschifffahrt	25
3	HYDRAULISCHER GESAMTNACHWEIS DES RÜCKHALTERAUMES	26
3.1	Eindimensionales Strömungsmodell	27
3.2	Zweidimensionales Strömungsmodell	27
3.2.1	Retention	29
3.2.2	Regelmäßige Flutungen	37
3.2.3	Hochwasser Möhlin	41
3.3	Normalzustand	41



4	HYDROLOGISCHE UNTERSUCHUNGEN	42
4.1	Häufigkeit und Dauer des Betriebes des Rückhalteraumes	42
4.2	Höhe, Häufigkeit und Dauer der regelmäßigen Flutungen	43
4.3	Nachweis der Auswirkungen auf das Grundwasser	44
4.4	Grundwasserhydraulische Untersuchungen	44
4.5	Ergebnisse der grundwasserhydraulischen Untersuchungen	50
5	HYDRAULISCHE DIMENSIONIERUNG DER SCHUTZMAßNAHMEN	54
5.1	Grundlagen der Grundwasserhaltung in bebauten Bereichen	54
5.2	Steuerung der Grundwasserhaltungen	56
5.3	Bemessung der Grundwasserhaltungen	57
5.3.1	Brunnen	58
5.3.2	Rohrleitungssystem	62
5.4	Grundwasserhaltung Hochstetten	64
5.4.1	Absenkbrunnen in Hochstetten	64
5.4.2	Rohrleitungssystem	67
5.4.3	Steuerung der Grundwasserhaltung Hochstetten	72
5.5	Grundwasserhaltung Breisach	73
5.5.1	Absenkbrunnen in Breisach	73
5.5.2	Rohrleitungssystem in Breisach	75
5.5.3	Steuerung	89
5.5.4	Nutzung des Abwasservorflutkanals Neuenburg/Breisach als Vorfluter für gefördertes Grundwasser	90
5.6	Anschluß Europaweier an Möhlin	104
5.7	Ergebnisse Sport- und Freizeitgelände Breisach	106
6	ANLAGENVERZEICHNIS	107
7	QUELENNACHWEIS	110



Anhänge

- Anhang 1: Mathematische Grundlagen 2-Dimensionales-Strömungsmodell
Anhang 2: Mathematische Grundlagen Grundwassermodell

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Leistungskurven verschiedener Sektorstellungen am Kulturwehr	10
Abb. 2: Leistungskurven Möhlinwehr	13
Abb. 3: Abflusskurve Unterwasser Tosbeckenkante Möhlinwehr	14
Abb. 4: Wasserstands-Abfluss-Kurve der gepl. Entnahmebauwerke	15
Abb. 5: Untersuchungsstellen im Rückhalteraum	35
Abb. 6: Zeitabhängiger Wasserstandsverlauf ausgewählter Stellen	36
Abb. 7: Horizontalschnitt durch einen Brunnen	58
Abb. 8: Vertikalschnitt durch eine Brunnengalerie	59
Abb. 9: Manometrische Förderhöhe der Einzelbrunnen - Schema	63
Abb. 10: Drucklinien im Vorflutkanal	85

**Tabellenverzeichnis**

Tab. 1: Wasserspiegeldifferenzen im Schlitzpass	18
Tab. 2: Bemessungsgrundlagen Lastfall A	30
Tab. 3: Bemessungsgrundlage Lastfall B	31
Tab. 4: Bemessungsgrundlage maximaler Betriebsfall	32
Tab. 5: Untersuchungsergebnisse maximaler Betriebsfall	33
Tab. 6: Bemessungsgrundlage beim gesteuerter Retentionsfall	34
Tab. 7: Ergebnisse Oberwasserstand Möhlinwehr 193,20 m + NN	38
Tab. 8: Ergebnisse Oberwasserstand Möhlinwehr 192,23 m + NN	39
Tab. 9: Ergebnisse Oberwasserstand Möhlinwehr 191,32 m + NN	40
Tab. 10: Maßgebende Varianten im Grundwassermodell	49
Tab. 11: Binnenseitige Schutzmaßnahmen	50
Tab. 12: Maximale Grundwasserstände beim Bemessungsabfluss	51
Tab. 13: Maximale Grundwasserstände bei regelmässigen Flutungen	52
Tab. 14: Ausbauleistung der Schutzbrunnen in den Ortslagen	55
Tab. 15: Lage und Grenzmarken der Steuerpegel	56
Tab. 16: Absenkbrunnen in Hochstetten	65
Tab. 17: Druckverluste in den Brunnen von Hochstetten	66
Tab. 18: Druckverluste in den Transportleitungen von Hochstetten	67
Tab. 19: Austrittsverluste in den Rückhalteraum bei Hochstetten	68
Tab. 20: Druckverluste der Grundwasserhaltung von Hochstetten	69
Tab. 21: Förderhöhen der Brunnen von Hochstetten	70
Tab. 22: Zusammenstellung der max. Förderhöhen, Hochstetten	71
Tab. 23: Lage und Grenzmarken der Steuerpegel in Hochstetten	72
Tab. 24: Absenkbrunnen in Breisach	74
Tab. 25: Druckverluste in den Brunnen von Breisach	75



Tab. 26: Druckverluste in den Transportleitungen von Breisach	76
Tab. 27: Druckverluste in der Grundwasserhaltung von Breisach	77
Tab. 28: Anschlußschächte an den Vorflutkanal in Breisach	86
Tab. 29: Förderhöhen der Brunnen von Breisach	87
Tab. 30: Zusammenstellung der max. Förderhöhen, Breisach	88
Tab. 31: Lage und Grenzmarken der Steuerpegel von Breisach	89
Tab. 32: Ermittlung des Wasserspiegels im Vorflutkanal	101



1 Grundlagen der hydraulischen Untersuchungen und Nachweise

Der hydraulische Nachweis ist neben dem Erläuterungsbericht für den Rückhalteraum ein eigenständiger Teil der Planfeststellungsunterlagen. Der **Erläuterungsbericht** beschreibt das gesamte Projekt mit den berücksichtigten Grundlagen,

- den gewählten technischen Lösungen,
- die Begründungen für die gewählten Lösungen,
- das Zusammenspiel der geplanten Maßnahmen und deren Auswirkungen.

Der **„Hydraulische Nachweis“** erläutert die Ansätze der fachtechnischen Berechnungen,

- die Auswahl der Randbedingungen,
- die Dimensionierung und Bemessung der Bauwerke, Anlagen und Gewässer.

Die Funktionsfähigkeit der geplanten Anlagen wird rechnerisch nachgewiesen. Des Weiteren werden die Berechnungsergebnisse erläutert und dargestellt. (Entsprechend Planunterlagenverordnung –Wasser- WPlanVVO Entwurf 1994)

Sind die Berechnungen aus Gutachten und Ingenieurplanungen entnommen, wird explizit zu Beginn des Kapitels darauf hingewiesen. Sollten über die im **„Hydraulische Nachweis“** ausgeführten Berechnungen hinaus Informationen erforderlich sein, kann auf die Gutachten und die Entwürfe der Ingenieurplanung zurückgegriffen werden.

Rechtlicher Hinweis

Durch den Hydraulischen Nachweis wird zusammengefasst die Sicherheit und Funktion der baulichen Anlagen entsprechend den geltenden Regeln der Technik nachgewiesen. Die wesentlichen Ergebnisse der Gutachten und der Ingenieurplanung werden im Text des hydraulischen Nachweises dargestellt. Maßgebend sind dabei allein die Ausführungen und Berechnungen in den einzelnen Fachgutachten und der Ingenieurplanung, die im Quellenverzeichnis sind.



1.1 Vorgehensweise

Für den Einsatz des Kulturwehres Breisach zum Hochwasserrückhalt werden die vorhandenen Bauwerke Kulturwehr Breisach, Möhlinwehr und die seitlichen Hochwasserschutzdeiche benötigt. Die Bemessung der baulichen Anlagen ist im Rahmen der Planfeststellung von 1960 auf ein 1000jähriges Hochwasser ausgelegt worden [1].

Im folgenden hydraulischen Nachweis wird die Nutzung der vorhandenen und geplanten Bauwerke für die Retention, die regelmäßigen Flutungen und den Normalzustand beschrieben. Die Sicherheit der Bauwerke bezüglich einem 1000jährlichen Hochwasser wurde nochmals überprüft. Auf die Veränderungen im Normalbetrieb infolge der zusätzlichen Wassereinleitung in das Schlutensystem über die zwei Fischpässe am Rhein wird eingegangen.

Im einzelnen sind hydraulische Nachweise erforderlich für

die Überprüfung der vorhandenen Bauwerke:

- Kulturwehr Breisach
- Möhlinwehr
- Vorhandenes Entnahmbauwerk am Leinpfad (Rheinseitendamm)

die Dimensionierung der geplanten Maßnahmen:

- Drei Entnahmbauwerke am Leinpfad
- Zwei Fischtreppe am Leinpfad
- Umbau der mit einem Grundablass kombinierten Fischtreppe am Möhlinwehr
- Fischtreppe am Auslauf Kieselsee Uhl
- Ausbau des Schlutensystems für Dauerdurchfluss
- Grundwasserhaltung Hochstetten
- Grundwasserhaltung Breisach
- Anschluss Europaweier an Möhlin
mit Überprüfung der Vorflutverhältnisse

Die zugehörigen Wasserspiegellagen und Fließgeschwindigkeiten wurden im Rhein und im Unterlauf der Möhlin mit Hilfe von eindimensionalen und flächenhaft im Rückhalteraum mit einem zweidimensionalen Strömungsmodell ermittelt. Neben zeitlich unabhängigen (stationären) Modellen wurde auch ein zeitlich abhängiges (instationäres) Strömungsmodell gerechnet.



Zur Ermittlung der Grundwasserfließverhältnisse war die Aufstellung eines dreidimensionalen (räumlichen) Grundwassermodells erforderlich.

Die einzelnen Bauwerke wurden mit anerkannten hydraulischen Nachweisverfahren berechnet. Die Überprüfung der Wasserspiegellagen am Kulturwehr erfolgte ergänzend mit einem Modellversuch.

Für die Bemessung des Rückhaltereaumes, aller Anlagen und Schutzmaßnahmen wurden folgende für den Betrieb des Rückhaltereaumes repräsentativen Hochwasserszenarien als Randbedingungen angesetzt:

1.1.1 Bemessungshochwasser für den Betrieb der Anlagen und Dimensionierung der Schutzmaßnahmen

Im Rahmen der Planfeststellung von 1960 war der Nachweis für das Wehr und die Dammhöhen für einen Gesamtabfluss von 6.000 m³/s geführt worden. Dies entsprach nach dem damaligen Kenntnisstand einem 1000jährigen Hochwasserereignis. Dieser Bemessungsabfluss wurde als Bemessungsgrundlage für die Betriebssicherheit und Standsicherheit der Wehranlage angesetzt.

Das Wehr und die Verschlüsse (4 Sektoren) wurden auf ein maximales Stauziel von 193,95 m+NN ausgelegt (Modellversuch 1960 [2]). Dieser Wasserstand entspricht dem maximalen Wasserstand bei Abfluss des gewählten Bemessungshochwassers von $Q_{\text{Gesamt}}=6.000 \text{ m}^3/\text{s}$ für den nach DIN 19700 maßgebenden Bemessungsfall (n-1), d.h. ein Sektor in höchster Stellung verriegelt. Bei diesem maßgeblichen Bemessungsfall wurde ein Abfluss von 4500 m³/s über das Kulturwehr, 500 m³/s über das geöffnete Möhlinwehr und 1000 m³/s über den Rheinseitenkanal angesetzt

Nach neueren Auswertungen zu den Hochwasserwahrscheinlichkeiten [4] [5] [6] wird der 1000jährige Gesamtabfluss im Rhein mit 5.550 m³/s angesetzt. Es werden folgende Lastfälle berücksichtigt :

- Lastfall n=4, 1000-jährlicher Hochwasserabfluss, alle 4 Segmente am Kulturwehr geöffnet,

Abfluss über Kulturwehr	5.550 m ³ /s
Abfluss über Möhlinwehr	0 m ³ /s
Abfluss über Rheinseitenkanal	0 m ³ /s

Gesamtabfluss im Rhein	5.550 m ³ /s



- Lastfall n-1, 1000-jährlicher Hochwasserabfluss,
nur 3 Segmente am Kulturwehr geöffnet,

Abfluss über Kulturwehr	4.700 m ³ /s
Abfluss über Möhlinwehr	0 m ³ /s
Abfluss über Rheinseitenkanal	850 m ³ /s

Gesamtabfluss im Rhein	5.550 m ³ /s

Für die Ermittlung der maximalen Wasserspiegellage am Kulturwehr wurde 1988 eine neue Modelluntersuchung durchgeführt [3]. Die Ergebnisse werden im Kapitel 2.1 dargestellt.

Das Ziel der Hochwasserrückhaltemaßnahmen am Oberrhein ist es, unterhalb der Staustufe Iffezheim den vor dem Ausbau des Oberrheins vorhandenen Schutz wieder herzustellen (deutsch-französischer Vertrag 1982) [13]. Dies entspricht dem Schutz vor einem 200jährigen Hochwasser.

Aus diesem Grund werden als Bemessungsgrundlage 200jährige Hochwasserereignisse zugrunde gelegt. Für die Bemessung des Rückhalteraaumes hinsichtlich des regulären Betriebs „Hochwasserrückhalt“ wird somit ein 200jähriges Hochwasser mit einem maximalen Abfluss von 4.500 m³/s als Betriebshochwasser gewählt. Gleichzeitig wird der Nachweis geführt, dass der Rückhalteraum bei einem 1000jährigen Hochwasser entsprechend den anerkannten Regeln der Technik ausreichend standsicher ist (siehe Erläuterungsbericht Kap. 3.1 und 7.4, und Hydraulischer Nachweis Kap. 2).

Der Wirksamkeitsnachweis aller Hochwasserrückhaltemaßnahmen am Oberrhein wird von einer internationalen Arbeitsgruppe, dem „Technischen Ausschuß“ geführt. Dazu wird ein Kollektiv historischer Rheinhochwasser verwendet, welche rechnerisch mit einem Vergrößerungsfaktor so vergrößert werden, dass sie einem 200jährigen Hochwasserereignis nördlich der Staustufe Iffezheim entsprechen. Hierdurch bleiben die verschiedenen Wellenformen der historischen Hochwasser erhalten.

Aus diesem Kollektiv wird für die Bemessung der Anlagen eines Retentionsraumes und der Schutzmaßnahmen eine Hochwasserwelle ausgewählt, die aufgrund ihrer Abflussspitze und der sich daraus ergebenden Dauer des Retentionseinsatzes repräsentativ und maßgebend ist.



1.1.2 Retention

Als maßgebendes Bemessungshochwasser - BHQ_{200} - für die binnenseitigen Anpassungsmaßnahmen wurde das vergrößerte Hochwasser vom Februar 1980 angesetzt (Hochwasserganglinie $BHQ_{200}(1980)$, s. Anlage 15.1.1).

Dieses Bemessungshochwasser hat einen Spitzenabfluss von $5.700 \text{ m}^3/\text{s}$ in Maxau ohne Einsatz der Retentionsmaßnahmen. Mit Einsatz der Retentionsmaßnahmen wird der Spitzenabfluss in Maxau auf ca. $5.000 \text{ m}^3/\text{s}$ reduziert. Der Gesamtabfluss in der Hochwasserspitze liegt für dieses Bemessungshochwasser vor Ort in Breisach bei $4.500 \text{ m}^3/\text{s}$, dabei fließen mit Einsatz der Retentionsmaßnahmen in der Spitze $3.230 \text{ m}^3/\text{s}$ über das Kulturwehr Breisach ab. Der Differenzabfluss fließt durch den Rheinseitenkanal.

Zur Überprüfung der Wirkung der Schutzmaßnahmen im außergewöhnlichen (maximalen) Betriebsfall wurde ein weiteres „synoptisches Bemessungshochwasser“ mit einer Belastung des Kulturwehres mit einem über 200jährigen Abfluss über das Kulturwehr von $4.500 \text{ m}^3/\text{s}$ und einem Retentionseinsatz von 5 Tagen angesetzt. Ein Restabfluss von $200 \text{ m}^3/\text{s}$ verbleibt im Rheinseitenkanal (Hochwasserganglinie s. Anlage 15.1.2). Im maximalen Betriebsfall sind alle 4 Segmente am Kulturwehr geöffnet. Dieser Lastfall gibt die maximalen Wasserstände im Rückhalteraum an.

1.1.3 Regelmäßige (ökologische) Flutungen

Zur Darstellung der ökologischen Flutungen und zum Nachweis der Wirksamkeit der Schutzmaßnahmen wurde aus den historisch abgelaufenen Hochwassern das Hochwasser zwischen dem 01.05.1987 und dem 31.08.1987 ausgewählt (Hochwasserganglinie s. Anlage 15.1.3). Das gewählte Hochwasser stellt hinsichtlich seiner Dauer von ca. 4 Monaten und seinen maximalen Abflüssen von $3.100 \text{ m}^3/\text{s}$ einen ungünstigen Lastfall dar, so daß weitgehend alle denkbaren Ereignisse von regelmäßigen Flutungen Berücksichtigung finden. Dies wird auch durch die Tatsache bestätigt, daß die Überflutungsdauer bei diesem Ereignis größer ist als die Dauer des binnenseitigen Grundwasseranstieges, so daß überflutungsbedingt nahezu stationäre Zustände erreicht werden.

Bei den hydraulischen Berechnungen zu den regelmäßigen Flutungen wird die Beflutung des Retentionsraumes mit einer festgelegten, vom Abfluss abhängigen Steuerungsregel des Wasserstandes am Wehr zugrunde gelegt (siehe Erläuterungsbericht Kap. 7.2.2.2).



1.1.4 Retention mit vorausgehender regelmäßiger (ökologischer) Flutung

Als weiterer Bemessungszustand wird eine Kombination aus einer regelmäßigen Flutung mit einem nachfolgenden Retentionseinsatz untersucht. Entsprechend dem im Rahmen des „Nachweises der Wirksamkeit der Hochwasserrückhaltmaßnahmen“ ermittelten Zeitpunkt des erforderlichen Abbruchs der regelmäßigen Flutungen bei einem Gesamtabfluss von $2.800 \text{ m}^3/\text{s}$ vor Ort, werden rechnerisch mit dem o.g. Hochwasser 1987 bis zum 15.06.1987 ($Q = 2.800 \text{ m}^3/\text{s}$) regelmäßige Flutungen als Randbedingung angesetzt. Dann erfolgt der Abbruch der regelmäßigen Flutungen, die Wiederentleerung des Retentionsraumes und der Einsatz der Retention mit den in Kap. 1.1.2 beschriebenen Bemessungshochwassern.

Aufgrund des durch die vorlaufenden regelmäßigen Flutungen leicht erhöhten maximalen Grundwasserstandes binnenseitig des Rückhalteraaumes wird im Wesentlichen der Nachweis der Wirksamkeit der Schutzmaßnahmen mit der in diesem Kapitel beschriebenen Kombination von Retention mit vorlaufender regelmäßiger Flutung geführt.

1.2 Begriffe

Höhensystem der Planung

Am Rhein werden derzeit zwei Höhensysteme verwendet. Wenn nicht anders genannt wird das neue Höhensystem (1978 eingeführt) verwendet. Teilweise sind Bauwerke des Oberrheinausbaues noch mit Höhen im alten Höhensystem beschriftet.

Sofern Höhen im früheren System verwendet werden, ist dies in den Planunterlagen ausdrücklich durch die Angabe „Höhen im alten System“ vermerkt.

Beispiel:

Normalstau = $192,10 \text{ m} + \text{NN} = 192,00 \text{ m} + \text{NN}$ „Höhen im alten System“

Bauwerksnummerierung

Die bestehenden und geplanten Bauwerke (BW) sind mit BW 4.01 bis BW 4.90 in den Plänen und Berichten bezeichnet.

In den Lageplänen sind die neuen Bauwerke in Rot dargestellt. Vorhandene Bauwerke, die angepasst werden müssen, sind rot mit schwarzer Umrandung gekennzeichnet und bestehende Bauwerke schwarz gekennzeichnet (siehe Lagepläne Anlagen 3.1, 3.2 und Bauwerksverzeichnis 3.3).



Zuordnung von Abflüssen im Rhein und in der Möhlin

Gesamtabfluss Rhein:

Summe der Abflüsse im Rheinseitenkanal, Restrhein und umgeleitetes Rheinwasser über das Möhlinwehr.

Abfluss über den Restrhein:

Abfluss über das Bauwerk Kulturwehr Breisach.

Abfluss über das Möhlinwehr:

Summe der Abflüsse über den Wehrhöcker, einschließlich Fischpass und Grundablass.

Der Mindestabfluss über den Restrhein ist in den Monaten Dezember, Januar und Februar auf 20 m³/s und in den weiteren Monaten auf 30 m³/s festgelegt. Über den Rheinseitenkanal werden bis 1.400 m³/s zur Energiegewinnung über die Staustufe Vogelgrün abgeführt. Steigt der Abfluss weiter an, wird dieser über den Restrhein abgeleitet.

Ab einem Gesamtabfluss von 1.465 m³/s darf der weiter ansteigende Abfluss zu 50 % für Wasserentnahmen aus dem Restrhein genutzt werden. Entsprechend der Steuerungsregel für den Betrieb des Rückhalteraumes Kulturwehr Breisach ist eine Wasserentnahme für die regelmäßigen ökologischen Flutungen ab einem Gesamtabfluss von 1.500 m³/s vorgesehen (Kap. 7.2.2.2 Erläuterungsbericht).

Rückhalteraum

Mit Rückhalteraum Kulturwehr Breisach wird der vom Kulturwehr Breisach, vom Flügeldamm, vom Hochwasserdamm III, vom Hochgestade, vom Kanaldamm der Staustufe Vogelgrün und vom Seitendamm am linken Rheinufer abgegrenzte Raum bezeichnet (Übersichtslageplan, Anlage 2.1). Dieser Rückhalteraum wird vom Rhein direkt durchströmt und wird zur Verlangsamung bzw. Abminderung der Hochwasserwelle aufgestaut.

Varianten des Grundwassermodells

(Grundwassermodell Geldner Ingenieure)

Die einzelnen mit dem Grundwassermodell [11] simulierten Varianten wurden entsprechend der erforderlichen Entwicklungsschritte der Planung festgesetzt. Die Varianten tragen die Kurzbezeichnungen V1 bis V16, wobei Untervarianten eine zusätzliche Indizierung infolge einer detaillierteren Fragestellung erforderlich machten. In Kapitel 4.4 sind die maßgebenden Hauptvarianten dargestellt.



Vergleichszustand im Grundwassermodell

Den Vergleichsszenarien kommt die Bedeutung einer Referenzsituation zu, welche repräsentativ für den „IST-Zustand“ ist, d. h. eine Situation, wie sie ohne die geplante Maßnahme eintreten könnte: Sie werden im Modell nachgebildet, um so die Auswirkungen der gewählten Bemessungshochwasser ohne die geplanten Flutungsmaßnahmen zu zeigen und dienen so als Bezugssituation der späteren Bewertung der prognostizierten Grundwasserströmung bei gleichzeitig berücksichtigter Durchführung der Maßnahmen incl. der geplanten Schutzmaßnahmen. Der Vergleich zeigt die Änderungen der Grundwasserströmung infolge der geplanten Maßnahmen. Zur Darstellung der Vergleichsszenarien wurde jeweils eine Vergleichssituation in einer sog. Vergleichsvariante simuliert.

Heutiger Normalzustand

Im Normalbetrieb sind vorrangig die Normalstauziele am Kulturwehr auf 192,10 m + NN und am Möhlinwehr auf 189,90 m + NN durch Steuerung der Wehrverschlüsse zu halten. Der heutige Normalzustand dient als Vergleichszustand für die Berechnungen im Grundwassermodell [11]. Zudem dient er der Beweissicherung.

Zukünftiger Normalzustand

Der zukünftige Normalzustand (Gesamtabfluss im Rhein $< 1.500 \text{ m}^3/\text{s}$) wird sich in den Zeiten außerhalb der ökologischen Flutungen, d.h. an ca. 300 Tagen des Jahres nur durch die ständige Entnahme von jeweils $0,3 \text{ m}^3/\text{s}$ über die beiden Fischpässe im Oberwasser des Kulturwehres Breisach ändern. Dieses Wasser wird über das Schlutensystem der Möhlin zugeleitet und gelangt von dort über das Möhlinwehr und den Unterlauf der Möhlin wieder in den Rhein.



2 Einzelnachweise

Die hydraulische Leistungsfähigkeit und die ausreichende Dimensionierung der vorhandenen und geplanten Bauwerke hinsichtlich der vorgegebenen Maximalwerte und den Ergebnissen der hydraulischen Modellrechnung wird in den folgenden Abschnitten mittels hydraulischer Berechnungen bzw. unter Heranziehung von Ergebnissen aus Modellversuchen nachgewiesen.

2.1 Kulturwehr Breisach

(Modellversuch der Versuchsanstalt für Wasserbau, Universität Karlsruhe)

Das Kulturwehr Breisach (BW 4.1) wurde auf ein 1000-jährliches Hochwasserereignis (HQ1000) mit einem Gesamtabfluss von 6.000 m³/s bemessen [1]. Der Lastfall n-1, d.h. ein Wehrsektor ist in höchster Position verriegelt, hat den höchsten Wasserspiegel im Oberwasser mit einer Höhe von 193,95 m+NN zur Folge [2].

Für die geplante Retention ist bei einem 200-jährlichen Hochwasserereignis ein Gesamtabfluss von 4.500 m³/s anzusetzen, wobei maximal 4.300 m³/s über die 4 Wehrsektoren fließen. Der zugehörige Wasserspiegel wird im Oberwasser durch die Sektorsteuerung auf eine Höhe von 193,60m +NN eingestellt, um das maximale Rückhaltevolumen zu erreichen.

Im Rahmen der regelmäßigen ökologischen Flutungen werden bei Abflüssen über das Kulturwehr von 100 – 2.000 m³/s, dies entspricht einem Gesamtabfluss von 1.500 – 3.400 m³/s, durch die Sektorsteuerung am Kulturwehr Wasserspiegelhöhen im Oberwasser von maximal 193,20 m +NN erreicht.

Es wurden Modelluntersuchungen durchgeführt, um zu klären, ob infolge des geplanten Retentionsbetriebes bauliche Veränderungen am bestehenden Kulturwehr erforderlich sind. Die Ergebnisse zeigen, dass die neuen Betriebszustände für das Kulturwehr Breisach mit der bestehenden hydraulischen Steuerung der Wehrverschlüsse eingehalten werden können [3]. Die zugehörigen Leistungskurven für den symmetrischen Betrieb der 4 Sektoren wird dargestellt (s. Abb. 1).

Beispielsweise ist für einen Abfluss von 4.300 m³/s über das Kulturwehr und einem Sollwasserstand im Oberwasser von 193,60 m + NN eine symmetrische Sektorstellung in einer Höhe von ca. 188,20 m+NN erforderlich. Die Tiefstlage der Sektoren (187,10 m + NN) ist bei dieser Einstellung noch nicht erreicht.

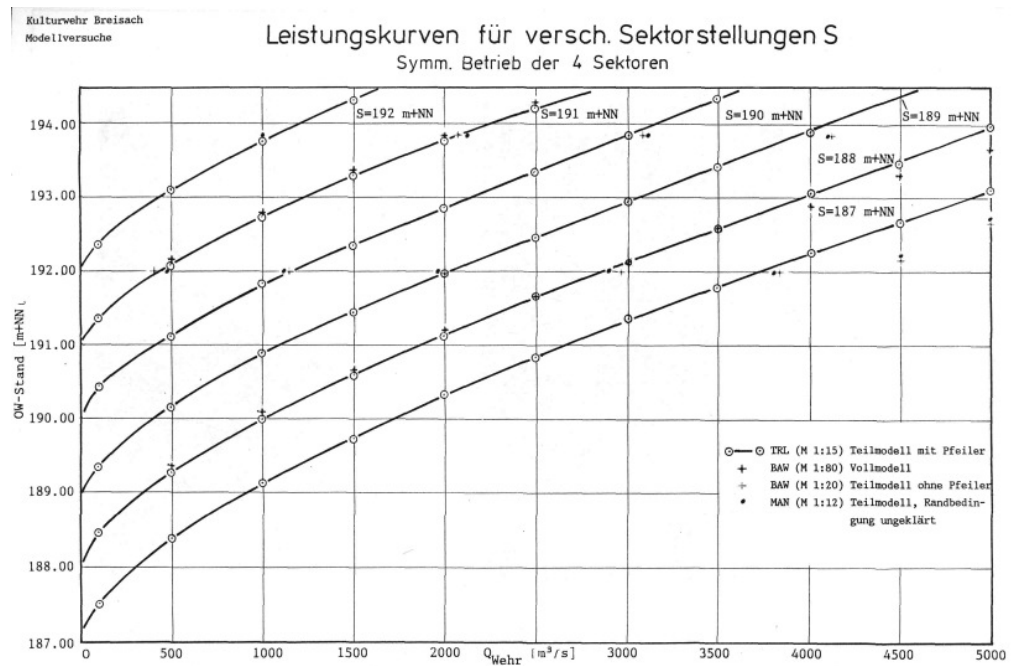


Abb. 1: Leistungskurven verschiedener Sektorstellungen am Kulturwehr

Die Steuerung der Sektoren erfolgt im Normalzustand und bei den ökologischen Flutungen über den Sollwasserstand von 192,10 m + NN bis maximal 193,20 m + NN im Oberwasser des Kulturwehres. Die zugehörige Steuerungsregel ist im Erläuterungsbericht in Kap. 7.2.2.2 (Abb. 5) beschrieben und dargestellt.

Im Retentionseinsatz erfolgt die Steuerung der Sektoren durch eine Volumenbilanzsteuerung mit einem Füllungs- bzw. Entleerungsgradienten von jeweils 70 m³/s. Die Wasserspiegellagen werden im Rückhalteraum über die Pegel BW 4.54 bis BW 4.59 (Anlage 3.1) gemessen.

Die verschiedenen Wasserspiegellagen im Oberwasser des Kulturwehres werden grafisch dargestellt. Die Abbildung zeigt die heute und zukünftig, unter Berücksichtigung des geplanten Hochwassereinsatzes, möglichen Wasserspiegellagen (Anlage 15.2).



2.2 Möhlinwehr

2.2.1 Aufgabenbereich

Das Möhlinwehr (BW 4.03) wurde in Verbindung mit dem Kulturwehr Breisach als Auslaufbauwerk für den durch Flügeldamm und alten Hochwasserschutzdamm III abgegrenzten Überflutungsraum geplant. Das entsprechende Rahmenkonzept sah ein Bemessungshochwasser von $Q_{\text{Gesamt}}=6.000 \text{ m}^3/\text{s}$ für den nach DIN 19700 Teil 10 und 13 maßgebenden Bemessungsfall (n-1) vor. Ausgehend von dieser Größe wurde für das Möhlinwehr ein Spitzenabfluss von $500 \text{ m}^3/\text{s}$ angesetzt. Zusätzlich wird durch den Dauerstau im Oberwasser des Möhlinwehres die Anhebung des Grundwasserstandes durch das Kulturwehr unterstützt.

2.2.2 Lage und Bauart

Das Möhlinwehr wurde 1961 als Drucksegmentwehr in den Flügeldamm, der im Rheinvorland liegt, und das Kulturwehr Breisach mit dem Hochwasserschutzdamm III verbindet, erstellt. Die baulichen Einzelheiten des Wehres können dem entsprechenden Planbestand [1] entnommen werden. Auf eine Darstellung der Ober- und Unterwasserfließquerschnitte kann in diesem Zusammenhang verzichtet werden, da für die Leistungsfähigkeit der baulichen Anlage in erster Linie der 18 m breite Rechteckquerschnitt des Möhlinwehres maßgeblich ist. Die Kenndaten zum Möhlinwehr sind in Anlage 1, Erläuterungsbericht, Kap. 8.2.1, beschrieben.

2.2.3 Leistungsfähigkeit des Wehres

(Büro Dr.-Ing. Ludwig)

Das Wehr wurde im Rahmen der Planfeststellung von 1960 [1] auf einen Spitzenabfluss von $500 \text{ m}^3/\text{s}$ bemessen. Dies gewährleistet bei einem Rheinhochwasser mit überströmten Leinpfad und einer Störung der Segmente am Kulturwehr im Notfall einen Teilabfluss über das Möhlinwehr. An diesem Betriebsfall ändert sich nach Inbetriebnahme des Rückhalteraaumes nichts.

Für den geplanten Einsatz des Kulturwehres Breisach zum Hochwasserrückhalt treten am Möhlinwehr Abflüsse bis zu $120 \text{ m}^3/\text{s}$ auf. Um diese Abflüsse zu regeln, darf das Drucksegment des Möhlinwehres nur teilweise geöffnet werden.



Der Soll-Wasserspiegel im Oberwasser des Möhlinwehrs wird in Abhängigkeit des Rheindurchflusses nach einer Steuerungsregel festgelegt (Kap. 7.2.2.2 Erläuterungsbericht). Der Zufluss in den Rückhalteraum erfolgt dabei ab einem Abfluss im Gesamtrhein von 1.500 m³/s (Abfluss über das Kulturwehr 100 m³/s) über die 4 geöffneten Entnahmebauwerke und ab 2.000 m³/s (Abfluss über das Kulturwehr 600 m³/s) ergänzend über den überströmten Leinpfad. Der Abflussanteil über den Rheinseitenkanal beträgt 1.400 m³/s. Bei diesen Abflüssen wird der Oberwasserspiegel des Kulturwehres in Abhängigkeit des Rheinabflusses auf maximal 193,20 m + NN bei den regelmäßigen (ökologischen) Flutungen angehoben. Im Retentionsfall beträgt der maximale Wasserspiegel im OW des Kulturwehres 193,60 m + NN.

Die örtlichen Gegebenheiten würden bei einem geschlossenen Möhlinwehr und nach Füllung des Rückhalterumes zu einem gleichen Wasserspiegel wie im Rhein führen. Die erforderlichen Wasserspiegelhöhen im Rückhalteraum werden durch eine Steuerung des Möhlinwehrs eingestellt. Bei gleichen Wasserspiegellagen im Rückhalteraum und Rhein erfolgt eine Steuerung durch die Segmente des Kulturwehrs. Eine Durchströmung des Rückhalterumes ist aus ökologischen Gründen erwünscht.

Die Berechnung der Leistungskurven am Möhlinwehr erfolgt in Abhängigkeit von

- verschiedenen Wasserspiegellagen im Oberwasser des Möhlinwehrs,
- verschiedenen Gesamtrheindurchflüssen (max. 3.500 m³/s), entsprechend verschiedenen Wasserspiegellagen im Unterwasser Möhlinwehr (Rückstau),
- verschiedenen Segmentöffnungen.

Die Ergebnisse sind im Bericht „Rechnerische Überprüfung der Leistungskurven für das Möhlinwehr“ [9] für Abflüsse am Möhlinwehr bis zu 200 m³/s zusammengefasst.

Die Leistungskurve des Möhlinwehrs für einen Gesamtrheindurchfluss von 3.000 m³/s ist in der folgenden Abbildung dargestellt (s. Abb. 2). Bei einem Gesamtrheindurchfluss von 3.000 m³/s und einer Wasserspiegelhöhe am Oberwasser Möhlinwehr von 192,90 m+NN ist eine Segmentöffnung von ca. 80 cm für einen Abfluss von 100 m³/s erforderlich. Eine Segmentöffnung von 10 cm hat bei den gleichen Randbedingungen einen Abfluss über das Möhlinwehr von 13 m³/s zur Folge. Der Vergleich zeigt, in welchem Umfang durch verschiedene Segmentöffnungen der Abfluss über das Möhlinwehr zu steuern ist. Die genaue Steuerung des Segmentes erfolgt in



Abhängigkeit des erforderlichen Sollwasserspiegels entsprechend der Steuerungsregel.

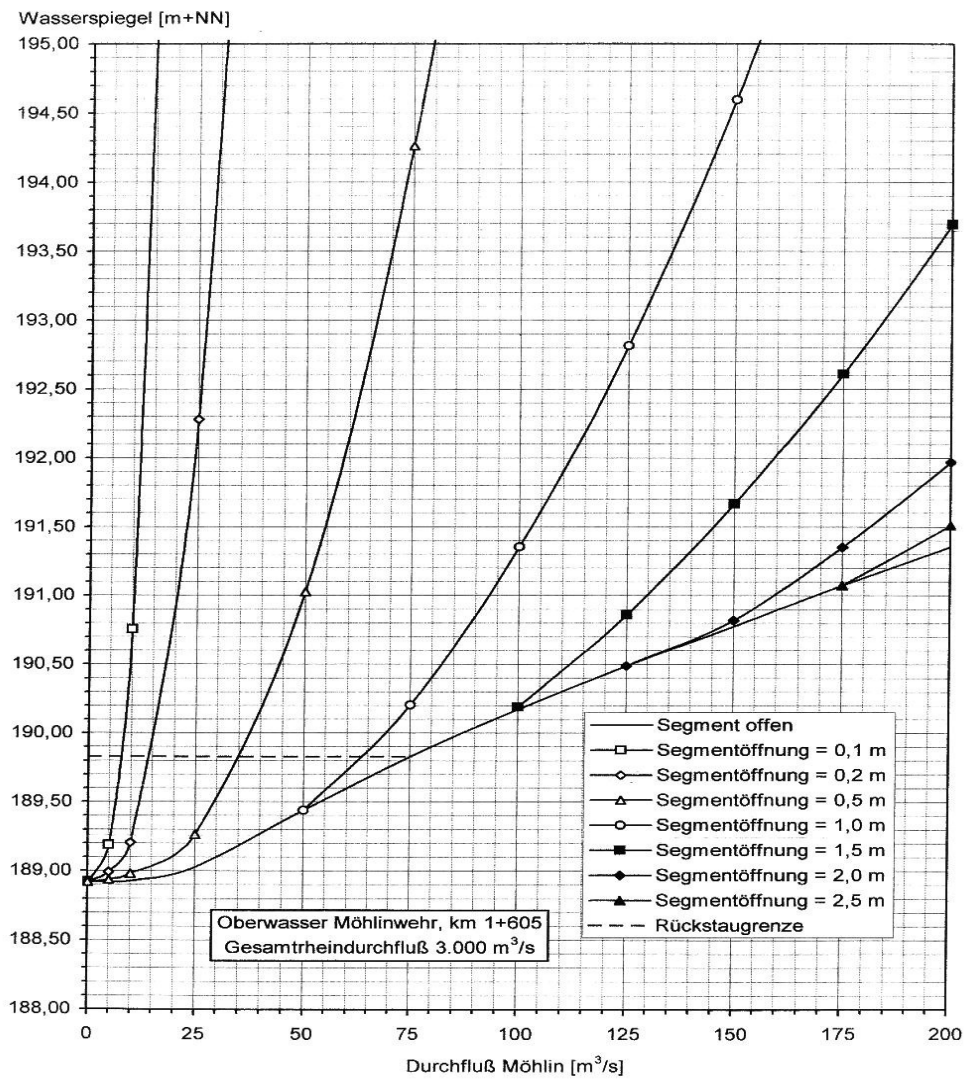


Abb. 2: Leistungskurven Möhlinwehr



Bei den Berechnungen wurde der Rückstau durch den Rhein berücksichtigt. Bei einem Gesamtrheindurchfluss von 3000 m³/s und einem Möhlindurchfluss von 100 bzw. 10 m³/s beträgt der Wasserspiegel im Unterwasser des Möhlinwehrs 189,15 bzw. 188,90 m + NN (s. Abb.3).

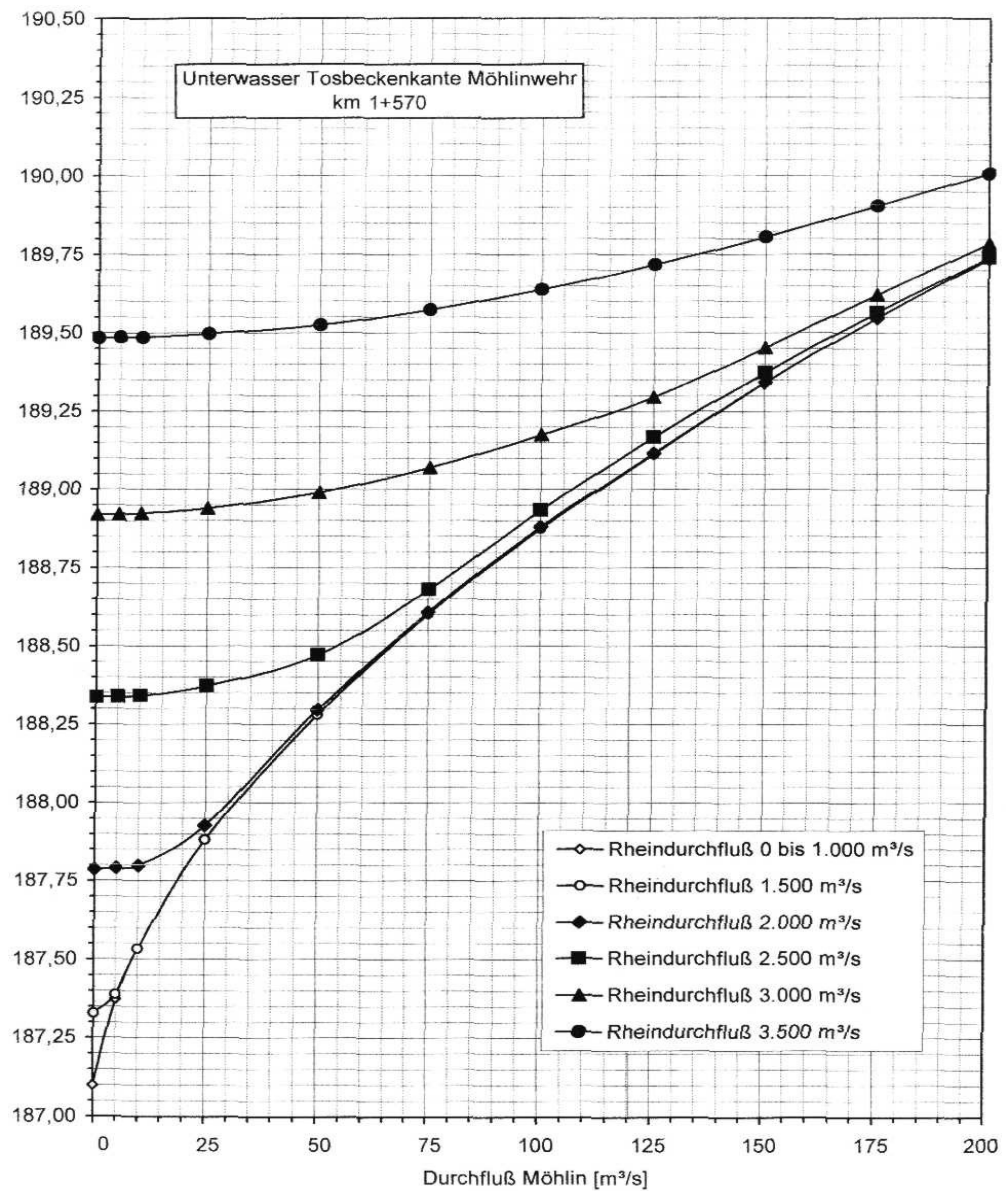


Abb. 3: Abflusskurve Unterwasser Tosbeckenkante Möhlinwehr

Die Überprüfung der Leistungsfähigkeit des Möhlinwehrs [9] für die verschiedenen Betriebsfälle zeigt, dass sämtliche Abflüsse schadlos mit Hilfe einer Teilöffnung des Drucksegmentes abgeführt werden können.



2.3 Entnahmebauwerke

Die Beflutung des Rückhalteraumes erfolgt bei einem Abfluss im Restrhein unter 600 m³/s ausschließlich über das vorhandene und die 3 geplanten Entnahmebauwerke (BW 4.08, 4.09, 4.10) am Leinpfad. Bei 2 Entnahmebauwerken wird ergänzend ein Fischpass angeordnet.

Das vorhandene Entnahmebauwerk (BW 4.07) ist ein Rohrdurchlass mit einem Schütz als Verschluss auf der Rheinseite. Der Rohrdurchmesser von 1,5 m weist eine Querschnittsfläche von 1,77 m² auf. Die Austrittsöffnungen in den Rhein und in die Schlut sind vollkommen eingestaut.

Die geplanten Entnahmebauwerke sind baugleich. Es ist eine Durchflussöffnung von $b \cdot h = 3,00 \text{ m} \cdot 1,50 \text{ m}$ geplant. Bei geöffnetem Verschluss beträgt der Abflussquerschnitt 4,50 m² (Anlagen 10.1, 10.2 und 10.3).

Die Abflusskurve für die geplanten Bauwerke ist in Abhängigkeit von den Wasserstandsdifferenzen am Entnahmebauwerk bei eingestautem Fall graphisch dargestellt (Abb. 4). Für das vorhandene Bauwerk sind diese Werte wegen des kleineren Abflussquerschnittes mit dem Faktor 0,39 zu multiplizieren.

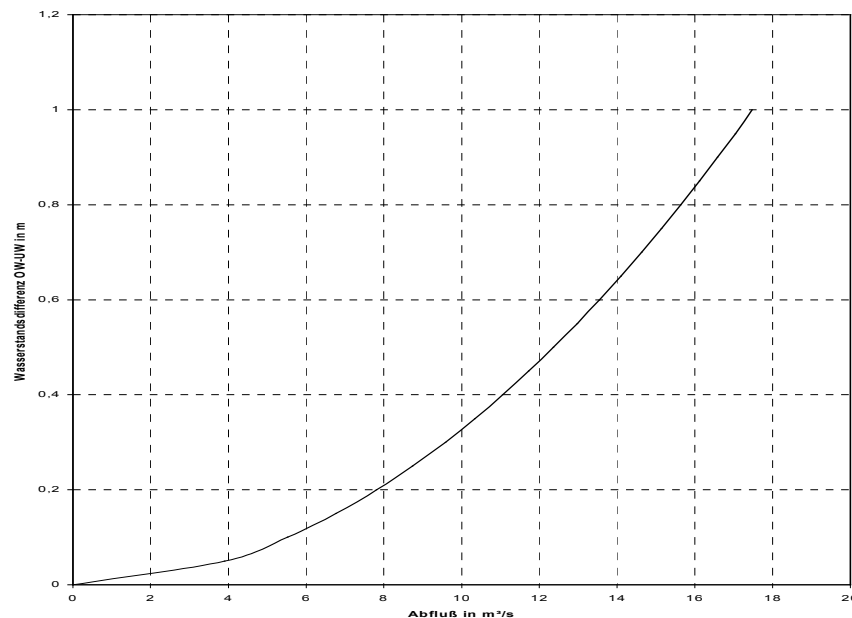


Abb. 4: Wasserstands-Abfluss-Kurve der gepl. Entnahmebauwerke



2.4 Fischtreppen

Im Rahmen der Hochwasserrückhaltmaßnahme werden neue Fischpässe geschaffen. Diese dienen vor allem der regionalen Fischwanderung. Hierzu sind folgende Maßnahmen erforderlich:

- Umbau der Fischtreppe am Möhlinwehr mit Einbau eines Grundablasses für die Niedrig- und Mittelwasserableitung.
- Zwei Fischtreppen in den Entnahgebauwerken am Leinpfad.
- Fischtreppe im Auslaufbauwerk am Baggersee Uhl.

Weitere Fischaufstiege, wie im Bereich der Schwelle in der Möhlin im Mündungsbereich, der vorhandene Fischpass im Kulturwehr und der geplante Fischaufstieg im Rahmen des Neubaus einer Wasserkraftanlage auf französischer Seite sind nicht Gegenstand dieser Untersuchungen.

2.4.1 Fischpass am Möhlinwehr mit Grundablass

Die ursprünglich vorhandene Fischtreppe am Möhlinwehr ist für den Fischaufstieg wegen der Anhebung des Oberwasserspiegels in der Möhlin, die eine feste Überlaufschwelle zur Folge hatte, nicht geeignet (vgl. 8.2.3 Erläuterungsbericht).

Wasserwirtschaftlich wurde der Fischaufstieg für die Ableitung von Niedrigwasserabflüssen verwendet, die über das Drucksegment nur schwer zu steuern waren.

Der geplante Fischpass (BW 4.03) besteht aus einem Vertical-Slot-Pass (Schlitzpass), der in der bestehenden Betonrinne eingebaut wird. Über eine nachfolgende raue Rampe wird dieser Fischpass an das Unterwasser der Möhlin angeschlossen. Die Wasserspiegeldifferenz beträgt bei Normalstau ca. 2,70 m.

Ergänzend werden 2 Rohrleitungen unter dem Schlitzpass eingebaut. Sie dienen als steuerbarer Betriebsauslass bei niedrigen Abflüssen der Möhlin und bewirken zudem eine Lockströmung für den Fischpass.

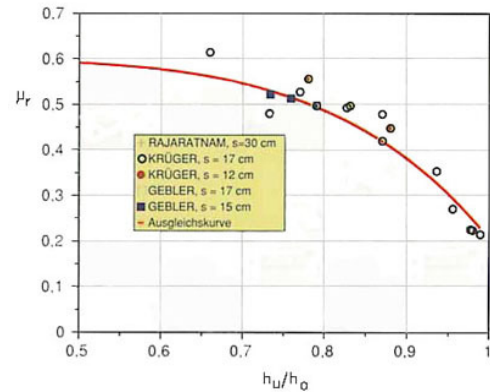
Der Umbau des Fischpasses ist in den Anlagen dargestellt (Anlagen 11.2 – Lageplan; 11.3 – Längsschnitt; 11.4 – Querschnitte).



Vertical-Slot-Pass (Schlitzpass)

Die Wahl der Abmessungen erfolgt aufgrund vorhandener Bauelemente und der vorhandenen Fischpopulation

Beckenbreite b	1,50 m
Beckenlänge l_b	2,00 m
Schlitzbreite s	0,17 m
Breite des Umlenkblockes f	0,16 m
Anzahl der Becken n	11
Δh	0,15 m
min h_u	0,60 m
h_o	0,75 m
$h_u / h_o =$	0,8
Sohlgefälle I	0,075
Gesamthöhe	



$$h_{ges} = (n + 1) \cdot \Delta h = (11 + 1) \cdot 0,15 = 1,80 \text{ m}$$

Länge des Vertical-Slot-Passes

$$l = 11 \cdot 2,0 + 2 \cdot 1,0 = 24,0 \text{ m}$$

Maximale Fließgeschwindigkeit

$$v_{max} = v_{schlitz} = \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h} = \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,15} = 1,72 \text{ m/s} \leq 2,0 \text{ m/s}$$

Abfluss im Schlitzpass

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu_r \cdot s \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_o} \cdot h_o^{1,5} = \frac{2}{3} \cdot 0,49 \cdot 0,17 \cdot \sqrt{19,62} \cdot 0,75^{1,5} = 0,160 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{mit } \frac{h_u}{h_o} = \frac{0,6}{0,75} = 0,8 \rightarrow \mu_r = 0,49 \quad (\text{siehe Funktion})$$



Bei steigendem Oberwasserspiegel bleibt der Vertical-Slot-Pass solange funktionsfähig, bis die Fließgeschwindigkeit im Schlitz der untersten Trennwand 2,0 m/s überschreitet. Die zusätzliche Höhendifferenz zwischen Unterwasser und Oberwasser wird nicht gleichmäßig auf die Becken verteilt. Es entstehen unterschiedliche Wasserspiegeldifferenzen von Becken zu Becken und somit auch unterschiedliche Fließgeschwindigkeiten, die von Oben nach Unten zunehmen. Dadurch muss von unten her an jeder Trennwand die Wasserspiegeldifferenz iterativ errechnet werden.

An der untersten Trennwand wird der maximale Abfluss bei einer Fließgeschwindigkeit von 2,0 m/s bestimmt. Das entspricht einem Δh von 0,20 m.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu_r \cdot s \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h_o^{1,5} = \frac{2}{3} \cdot 0,53 \cdot 0,17 \cdot \sqrt{19,62} \cdot 0,80^{1,5} = 0,190 \text{ m}^3/\text{s}$$

mit $\frac{h_u}{h_o} = \frac{0,6}{0,8} = 0,75 \rightarrow \mu_r = 0,53$ (siehe Funktion)

Mit diesem Abfluss und dem neuen h_u an der darüber liegenden Trennwand wird nun das neue h_o bestimmt. So wird bis zur letzten Trennwand durchgerechnet. Das h_o an der letzten Trennwand und die vorhandene Sohlhöhe ergeben den maximalen Wasserstand, bei dem der Vertical-Slot-Pass noch funktionsfähig ist.

Trennwand Nr.	h_u in m	h_o in m	Δh in m	h_u / h_o	μ_r	Q in m^3/s
1	0,73	0,88	0,15	0,830	0,46	0,191
2	0,73	0,88	0,15	0,830	0,46	0,191
3	0,73	0,88	0,15	0,830	0,46	0,191
4	0,73	0,88	0,15	0,830	0,46	0,191
5	0,73	0,88	0,15	0,830	0,46	0,191
6	0,725	0,88	0,155	0,824	0,46	0,191
7	0,72	0,875	0,155	0,823	0,46	0,189
8	0,71	0,87	0,16	0,816	0,47	0,191
9	0,70	0,86	0,16	0,814	0,47	0,188
10	0,68	0,85	0,17	0,800	0,48	0,189
11	0,65	0,83	0,18	0,783	0,50	0,190
12	0,60	0,80	0,20	0,750	0,53	0,190

$$h_{\text{ges}} = \sum \Delta h = 1,93 \text{ m}$$

Tab. 1: Wasserspiegeldifferenzen im Schlitzpass

Die Tabelle zeigt, dass die Gesamthöhe 0,13 m höher liegt. Somit ist der Vertical-Slot-Pass bis zu einem Oberwasserstand von 190,03 m + NN mit einem Abfluss von 0,190 m^3/s voll funktionsfähig.



Rauhe Rampe

Im Anschluss an den Vertical-Slot-Pass ist eine Rauhe Rampe als Fortsetzung des Fischpasses geplant:

Rampenbreite b	3,00 m
Rampenneigung I	1:25
Rampenhöhe h_R	2,70-1,80= 0,90 m
Rampenlänge l	22,50 m
Mittlere Wassertiefe h	0,35 m
Zufluss Schlitzpass Q1	160 – 190 l/s
Zufluss Rohrauslass DN 500 Q2 (siehe folgende Berechnungen)	660 l/s
Gesamtabfluss Rauhe Rampe Q	820 – 850 l/s
Sohle: äquivalenter	
Steindurchmesser d	0,20 m
Störsteine d_s	0,60 – 0,80 m
Rauheit von Schüttsteinen k_s	0,15 m

Durchflossener Querschnitt ohne Störsteine

$$A = b \cdot h = 3,00 \cdot 0,35 = 1,05 \text{ m}^2$$

Mittlere Fließgeschwindigkeit

$$v_{\text{mittel}} = \frac{Q}{A} = \frac{0,850}{1,05} = 0,81 \text{ m/s} \leq 2,0 \text{ m/s}$$

Durchflossener Querschnitt mit Störsteine

$$A = b \cdot h = (3,00 - 1,60) \cdot 0,35 = 0,49 \text{ m}^2$$

Maximale Fließgeschwindigkeit

$$v_{\text{mittel}} = \frac{Q}{A} = \frac{0,85}{0,49} = 1,74 \text{ m/s} \leq 2,0 \text{ m/s}$$

Die Störsteine werden mit einem mittleren Achsabstand in Fließrichtung von $a_x = 2,00 \text{ m}$ und quer zur Fließrichtung angeordnet (Anlage 11.2).



Abfluss über die Rohrleitungen DN 500 mm und DN 800 mm

Wasserspiegeldifferenz DN 500: **189,90 – 188,10 – 0,25 = 1,55 m**

Wasserspiegeldifferenz DN 800: **189,90 – 187,20 – 0,25 = 2,45 m**

Einlaufverluste:
$$h_{ve} = \zeta \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = 0,50 \cdot \frac{v^2}{19,62}$$

Rechtwinklige Kanten: $\zeta=0,50$

Austrittsverluste:
$$h_{va} = c \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = 1,0 \cdot \frac{v^2}{19,62}$$

Plötzliche Aufweitung: $c=1,0$

Umlenkverluste:
$$h_{vu} = \zeta \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = 0,13 \cdot \frac{v^2}{19,62}$$

Umlenkwinkel 30°: $\zeta=0,13$

Reibungsverluste:
$$h_{vr} = \lambda \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

Stahlrohr, mäßig verrostet: $k=0,4$

Länge Stahlrohr \varnothing 50: $l=28,00$ m

Länge Stahlrohr \varnothing 80: $l=53,50$ m

k	0,4	0,4
\varnothing	0,5	0,8
k/\varnothing	$0,8 \cdot 10^{-3}$	$0,5 \cdot 10^{-3}$
λ_{ang}	0,02	0,017
λ_{kor}	0,019	0,017

$$h_{vr} = 0,02 \cdot \frac{28,00}{0,5} \cdot \frac{v^2}{19,62} \quad \varnothing 500$$

$$h_{vr} = 0,017 \cdot \frac{53,50}{0,8} \cdot \frac{v^2}{19,62} \quad \varnothing 800$$



Berechnung der Fließgeschwindigkeit und Überprüfung der angenommenen λ -Werte

$$189,90 - 188,10 - 0,25 - \sum \text{aller Verluste} = 0$$

$$189,90 - 187,20 - 0,25 - \sum \text{aller Verluste} = 0$$

$$\Delta h - \left(0,5 \cdot \frac{v^2}{19,62} + 1,0 \cdot \frac{v^2}{19,62} + \zeta \cdot \frac{v^2}{19,62} + \lambda \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{19,62} \right) = 0$$

$$v = \sqrt{\frac{\Delta h \cdot 19,62}{\left(0,5 + 1,0 + \zeta + \lambda \cdot \frac{l}{d} \right)}}$$

$$Re = \frac{v \cdot d}{\nu}$$

kinematische Viskosität ν bei 10° C kaltem Wasser: $\nu = 1,3 \cdot 10^{-6}$

$$v = \sqrt{\frac{1,55 \cdot 19,62}{\left(0,5 + 1,0 + 0,13 + 0,02 \cdot \frac{28,00}{0,5} \right)}} = 3,325 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{3,325 \cdot 0,5}{1,3 \cdot 10^{-6}} = 1,27 \cdot 10^6 \rightarrow \lambda = 0,0187$$

$$v_{\text{kor}} = \sqrt{\frac{1,55 \cdot 19,62}{\left(0,5 + 1,0 + 0,13 + 0,019 \cdot \frac{28,00}{0,5} \right)}} = 3,360 \text{ m/s}$$

$$v = \sqrt{\frac{2,45 \cdot 19,62}{\left(0,5 + 1,0 + 0,13 + 0,017 \cdot \frac{53,50}{0,8} \right)}} = 4,168 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{4,168 \cdot 0,8}{1,3 \cdot 10^{-6}} = 2,56 \cdot 10^6 \rightarrow \lambda = 0,0169$$



Berechnung der maximalen Abflussmenge der verschiedenen Rohre mit korrigierten λ -Werten

$$Q = v \cdot A \quad \text{mit } A = \pi \cdot \frac{d^2}{4}$$

$$Q = 3,360 \cdot \pi \cdot \frac{0,5^2}{4} = 0,660 \text{ m}^3/\text{s} \quad \varnothing 500$$

$$Q = 4,168 \cdot \pi \cdot \frac{0,8^2}{4} = 2,095 \text{ m}^3/\text{s} \quad \varnothing 800$$

Maximaler Abfluss im Grundablass

$$Q_{\max} = Q_{500} + Q_{800} = 0,660 + 2,095 = 2,755 \text{ m}^3/\text{s}$$

Bei den höheren Wasserständen der ökologischen Flutung und bei Retention wird der Fischpass geschlossen. Die Regelung des Abflusses erfolgt über das Drucksegment des Möhlinwehres.

2.4.2 Fischtreppe an Entnahmebauwerken

Bei Rhein-km 223,210 und 223,462 sind zwei baugleiche Entnahmebauwerke mit jeweils einem Rauherinnebeckenpass für den Fischaufstieg geplant (BW 4.09, Anlage 10.2 und BW 4.10, Anlage 10.3). Bei Normalstau im Rhein mit einer Wasserspiegelhöhe von 192,10 m+NN werden über jeden Fischpass kontinuierlich 300 l/s in die Schluten des Rückhalterumes eingeleitet. Über die Möhlin und das Möhlinwehr wird diese Gesamtmenge von 600 l/s wieder dem Rhein zugeführt. Im Fischpass werden Steinschwellen (Querriegel) eingebaut. Die Steine sind in den Querriegeln auf Lücke gesetzt. Die Bemessung der Fischtreppe erfolgt nach dem DVWK-Merkblatt 232/1996.

Zuflussbreite	3,00 m
Wasserspiegeldifferenz	1,30 m
Anzahl der Schwellen	13
Wasserspiegeldifferenz je Becken	0,10 m
Abflussbreite im Querriegel	1,00 m
Höhe Durchfluss	0,30 m
Abfluss (Poleni/DVWK 232)	0,29 m ³ /s

Dies entspricht dem erforderlichen Sollabfluss von 0,3 m³/s.



2.4.3 Fischtreppe am Auslauf Baggersee Uhl

Als neues Umgehungsgerinne wird dieser Fischpass am Auslaufbauwerk des Kiesees Uhl erstellt. Es ist ein Rauhgerinnebeckenpass vorgesehen, der aus Querriegeln mit Lücken für den Fischeaufstieg besteht (BW 4.20, Anlage 11.1). Das vorhandene Auslaufbauwerk bleibt bestehen.

Die Bemessung der Fischtreppe erfolgt nach dem DVWK-Merkblatt 232/1996.

Zuflussbreite	3,00 m
Wasserspiegeldifferenz	0,50 – 0,80 m
Anzahl der Schwellen	8
Wasserspiegeldifferenz je Becken	0,06 - 0,10 m
Abflussbreite im Querriegel	1,00 m
Höhe Durchfluss	0,30 m
Abfluss (Poleni/DVWK 232)	0,21 – 0,29 m ³ /s

Über den Fischeaufstieg kann bei dieser Wasserspiegeldifferenz ein Abfluss von 0,2 – 0,3 m³/s abgeführt werden. Höhere Abflüsse werden über das vorhandene Schütz am Auslaufbauwerk Kiesees Uhl abgeleitet.

2.5 Sohlsicherungsmaßnahmen

Im Bereich der Entnahmebauwerke werden die Gerinnesohlen und die Böschungen durch eine Steinschüttung mit einem mittleren Steindurchmesser von 50 cm (Steinschüttklasse III) abgedeckt (Anlagen 10.2 und 10.3).

Nach Öffnen der Entnahmebauwerke bildet sich ein Rückstau im Rückhalteraum, der die Strömungsgeschwindigkeiten auf Werte unter 0,3 m/s reduziert (Anlage 15.3.12). Dies gilt ebenfalls für die Wasserspiegellagen mit Überströmung des Leinpfades (Anlagen 15.3.8 und 15.3.10). Zusätzliche Sohlsicherungsmaßnahmen sind wegen der geringen Strömungsgeschwindigkeiten im Rückhalteraum nicht erforderlich.



2.6 Ausbau des Schlutensystems

Die Schluten, die an den Fischpässen angeschlossen sind, erhalten eine kontinuierliche Wasserzuführung von jeweils $0,3 \text{ m}^3/\text{s}$ und münden in die Möhlin. Bei diesem Abfluss ist eine ausreichende Fließtiefe in den Schluten für die Fischdurchgängigkeit erforderlich.

An den Fischpässen sind die Schlut 2 (BW 4.46) und die Schlut 3 (BW 4.47) angeschlossen. Ein Ausbau des Schlutensystems ist erforderlich (Lageplan Rückhalteraum, Anlage 3.1).

Die Wasserspiegellagen wurden für die Schluten 2 und 3 mit einem Durchfluss von jeweils $0,3 \text{ m}^3/\text{s}$ berechnet. Dabei wurden die vorhandenen und die an den Engstellen erweiterten Querprofile der Schluten berücksichtigt.

In der Schlut 2 beträgt die Fließtiefe in den Querprofilen $0,3 \text{ m}$ bis $2,0 \text{ m}$, bei einer Breite von mindestens $3,0 \text{ m}$ (Anlagen 4.3 und 4.4).

Die Schlut 3 weist Fließtiefen von $0,3 - 1,1 \text{ m}$ auf. Die Fließbreite liegt bei mindestens $3,0 \text{ m}$ (Anlagen 4.5 und 4.6).

Über die Schlut 1 wird der Abfluss aus dem Entnahmbauwerk 4.08 (Rhein-km 222,503) bei den Flutungen des Rückhalteraaumes abgeleitet. Ein Ausbau der Schlut 1 ist im direkten Anschluss an das Entnahmbauwerke auf einer Länge von ca. 80 m erforderlich. Es ist eine Sohlbreite von $3,0 \text{ m}$ und eine Böschungsneigung von 1:1 bis 1:3 vorgesehen (Anlagen 4.1 und 4.2).

In der Schlut 4 erfolgt ein Abfluss ebenfalls nur bei Flutung des Rückhalteraaumes über das bestehenden Entnahmbauwerk 4.07 (Rhein-km 221,140). Die bestehende Verbindung mit dem Kiessee Uhl wird unterbrochen. Der Ablauf wird über einen Ausbau von ca. 200 m Länge über die bestehende Schlut 4 sichergestellt. Die Schlut 4 mündet im weiteren Verlauf in die Möhlin, unterstromig des Kiessees Uhl. Bei einer Sohlbreite von $3,0 \text{ m}$ im Ausbaubereich sind Böschungsneigungen von 1:1 bis 1:3 geplant (Anlagen 4.7 und 4.8).



2.7 Auswirkungen auf die Rheinschifffahrt

An den geplanten Entnahmebauwerken ist der Durchfluss abhängig von den Wasserspiegeldifferenzen (Abb. 4). Der maximale Durchfluss am Entnahmebauwerk beträgt $14 \text{ m}^3/\text{s}$ (Anlage 15.3.11). An der Eintrittsöffnung in das Entnahmebauwerk beträgt der Abflussquerschnitt ca. 22 m^2 (Breite = 11 m ; Tiefe = 2 m). Die zugehörige Fließgeschwindigkeit im direkten Einlaufbereich liegt bei $0,64 \text{ m/s}$.

In einem Abstand von 10 m vom Einlaufbauwerk ist ein hydraulisch wirksamer Zuflussquerschnitt bei einer Breite von 25 m und einer Tiefe von 4 m von ca. 100 m^2 vorhanden. Die Querströmungen im Rhein betragen in diesem Abstand $0,14 \text{ m/s}$.

In einem Abstand von 40 m vom Ufer beginnt das Fahrwasser des Rheines. Die Querströmungen sind so gering, dass eine Beeinträchtigung der Schifffahrt nicht gegeben ist.

Ab 345 cm Wasserstand am Pegel Rheinfeldern werden am Kulturwehr Breisach keine Schleusungen mehr durchgeführt. Dies entspricht einem Gesamtabfluss im Rhein von $1750 \text{ m}^3/\text{s}$. Eine breitflächige Überströmung des Leinpfades erfolgt erst ab einem Gesamtabfluss von $2000 \text{ m}^3/\text{s}$, bei der die Rheinschifffahrt bereits eingestellt ist.

An der Mündung der Möhlin in den Rhein ist der Zufluss infolge der Entleerung oder Durchströmung des Rückhalterumes auf maximal $120 \text{ m}^3/\text{s}$ begrenzt. Diese Abflüsse können bereits jetzt bei Hochwasserabflüssen der Möhlin auftreten. Dadurch verbundene Querströmungen sind vom Ufer weg in die Rheinmitte gerichtet und wirken sich nicht negativ auf die Rheinschifffahrt aus.



3 **Hydraulischer Gesamtnachweis des Rückhalteraumes**

Der Betrieb des Rückhalteraumes Kulturwehr Breisach ist abhängig vom Hochwasserabflussgeschehen im Rhein. Entsprechend dem Rheinabfluss wird Wasser bei steigenden Abflüssen über die Entnahmebauwerke am Leinpfad und bei weiteren Anstieg des Abflusses über den Leinpfad in den Rückhalteraum eingeleitet. Der hydraulische Gesamtnachweis des Betriebs des Rückhalteraums erfolgt für die maßgebenden Betriebszustände.

Retention:	Entsprechend dem gültigen Reglement wird Wasser aus dem Rhein entnommen und in den Rückhalteraum eingeleitet. Das Möhlinwehr ist in der Füll- und Durchflussphase der Retention geschlossen.
Regelmäßige Flutung:	Von der Rheinwasserführung abhängige Ableitung gemäß Steuerrungsregel für die regelmäßige Flutung. Liegt der Wasserstand des Rückhalteraumes unter dem Sollwasserstand wird der Abfluss über das Möhlinwehr gedrosselt, so dass der Wasserstand im Rückhalteraum ansteigen kann.
Normalzustand:	Wasserentnahme aus dem Rhein nur über die beiden Fischpässe. Der Abfluss findet ausschließlich im Gewässerbett statt. Am Kulturwehr und am Möhlinwehr erfolgt keine Änderung der Normalstauhöhe.



3.1 Eindimensionales Strömungsmodell

(Büro Dr. Ludwig)

Die Wasserspiegellagen der Möhlin von der Mündung in den Rhein bis zum Möhlinwehr wurden mit einem eindimensionalen Strömungsmodell ermittelt. Damit konnten die verschiedenen Wasserspiegellagen im Unterwasser des Möhlinwehrs in Abhängigkeit vom Möhlin- und Rheindurchfluss berechnet werden. Weiter wurden die Leistungskurven des Möhlinwehrs unter Berücksichtigung der Rückstauverhältnisse aus dem Rheinabfluss dargestellt [9].

3.2 Zweidimensionales Strömungsmodell

(Büro Dr. Ludwig)

Für Berechnung und Beschreibung der Strömungsvorgänge, Wasserspiegellagen, Fließrichtungen und Fließgeschwindigkeiten bei flächenhafter Überflutung des Rückhalteraaumes über die Einlassbauwerke und über den Leinpfad mußte wegen der bewegten Topographie, den stark wechselnden Durchflussquerschnitten der Möhlin sowie den ausgeprägten Querströmungen infolge des Zuflusses über den Leinpfad und des Rückflusses entlang des Flügeldamms zum Wehr ein zweidimensionales Strömungsmodell erstellt werden [8]. Hierbei kam ein Finite-Elemente-Modell zu Einsatz (Modellbeschreibung im Anhang 1), in dem mit Hilfe eines Berechnungsnetzes die Topographie des Untersuchungsgebietes (Gewässer und Überflutungsflächen) detailliert nachgebildet werden konnte. Die Maschen des Netzes orientieren sich an den Gewässern, der Topographie und den Vegetationstypen, sie haben maximale Kantenlängen von 100 Meter. Den Maschen des Netzes werden charakteristische Rauheitsbeiwerte (k_{st} -Werte) zugeordnet, die im Verlauf der Eichung durch Vergleich von gemessenen und berechneten Wasserspiegellagen verändert und angepaßt werden, bis eine gute Übereinstimmung erreicht ist. Wesentliche Eichgrundlage waren vergangene Möhlinhochwasser mit Überflutungen der Möhlinau, die kartiert wurden. Wo keine Meßwerte über Wasserspiegellagen vorlagen, wurden - nach den Erfahrungen aus anderen Modellen - entsprechend der Topographie und der anstehenden Vegetation geeignete k_{st} -Werte gewählt.



Als wesentliche Überflutungszustände der 2-D-Strömungsberechnungen wurden stationäre Berechnungen für die Lastfälle

- Abfluss des 1000jährigen Bemessungshochwassers über 4 Wehröffnungen, d.h. alle 4 Sektoren des Kulturwehres sind betriebsbereit,
- Abfluss des 1000jährigen Bemessungshochwassers über 3 Wehröffnungen, d.h. nur 3 Sektoren des Kulturwehres sind betriebsbereit (n-1 Regel),
- Retention mit Abfluss des 200jährigen Bemessungshochwassers,
- Ökologische Flutung mit drei verschiedenen Wasserspiegellagen

durchgeführt.

Die Darstellung der räumlichen Entwicklung der Überflutung bei Retentions-einsatz für das 200jährige Bemessungshochwasser (Februar 1980) unter Berücksichtigung der Einsatzkriterien nach Fertigstellung aller Rückhalteräume erfolgte mit Hilfe einer instationären Berechnung.

Die zweidimensionale Strömungsberechnung wurde von Dr.-Ing. Karl Ludwig durchgeführt und dokumentiert [8]. In den folgenden Kapiteln werden die Ergebnisse des zweidimensionalen Strömungsmodells für die beiden Lastfälle Retention und regelmäßige Flutungen zusammengefaßt dargestellt.



3.2.1 Retention

Zur Abschätzung, welche direkten und indirekten Einwirkungen auf die einzelnen Bereiche des gesamten Retentionsraumes aufgrund der geplanten Retention zu erwarten sind, wurden die nachfolgenden Berechnungen veranlaßt. Sie spiegeln die auf Grundlage der Modellrechnung ermittelten wesentlichen Überflutungszustände im Retentionsfall wieder. Um die Unterschiede bezüglich der verschiedenen Ergebnisse deutlich zu machen, wurde diesbezüglich zwischen Ist- und Planungszustand unterschieden. Die beiden Lastfälle A und B für den 1000jährigen Hochwasserabfluss dienen darüber hinaus als Kontrolle der bisherigen Bemessung der Hochwasserschutzdämme.

3.2.1.1 Stationäre Berechnung

Als Eingangsparameter für den Modellabschnitt Retentionsfall wurden grundsätzliche Randbedingungen vorgegeben:

Durchfluss in den Abschnitten Rhein, Kraftwerkskanal und Möhlin,

Ausgangswasserspiegel bei Rhein-km 227,7 (aus Berechnungen von Rhein-km 224,8 bis 234,8 der Neubauleitung Hochwasserschutz Oberrhein im August 1985) und im Oberwasser des Kulturwehres bei Rhein-km 224,745 (aus Modellversuch der Universität Karlsruhe im Februar 1988),

Verschlussstellung des Möhlin- und Kulturwehres.

Die Darstellung der einzelnen Hochwasserlastfälle orientiert sich an den jeweiligen für diese Punkte markanten hydraulischen Einzelaspekten in Bezug auf Rheinhauptbett und deutsches Vorland.



Außergewöhnlicher Lastfall A

Untersuchungsgrundlage ist ein 1000jähriges Bemessungshochwasser, das im ungestörten Betrieb über das Kulturwehr abgeführt wird. Entsprechend der Bewertungsmatrix gelten folgende Randbedingungen:

Durchfluss	
Rhein	5550 m ³ /s
Kraftwerkskanal	0 m ³ /s
Möhlin	0 m ³ /s
Ausgangswasserspiegel	
Modellrand Rhein-km 216,6	198,90 m+NN
OW Kulturwehr Rhein-km 224,745	193,60 m+NN
Modellrand Rhein-km 227,7	189,67 m+NN
Verschußstellung	
Kulturwehr	4 Sektoren sind geöffnet
Möhlinwehr	Segment ist geschlossen

Tab. 2: Bemessungsgrundlagen Lastfall A

Die zugehörigen Wasserspiegellagen sind im Lageplan (Anlage 15.3.1) dargestellt. Sie werden bei der Dimensionierung der Einzelbauwerke berücksichtigt und sind in den Längsschnitten der Dämme enthalten (Anlagen 6.1, 7.1, 10.4).



Außergewöhnlicher Lastfall B

Für den außergewöhnlichen Lastfall B wird ein 1000jährlicher Bemessungshochwasser angenommen, das im gestörten Betrieb (n-1 Regel, d.h. ein Sektor ist außer Betrieb) über das Kulturwehr abgeführt wird. Entsprechend gelten folgende Randbedingungen:

Durchfluss	
Rhein	4700 m³/s
Kraftwerkskanal	850 m³/s
Möhlin	0 m³/s
Ausgangswasserspiegel	
Modellrand bei Rhein-km 216,6	198,50 m+NN
Rhein-km 227,7	189,67 m+NN
OW Kulturwehr Rhein-km 224,745	193,95 m+NN
Verschlussstellung	
Kulturwehr	3 Sektoren sind geöffnet
Möhlinwehr	Segment ist geschlossen

Tab. 3: Bemessungsgrundlage Lastfall B

Die Ergebnisse sind in der Anlage 15.3.2 (Wasserspiegellagen) als Plan aufgearbeitet. Sie werden bei der Dimensionierung der Einzelbauwerke und bei den Längsschnitten der Dämme dargestellt (Anlagen 6.1, 7.1, 10.4).



Maximaler Betriebsfall

Untersuchungsgrundlage ist ein 200jähriges Bemessungshochwasser, das im ungestörten Betrieb über das Kulturwehr abgeführt wird. Es gelten folgende Randbedingungen:

Durchfluss	
Rhein	4500 m ³ /s
Kraftwerkskanal	200 m ³ /s
Möhlin	0 m ³ /s
Wasserspiegel	
Modellrand Rhein-km 216,6	198,30 m+NN
Rhein-km 227,7	189,08 m+NN
OW Kulturwehr Rhein-km 224,745	193,60 m+NN
Verschlussstellung	
Kulturwehr	Einsatz der Sektoren hält Wasserspiegellage bei 193,60 m+NN
Möhlinwehr	Segment ist geschlossen

Tab. 4: Bemessungsgrundlage maximaler Betriebsfall

Die Ergebnisse für die zugehörigen Wasserspiegellagen, Fließgeschwindigkeiten und Fließrichtungen werden in Lageplänen gezeigt (Anlage 15.3.3 und 15.3.4). Sie werden bei der Dimensionierung der Einzelbauwerke und bei den Längsschnitten der Dämme dargestellt (Anlagen 6.1, 7.1, 10.4).

Für den Rückhalteraum sind die Ergebnisse in der folgenden Tabelle (Tab. 5) zusammengefasst.



Untersuchungsabschnitt	Strömungsuntersuchung bezüglich	
	Geländeeinfluss	Geschwindigkeit
Rechtes (deutsches) Vorland		
Rhein-km 219		
südlich des Franzosenweges	Einströmbereich	2 m/s
nördlich des Franzosenweges	Einströmbereich	2 m/s
Rhein-km 220,8 bis 223	Einströmbereich	2 m/s
Rhein-km 223,7 bis 224,3	Ausströmbereich	1,2 m/s
Rhein-km 218,66		
südlicher Leinpfad	nicht überströmt	
Rhein-km 221,7		
südlicher Leinpfad	hochwasserfrei	
nördlicher Leinpfad	überflutet	
Rhein-km 219-224,5		
Schlute am Nordostrand	durchströmt	0,3 bis 0,6 m/s
Franzosenweg und Kieselsee Uhl	durchströmt	0,3 bis 0,6 m/s
Tiefzonen entlang des Kieselsees	durchströmt	0,3 bis 0,6 m/s
Rückstrombereich Flügeldamm	durchströmt	0,3 bis 0,6 m/s
<p>Rheinhauptbett hat bei Rhein-km 224,8 mit 4,2 m/s die maximale Fließgeschwindigkeit</p> <p>Stillwasserzonen treten am südlichen Ende des Überflutungsgebietes auf</p> <p>Geländeparallele Strömungen, die mit größeren Wasserspiegelgradienten einhergehen, treten am Nordostrand der oberhalb des Franzosenweges in den Rhein mündenden Schlute auf, nahezu über die Gesamtbreite des Vorlandes zwischen Franzosenweg und etwa 500 m südlich des Kieselsees Uhl</p>		

Tab. 5: Untersuchungsergebnisse maximaler Betriebsfall



3.2.1.2 Instationäre Berechnung

(Büro Dr.-Ing. Ludwig)

Beim Modellabschnitt der instationären Berechnung wurde der gesteuerte Retentionsfall untersucht. Für die Analyse wurden Randbedingungen vorgegeben, die sich am historischen Hochwasserereignis von 1980, das auf ein 200jähriges Häufigkeitsniveau vergrößert wurde, orientieren. Ziel war es, die räumliche und zeitliche Entwicklung der Überflutung bei Retention unter Berücksichtigung verschiedener Rahmenbedingungen darzustellen.

Unter den Vorgaben von Retentionsgradienten und dem gezielten Einsatz der Sektoren als Steuerungselement wird der maximal zur Verfügung stehende Hochwasserschutzraum ermittelt werden, der infolge des aktuellen Planungszustandes zu erwarten ist. Als Bemessungshochwasser wurde ein maximaler Abfluss von 3.300 m³/s über das Kulturwehr gewählt. Die zeitliche Abfolge der instationären Berechnung ist im Rahmen dieser Simulation von der 0. bis zur 138. Stunde unterteilt worden, wobei das Szenario im Vorfeld festgelegte Einzelabschnitte durchläuft, deren Anfangszustand sich wie folgt beschreiben lässt.

Ausgangswasserspiegel	
oberer Modellrand Rhein-km 216,6	195,50 m+NN
OW Kulturwehr Rhein-km 224,745	190,10 m+NN
unterer Modellrand Rhein-km 227,7	188,05 m+NN
Verschlussstellung	
Kulturwehr	4 Sektoren sind geöffnet
Entnahmebauwerke	4 Entnahmebauwerke sind geöffnet
Möhlinwehr	voll geöffnet nur bei 0. Stunde, wird danach geschlossen

Tab. 6: Bemessungsgrundlage beim gesteuerter Retentionsfall im Anfangszustand



Der Retentionsbetrieb wird in eine Füll-, Durchfluss- und Entleerungsphase unterteilt. Für den Verlauf der Füllphase ist einzig das Kulturwehr als Steuerungsorgan maßgeblich. Über die Entnahmehauwerke wird der Retentionsraum mit einem Gradienten von $70 \text{ m}^3/\text{s}$ beschickt, so dass während dieser Phase der Abfluss über das Kulturwehr um $70 \text{ m}^3/\text{s}$ geringer ausfällt, als der eigentliche Zufluss des Rheines am oberen Modellrand.

Der Verlauf der Wasserspiegellagen (Abb. 6) wird in Abhängigkeit der Zeit an 5 Stellen (Abb. 5) im Rückhalteraum ermittelt.

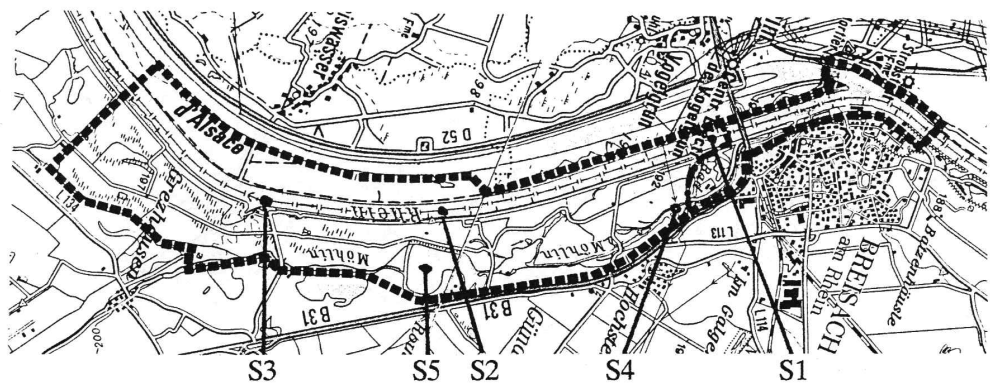


Abb. 5: Untersuchungsstellen im Rückhalteraum

- S1 Wasserspiegel im Oberwasser des Kulturwehres
- S2 Wasserspiegel in Rheinmitte bei dem vorhandenen Einlassbauwerk
- S3 Wasserspiegel in Rheinmitte auf Höhe des Franzosenweges
- S4 Wasserspiegel im Oberwasser des Möhlinwehres
- S5 Wasserspiegel im Baggersee Uhl

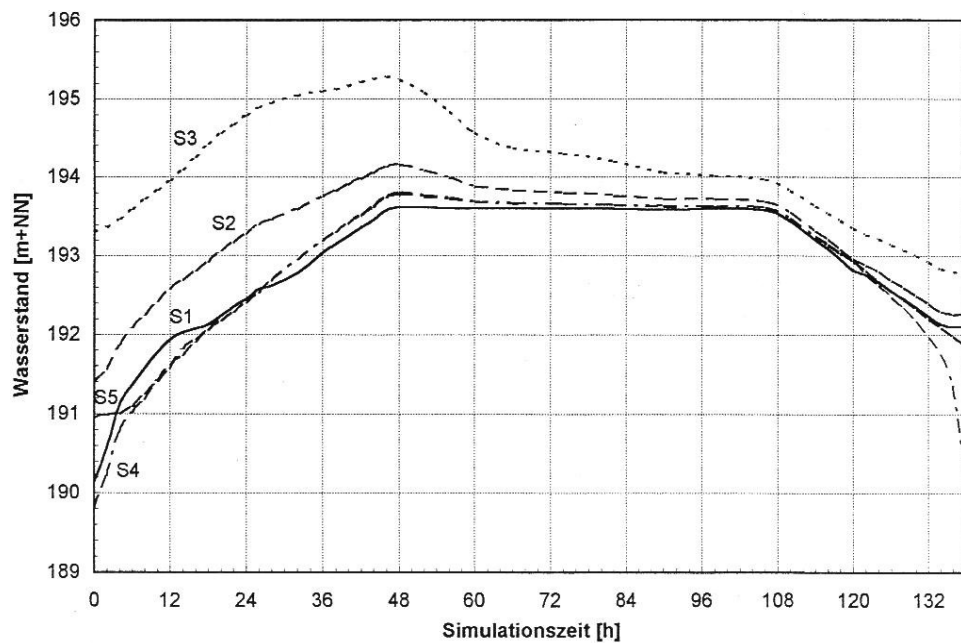


Abb. 6: Zeitabhängiger Wasserstandsverlauf ausgewählter Stellen
Vergrößertes Hochwasser von 1980

Ausgehend vom Anfangszustand zur 0. Stunde strömt durch die geöffneten Einlaßbauwerke Wasser in den Retentionsraum ein und fließt durch die Schluten der Möhlin und dem Flügeldamm zu.

Nach der Überflutung des Leinpfades breiten sich die Überflutungsgebiete nach Süden aus. Außerdem werden Geländebereiche östlich der Möhlin unter Wasser gesetzt. Mit zunehmender Dauer vergrößert sich der Zufluss in diesen Bereich, so daß sich auch die Überflutungsfläche vergrößert. Damit geht ein Anstieg der ursprünglich zu einem Drittel durchströmten Überflutungsflächen einher. Mit dem Erreichen des maximalen Wasserspiegels am Kulturwehr zur 48. Stunde setzt die Durchflussphase ein. Gleichzeitig nimmt die durchströmte Fläche im deutschen Vorland ab. Die Ergebnisse für die zugehörigen Wasserspiegellagen (Anlage 15.3.5) bzw. Fließgeschwindigkeiten und Fließrichtungen (Anlage 15.3.6) sind in Lageplänen dargestellt.

Nach den Berechnungen liegt das maximale Retentionsvolumen im Rhein und den Vorländern auf der deutschen und französischen Seite bei ca. 9,3 Mio. m³.



3.2.2 Regelmäßige Flutungen

Die ökologischen Flutungen sind an den natürlichen Rheinabfluss angelehnt, so daß der Rückhalteraum Breisach erst ab einem bestimmten Schwellenwert über die insgesamt vier Entnahmebauwerke zu fluten ist. Dieser Schwellenwert wird auf $1.500 \text{ m}^3/\text{s}$ als Gesamtabfluss im Rhein mit Rheinseitenkanal bestimmt. Der Rückhalteraum Breisach wird entsprechend einer festen, abflussabhängigen Steuerungsregel, die sich durch veränderliche Wasserstände am Kulturwehr Breisach auszeichnet, ökologisch geflutet. Die Steuerungsregel legt in Abhängigkeit des Rheinabflusses Wasserspiegeln im Oberwasser des Rheins und im Rückhalteraum fest (siehe Erläuterungsbericht, Kap. 7.2.2.2).

In den folgenden Tabellen (Tab. 7, Tab. 8, Tab. 9) und den zugehörigen Lageplänen werden exemplarisch für maximale, mittlere und geringe ökologische Flutungshöhen im Rückhalteraum die Ergebnisse dargestellt. Sie spiegeln als stationäre Berechnungsfälle markante Zustände des nach bestimmten Steuerungsregeln ablaufenden, instationären Vorgangs der ökologischen Flutungen. Dabei gelten folgende Randbedingungen:

- Durchfluss in den Abschnitten Rhein und Möhlinwehr, wobei letzterer bei einem Zufluss der Möhlin von $1 \text{ m}^3/\text{s}$ in den Rückhalteraum einen Wert von $100 \text{ m}^3/\text{s}$ über das Kulturwehr nicht überschreiten soll.

Ausgangswasserspiegel im Oberwasser des Kulturwehres bei Rhein-km 224,745 (aus Modellversuch der Universität Karlsruhe im Februar 1988) wird durch den gezielten Einsatz der Verschlüsse gesteuert

Die für den Planungszustand vorgesehenen vier Rheinwasserentnahmebauwerke sind voll geöffnet, so daß sich der Durchfluss der einzelnen Bauwerke entsprechend ihrer hydraulischen Kennlinie ergibt. Auf diese Weise wird garantiert, daß das im Bedarfsfall über den Leinpfad in den Rückhalteraum einfließende Wasser ein ausreichend Wasserpolster besitzt, das schädliche Erosionen weitgehend ausschließt.

Der Abfluss über den Kraftwerkskanal, der an den Rückhalteraum vorbeigeleitet wird, ist mit $1.400 \text{ m}^3/\text{s}$ anzusetzen.



Zufluss in den Rückhalteraum	2.000 m ³ /s
Abfluss über das Kulturwehr	1.900 m ³ /s
Abfluss über das Möhlinwehr	100 m ³ /s
Oberwasser Kulturwehr Rhein-km 224,745	
Wasserspiegel	193,20 m+NN
Wasserspiegel (Normalstau)	192,10 m +NN
Wasserspiegelerhöhung	1,10 m
Oberwasser Möhlinwehr	
Wasserspiegel	193,20 m+NN
Wasserspiegel (Normalstau)	189,90 m+NN
Wasserspiegelerhöhung	3,30 m
Das Überflutungsgebiet reicht nach Süden bis knapp nördlich des vorhandenen Einlaßbauwerkes zum Kiessee Uhl, wobei es zu einer nahezu waagerechten Ausspiegelung der Oberwasserstände von Kulturwehr und Möhlinwehr kommt.	
Stillwasserzonen treten südlich von Rhein-km 222,5 und nördlich in Bereichen rechts der Möhlin auf.	
Die maximalen Fließgeschwindigkeiten liegen mit 0,1 bis 0,3 m/s im Nahbereich des Möhlinwehres und entlang des rechten Leinpfades.	
Das gesamte Wasser des Raumes fließt über das Möhlinwehr ab, so daß keine Rückströmungen zum Rhein hin auftreten.	
Der Leinpfad ist ca. 40 cm hoch überflutet.	
Die Ergebnisse sind in den Lageplänen Anlage 15.3.7 (Wasserspiegellagen) und 15.3.8 (Fließgeschwindigkeiten und -richtungen) dargestellt.	

Tab. 7: Ergebnisse Oberwasserstand Möhlinwehr 193,20 m + NN



Zufluss in den Rückhalteraum	780 m ³ /s
Abfluss über das Kulturwehr	680 m ³ /s
Abfluss über das Möhlinwehr	100 m ³ /s
Oberwasser Kulturwehr Rhein-km 224,745	
Wasserspiegel	192,91 m+NN
Wasserspiegel (Normalstau)	192,10 m +NN
Wasserspiegelerhöhung	0,81 m
Oberwasser Möhlinwehr	
Wasserspiegel	192,23 m+NN
Wasserspiegel (Normalstau)	189,90 m+NN
Wasserspiegelerhöhung	2,33 m
Das Überflutungsgebiet reicht nach Süden bis etwa auf Höhe des nördlichen Randes des Kieselsee Uhl, wobei es zu einer waagerechten Ausspiegelung der Oberwasserstände von Kulturwehr und Möhlinwehr kommt.	
Stillwasserzonen treten vereinzelt südlich von Rhein-km 222,2 auf. Die maximalen Fließgeschwindigkeiten liegen mit 0,3 bis 0,5 m/s am rechten Leinpfad. Im Nahbereich des Möhlinwehres treten Fließgeschwindigkeiten von 0,1 bis 0,2 m/s auf Wegen der Wasserspiegeldifferenz zum Rhein fließt das gesamte Wasser des Raumes über das Möhlinwehr ab. Der Leinpfad ist ca. 10 cm hoch überflutet. Die Ergebnisse sind in den Lageplänen Anlage 15.3.9 (Wasserspiegellagen) und 15.3.10 (Fließgeschwindigkeiten und -richtungen) dargestellt).	

Tab. 8: Ergebnisse Oberwasserstand Möhlinwehr 192,23 m + NN



Zufluss in den Rückhalteraum	400 m ³ /s
Abfluss über das Kulturwehr	353 m ³ /s
Abfluss über das Möhlinwehr	47 m ³ /s
Oberwasser Kulturwehr Breisach	
Wasserspiegel	192,65 m+NN
Wasserspiegel (Normalstau)	192,10 m +NN
Wasserspiegelerhöhung	0,55 m
Oberwasser Möhlinwehr	
Wasserspiegel	191,32 m+NN
Wasserspiegel (Normalstau)	189,90 m+NN
Wasserspiegelerhöhung	1,42 m
Das Überflutungsgebiet reicht nach Süden bis etwa Hochstetter Weg bei Rhein-km 223,000. Bis zum Kieselsee Uhl gibt es im Bereich der Schluten und an der Möhlin überflutete Flächen.	
Stillwasserzonen sind bei konstantem Wasserspiegel außerhalb der Schluten und der Möhlin teilweise flächig vorhanden.	
Die maximalen Fließgeschwindigkeiten treten mit 0,1 bis 0,3 m/s im Bereich der Einlaufbauwerke, der Schluten und der Möhlin auf.	
Wegen der Wasserspiegeldifferenz zum Rhein fließt das gesamte Wasser des Raumes über das Möhlinwehr ab.	
Der Leinpfad ist nicht überflutet.	
Die Wasserspiegeldifferenz zum Rhein beträgt ca. 15 cm und zum Rückhalteraum ca. 0,80 m bis 1,30 m.	
Die Ergebnisse sind in den Lageplänen Anlage 15.3.11(Wasserspiegellagen) und 15.3.12 (Fließgeschwindigkeiten und -richtungen) dargestellt.	

Tab. 9: Ergebnisse Oberwasserstand Möhlinwehr 191,32 m + NN



3.2.3 Hochwasser Möhlin

Bei Hochwasserereignissen in der Möhlin treten Überschwemmungen besonders im Bereich südlich des Franzosenweges auf. Die vorhandenen Überflutungsbereiche mit den zugehörigen Wasserspiegellagen und Fließgeschwindigkeiten und -richtungen sind im Istzustand in den Anlagen 15.3.13 und 15.3.14 dargestellt. Der auf einem Damm liegende Franzosenweg wirkt bei dieser Situation als Sperrriegel. Um die Fließgeschwindigkeiten beidseitig des Franzosenweges zu erhöhen, sind zwei zusätzliche Rohrdurchlässe (BW 4.12 und 4.14) vorgesehen. Weiter ist ein Leitdamm längs dem Abwasservorflutkanal geplant, dessen Kronenhöhe über dem Hochwasserspiegel der Möhlin liegt (BW 4.45).

Die Änderungen der Wasserspiegellagen bzw. der Fließgeschwindigkeiten und Fließrichtungen sind den Anlagen 15.3.15 und 15.3.16 zu entnehmen.

3.3 Normalzustand

Der zukünftige Normalzustand, d.h. Normalstau am Kulturwehr auf 192,10 m+NN und am Möhlinwehr auf 189,80 m+NN wird sich gegenüber dem jetzigen Zustand nicht ändern.

Bei Rheinabflüssen unterhalb des Beginns der ökologischen Flutungen (d.h. $Q_{\text{Gesamt}} < 1500 \text{ m}^3/\text{s}$, statistisch im langjährigen Mittel für 300 Tage/Jahr zutreffend) erfolgt eine ständige Wasserzuführung aus dem Rhein in die Schluten 2 und 3 über die Fischtreppe der Entnahmbauwerke BW 4.09 (Anlage 10.2) und BW 4.10 (Anlage 10.3) in der Größenordnung von jeweils ca. $0,3 \text{ m}^3/\text{s}$. Die dadurch erzielte Vernetzung der angrenzenden Schluten bis zur Möhlin bildet die einzige Veränderung des derzeitigen Zustandes außerhalb des Betriebes des Rückhalterumes. Bei ökologischen Flutungen und bei Retention bleiben die Fischtreppe geöffnet.



4 Hydrologische Untersuchungen

4.1 Häufigkeit und Dauer des Betriebes des Rückhalteraumes

(Landesanstalt für Umweltschutz, Baden-Württemberg)

Dem Bericht des technischen Ausschusses der Ständigen Kommission und der Arbeitsgruppe „Nachweis der Wirksamkeit der Hochwasserrückhaltemaßnahmen am Oberrhein zwischen Basel und Worms unter Einbeziehung der ökologischen Flutungen“ vom 27.02.1998 [14] ist zu entnehmen:

„Der Rückhalteraum Kulturwehr Breisach wird zur Hochwasserrückhaltung eingesetzt, wenn der Abfluss vor Ort 3400 m³/s überschreitet.

Die Entleerung des Rückhalteraumes beginnt, wenn der Abfluss vor Ort 3200 m³/s unterschreitet.

Laufende ökologische Flutungen sind abzurechnen, wenn der Einsatz des Raumes für die Hochwasserrückhaltung nicht ausgeschlossen werden kann und der Abfluss des Rheins vor Ort 2800 m³/s erreicht hat.“

Aus den Einsatzkriterien und der Statistik am Pegel Maxau tritt der Lastfall des häufigeren Retentionseinsatzes mit Teilfüllung des Rückhalteraumes alle 12 - 14 Jahre im Winterhalbjahr bzw. alle 23- 27 Jahre im Sommerhalbjahr auf. Für das gesamte Jahr ergibt sich daraus ein Erreichen des Einsatzkriteriums alle 10-12 Jahre.

Die Frage nach der Häufigkeit des Überschreitens der Einsatzkriterien ist relevant für die Bewertung der Auswirkungen der Retention auf Fauna und Flora. Da bei diesen kurzen Retentionseinsätzen in der Regel das maximale Stauziel nicht erreicht wird, muß für die Bemessung der Schutzmaßnahmen und der Anlagen des Rückhalteraumes ein 200jähriges Hochwasser mit Vollfüllung des Raumes bis zum maximalen Stauziel und einer Einsatzdauer von ca. 5 Tagen herangezogen werden. Solch eine Situation tritt jedoch nur alle 60-200 Jahre auf.



4.2 Höhe, Häufigkeit und Dauer der regelmäßigen Flutungen

(Ing. Büro Dr. Ludwig)

Zur Prognose der Höhe, Häufigkeit und Dauer der ökologischen (regelmäßigen) Flutungen wird die am Pegel Hartheim gemessene und von der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung aufgezeichnete Zeitreihe der Tagesmittelwerte der Wasserstände von 1953 bis 1999 herangezogen. Anhand dieser 46 Jahre langen Zeitreihe wird ermittelt, welche Überflutungssituation im Rückhalteraum aufgetreten wäre, wenn nach dem Überflutungsregime der ökologischen Flutungen (s. Erläuterungsbericht Kap. 7.2.2) geflutet worden wäre. Bei einer solch langen Zeitreihe ist davon auszugehen, dass sich auch in Zukunft, nach Inbetriebnahmen des Rückhalterumes, die mittleren Überflutungsverhältnisse entsprechend einstellen werden.

Das Ing. Büro Ludwig hat, insbesondere für ökologische Flutungen, anhand der o.g. Zeitreihe 1953-1999 (46 Jahre), aber auch für den Retentionseinsatz während des Hochwassers Mai 1999 die Überflutungshöhe, -häufigkeit und -dauer des Einzelereignisses als auch die mittlere Überflutungsdauer eines Jahres ermittelt. Hierzu wurden die mittleren Tageswasserstände am Abflusspegel Hartheim mit einer Abflusskurve in mittlere Tagesabflüsse umgerechnet [7].

Für die Ermittlung der maßgebenden Abflussbereiche für ökologische Flutungen, Gesamtabfluss zwischen 1.500 m³/s und 3.400 m³/s, muss zu den Abflüssen am Pegel Hartheim ein konstanter Abfluss im Rheinseitenkanal von 1.400 m³/s addiert werden.

Zur Berechnung der Wasserstände im Rückhalteraum wurde die Zeitreihe auf Stundenwerte interpoliert.

Mit den zweidimensionalen stationären Strömungsberechnungen und der Steuerungsregel wird ermittelt, bei welchen Durchflüssen im Restrhein sich die o.g. Wasserspiegellagen der jeweiligen Auenzone einstellen.

In der Steuerungsregel ist jedem Rheinabfluss ein zugehöriger Wasserspiegel im Rückhalteraum zugeordnet. Hieraus wurde die Zuflussganglinie des Rückhalterumes Fall ermittelt. So kann gewährleistet werden, dass die Überflutungszustände im Rückhalteraum mit den Rheinabflüssen korrelieren und die auenähnlichen Verhältnisse sich entsprechend der Zufälligkeit des Rheinabflusses einstellen (siehe Erläuterungsbericht Kap. 7.2.2).

Die Höhen und die durchschnittlichen Dauern der regelmäßigen Flutungen sind in der Überflutungsdauerkarte (Anlage 3.4) dargestellt.



4.3 Nachweis der Auswirkungen auf das Grundwasser

(Geldner Ingenieurberatung)

Der Einsatz des Rückhaltereaumes Kulturwehr Breisach bei Retention und regelmäßigen Flutungen wirkt sich auch auf die Grundwasserstände außerhalb des Rückhaltereaums aus. Um die Folgen abschätzen und nachteilige Effekte vermeiden zu können, wurden die Auswirkungen der Maßnahmen in einem Grundwasserströmungsmodell [11] untersucht.

4.4 Grundwasserhydraulische Untersuchungen

(Geldner Ingenieurberatung)

Die mathematischen Grundlagen der grundwasserhydraulische Untersuchungen sind im Anhang 2 dargestellt.

Der geplante Rückhalteraum Kulturwehr Breisach liegt südlich des geplanten Rückhaltereaumes Breisach/Burkheim und ist Bestandteil des Integrierten Rheinprogrammes ist. Beide Rückhalteräume liegen nicht nur räumlich eng zusammen, aufgrund des gleichzeitigen Einsatzes zum Hochwasserrückhalt überlagern sich die Auswirkungen auf das Grundwasser (Übersichtslageplan, Anlage 2.1). Aufgrund dieser Überlagerungen war es notwendig, die beiden Rückhalteräume gemeinsam in einem Grundwassermodell zu untersuchen.

Aus Gründen der räumlich getrennten Planfeststellungsverfahren wird die Darstellung untergliedert in den Bereich Rückhalteraum Kulturwehr Breisach und in den Bereich Breisach - Burkheim. Die Schutzmaßnahmen für den nordöstlichen Teil des Stadtgebietes Breisach werden sowohl im Zusammenhang mit dem Kulturwehr Breisach als auch dem Rückhalteraum Breisach/Burkheim erforderlich und werden somit in ihren gesamten Umfang sowohl in den Planfeststellungsunterlagen zum Kulturwehr Breisach als auch zum Rückhalteraum Breisach/Burkheim behandelt. Die Schutzmaßnahmen für den Rückhalteraum Kulturwehr Breisach liegen auf der Gemarkung Breisach.



Mit dem Grundwasserströmungsmodell wurden die Auswirkungen

- Retentionseinsatz,
- regelmäßige Flutungen,
- Retentionseinsatz im Anschluss an eine vorausgegangene regelmäßige Flutung

auf das Grundwasser untersucht und hinsichtlich zu erwartender Wirkungen auf vorhandene Nutzungen ausgewertet.

Die Nutzungen umfassen:

- Ortslage Hochstetten,
- Ortslage Breisach,
- Sport- und Freizeitgelände Breisach.

Die durch die Überflutung des Rückhalteraumes einhergehenden Grundwasserstandsanstiege werden einerseits verglichen mit den Grundwasserständen die sich bei dem vergleichbaren Rheinhochwasser und gleichen meteorologischen Verhältnissen einstellen (Vergleichszustand) und überprüft hinsichtlich der damit verbundenen zusätzlichen schädigenden Wirkung auf die bestehenden Ortslagen und sonstigen Nutzungen. Hierzu wurden alle Keller hinsichtlich ihrer Höhenlage eingemessen und die landwirtschaftlichen Nutzflächen mit Hilfe des digitalen Geländemodells mit Höheninformationen im Rasterabstand von 15 m herangezogen.

Die Varianten tragen die Kurzbezeichnungen V1 bis V16, wobei Untervarianten (Abhandlung) eine zusätzliche Indizierung infolge einer detaillierteren Fragestellung erforderlich machten. In dem Hydraulischen Nachweis werden nur die maßgebenden Hauptvarianten gemäß Grundwassermodellbericht Teil A [11], die Grundlage für die Bemessung des Antragsentwurfs sind, dargestellt. Die Varianten, die der Entwicklung der Hauptvarianten dienen, sind in dem Gutachten von Geldner Ingenieurberatung Teil B [11] dargestellt.



Die einzelnen Varianten unterscheiden sich hinsichtlich der folgenden Hauptkriterien:

- Hochwasserereignis im Rhein
- Aufteilung des Gesamtabflusses auf Seitenkanal und über das KWB
speziell
 - Maximum des Gesamtabflusses
 - Maximum des Abflusses über das KWB
- Aufteilung des Gesamtabflusses auf den Kraftwerkskanal Marckolsheim und den Rhein innerhalb der Schlinge Marckolsheim
- Abfluss in den Gewässern
- Betrieb der Wehre (KWB und Möhlinwehr)
- Niederschlagsereignis (Szenario)
- Betrieb der Schutzmaßnahmen (Brunnen)
- Ausbau des Gewässer-Grabensystems einschließlich der Pumpwerke
- Ausgangszustand des hydrologischen Szenarios
- Flutungsregime der Rückhalteräume

Der Aufbau der einzelnen Varianten erfolgte durch bausteinartige Berücksichtigung der Einzelszenarien als Anfangs- und Randbedingungen in Kombination mit der Flutung der Rückhalteräume und der Schutzmaßnahmen im jeweiligen Planungszustand. Die genannten Kriterien entsprechen jeweils den angesetzten Rand- und Anfangsbedingungen im numerischen Modell. Die Szenarien, die in den Varianten kombiniert werden, stellen extreme Bedingungen in Hinsicht auf die zu erwartenden bzw. zu beurteilenden Wirkungen dar. Eingang in die Berechnung finden hier die gewonnenen Daten aus der instationären Berechnung des Zwei-Dimensionalen-Strömungsmodells [8].



Das Modell wurde mit drei verschiedenen Hochwasserereignissen gerechnet.

HQ 1987 als reales Sommerhochwasser zur Eichung und zur Darstellung der regelmäßigen Flutungen und eines beginnenden Retentionseinsatzes alle 10 Jahre (Anlage 15.1.3).

BHQ₂₀₀(1980) Das historische Hochwasser vom Februar 1980, rechnerisch mit einem Vergrößerungsfaktor auf ein HQ₂₀₀ (4.500 m³/s) vergrößert („aufgeblasen“).

Es dient als Bemessungshochwasser für den Retentionsfall (Anlage 15.1.1).

BHQ₂₀₀(synt) entspricht dem BHQ₂₀₀(1980), (jedoch) mit der Annahme, dass der gesamte Abfluss zum Zeitpunkt der Hochwasserspitze über den Rhein (Sonderbetrieb) und somit über das Kulturwehr Breisach abfließt (Anlage 15.1.2).

Zu jedem gerechneten Szenario gehört jeweils eine

Bemessungsvariante die den zukünftigen Zustand während des Betriebes des Rückhalteraumes darstellt

und eine

Vergleichsvariante die den Ablauf des Hochwassers ohne Betrieb des Rückhalteraumes darstellt (Ist-Zustand).

Folgende Varianten werden für den Nachweis herangezogen (siehe Tab. 10), wobei für die instationären Berechnungen ein stationärer Ausgangszustand auf der Grundlage eines erhöhten Mittelwasserstandes berücksichtigt wurde:

Instationäre Berechnung des Ist-Zustandes bei Abfluss des Bemessungshochwassers BHQ₂₀₀ (auf ein 200jähriges Hochwasser aufgeweitetes historisches Hochwasserereignis vom Februar 1980) ohne Überflutung des Rückhalteraumes als Vergleichszustandes für die geplante Retention. Hierbei wurde ein Bemessungsniederschlag entsprechend dem extremen Niederschlagsereignis vom Mai 1983 zugrunde gelegt (Variante **V2**).



Instationäre Berechnung des künftigen Zustandes bei Abfluss des Bemessungshochwassers (BHQ₂₀₀) mit Überflutung des Rückhalteraumes zur Retention und vorausgehender ökologischer Flutung (Mai/August 1987) unter Berücksichtigung aller geplanten Schutzmaßnahmen. Hierbei wurde ein Bemessungsniederschlag entsprechend dem extremen Niederschlagsereignis vom Mai 1983 zugrundegelegt (Variante **V15**).

Instationäre Berechnung des Ist-Zustandes bei Abfluss des Bemessungshochwassers BHQ₂₀₀ (auf ein 200jährliches Hochwasser aufgeweitetes historisches Hochwasserereignis vom Februar 1980) ohne Überflutung des Rückhalteraumes als Vergleichszustand für die geplante Retention. Hierbei wurde ein Bemessungsniederschlag entsprechend 1/3 des extremen Niederschlagsereignis vom Mai 1983 zugrunde gelegt (Variante **V2.1**).

Instationäre Berechnung des künftigen Zustandes bei Abfluss des Bemessungshochwassers (BHQ₂₀₀) mit Überflutung des Rückhalteraumes zur Retention und vorausgehender ökologischer Flutung (Mai/August 1987) unter Berücksichtigung aller geplanten Schutzmaßnahmen. Hierbei wurde ein Bemessungsniederschlag entsprechend 1/3 des extremen Niederschlagsereignis vom Mai 1983 zugrundegelegt (Variante **V16**).

Instationäre Berechnung des Ist-Zustandes bei Abfluss des Bemessungshochwassers für die erforderlichen ökologischen Flutungen (historisches Hochwasser Mai bis August 1987) ohne Überflutung des Rückhalteraumes als Vergleichszustand (Variante **V7.0**).

Stationäre Berechnung des zukünftigen Mittelwasserstandes unter Berücksichtigung der geplanten baulichen Maßnahmen jedoch ohne Inbetriebnahme der Schutzmaßnahmen (Variante **V7.03**).

Instationäre Berechnung des künftigen Zustandes bei Abfluss des Bemessungshochwassers für ökologische Flutungen (Mai/August 1987) mit Überflutung des Rückhalteraumes unter Berücksichtigung aller geplanten Schutzmaßnahmen. Dieses Hochwasser ist auch beispielhaft für einen häufigeren Retentionseinsatz ohne Vollenfüllung des Raumes (Variante **V7.7**).



Gegenüberstellung	Kurzbezeichnung	Rheinhochwasser			Manöver RSK"	Retention	Ökol. Flut.	Niederschlag	GW-Haltungsmaßnahmen	Erfüllungen
		Bezeichnung	Gesamt-abfluss* [m³/s]	Max. A abfluss über KWB [m³/s]						
Fall Retentions-Flutungen mit Extremniederschlag	V 2 V 15	BHQ ₂₀₀ (1980)	4.500	3.100	ohne	ohne	ohne	BN 1983	ohne	Hochwasser Feb. 1980 gewählt und zu 200 jährlichem Bemessungs-HW rechnerisch "aufgeblasen"
		HQ 1987	< 2.800	1.400	mit	mit	mit	Ma-Aug 1987	mit (=<= 75% d. max. Entnahme)	Vorbelastung durch ökolog. Flutungen mit Abbruch bei 2.800 m³/s
		BHQ ₂₀₀ (sym)	4.500	4.300				BN 1983	mit (max. Entnahme)	anschl. 200 jährliches Bemessungs-HW mit der Annahme, dass fast der gesamte Abfluss zum Zeitpunkt der HW-Spitze über das KWB abfließt
Fall Retentions-Flutungen mit 1/3 Extremniederschlag	V 2.1 V 16	BHQ ₂₀₀ (1980)	4.500	3.100	ohne	ohne	ohne	1/3 BN 1983	ohne	Hochwasser Feb. 1980 gewählt und zu 200 jährlichem Bemessungs-HW rechnerisch "aufgeblasen"
		HQ 1987	< 2.800	1.400	mit	mit	mit	Ma-Aug 1987	mit (=<= 75% d. max. Entnahme)	Vorbelastung durch ökolog. Flutungen mit Abbruch bei 2.800 m³/s
		BHQ ₂₀₀ (sym)	4.500	4.300				1/3 BN 1983	mit (max. Entnahme)	anschl. 200 jährliches Bemessungs-HW mit der Annahme, dass fast der gesamte Abfluss zum Zeitpunkt der HW-Spitze über das KWB abfließt
Fall ökologische Flutungen (öF-en)	V 7.0 V 7.0.3 V 7.7	HQ 1987	3.100	1.700	ohne	ohne	ohne	Ma-Aug 1987	ohne	reales Hochwasser 1987 mit einem max. Abfluss von 3.100 m³/s über das KWB
		HQ 1987	3.100	1.700	ohne	ohne	ohne	Ma-Aug 1987	ohne	reales Hochwasser 1987 mit einem max. Abfluss von 3.100 m³/s über das KWB Ausbau des Gewässernetzes wie in V 7.7
		HQ 1987	3.100	1.700	ohne	ohne	mit	Ma-Aug 1987	mit (=<= 75% d. max. Entnahme)	Langhaltende ökolog. Flutungen mit einem Abfluss bis 3.100 m³/s über das KWB (wenn keine Retention absehbar)

Tab. 10: Maßgebende Varianten im Grundwassermodell



Die Berechnungsergebnisse zeigten, dass während des Betriebs des Rückhaltereaumes der Einsatz von Schutzmaßnahmen notwendig ist, um Grundwasseranstiege, die über den Vergleichszustand hinaus durch die Flutungen der Rückhalteräume zu zusätzlichen Schäden und Beeinträchtigungen führen, in den Ortslagen und bei sonstigen Nutzungen zu vermeiden. Ziel der im Folgenden dargestellten Schutzmaßnahmen ist es, zusätzliche, schädigende Wirkungen auf die bestehenden Ortslagen und sonstigen Nutzungen zu vermeiden.

Eine gesonderte grundwasserhydraulische Berechnung wurde für das Sport- und Freizeitgelände Breisach, das südlich von der Stadt Breisach liegt, durchgeführt. Da in diesem Bereich engräumige Wechselwirkungen mit den Wasserständen des Rheins, der Möhlin und des Rückhalteraum Kulturwehr Breisach vorhanden sind, wurde die Maschenweite der Elemente im Detailmodell auf einen Abstand von 25 m gegenüber dem Gesamtmodell mit Maschen von 62,5m, 125m und 250 m reduziert. Die Modellszenarien entsprechen denen des Gesamtmodells, ergänzt durch die Nachrechnung des Hochwasserereignisses vom Mai 1999 [10].

4.5 Ergebnisse der grundwasserhydraulischen Untersuchungen

Nachweis der Wirksamkeit der Schutzmaßnahmen.

Die binnenseitigen Anpassungsmaßnahmen (Tab. 11) sehen einen Schutz der Flächen durch den Bau von Einzelbrunnen und Brunnengalerien in den bebauten Gebieten von Hochstetten und Breisach vor. Im Bereich des Sport- und Freizeitgeländes ist ein Ausbau des oberirdischen Gewässers „Europaweier“ mit Überlauf in die Möhlin für eine verbesserte Drainagewirkung geplant (Erläuterungsbericht Kap. 8.6).

Zu schützende Bereiche	Anpassungsmaßnahme
Ortslage Hochstetten	Bau von Einzelbrunnen und Brunnengalerien
Ortslage Breisach	Bau von Einzelbrunnen und Brunnengalerien
Sport- und Freizeitgelände Breisach	Vergrößerung Europaweier durch neue Flachwasserzone; Anschluss Europaweier an die Möhlin durch Flutgraben

Tab. 11: Binnenseitige Schutzmaßnahmen
(detaillierte Angaben siehe Erläuterungsbericht, Kap. 7.3 und 8.6)



Siedlungsgebiete

Maßgeblicher Lastfall für die Auslegung der erforderlichen Anlagen zur Grundwasserhaltung in den Siedlungsgebieten von Hochstetten und Breisach ist der Retentionsfall mit vorausgehender ökologischer Flutung (Grundwassermodell, Variante V 15).

Die Lagepläne der „Beobachtungspunkte“ in den bebauten Ortslagen sind in den Anlagen 15.4.1.1/2 dargestellt. Die Berechnungsergebnisse im Retentionsfall sind in der Tab. 12 für die Ortslagen an repräsentativen Standorten und in den Anlagen 15.4.2.1-10 enthalten. Der Abstand zwischen Kellersohle und maximalen Grundwasserstand bei den maßgeblichen Berechnungsvarianten ist für die bebauten Ortslagen den Kellerabstandsplänen zu entnehmen (Anlagen 15.4.4.1-4 und 15.4.5.1-4).

Variante	V 2	V 2.1	V 8	V 15	V 16
	Ist	Ist	Ist	Plan	Plan
	Vergleichsvarianten (ohne Retention)			Retentionsvarianten	
Beobachtungspunkt	[m+NN]	[m+NN]	[m+NN]	[m+NN]	[m+NN]
Hochstette Süd	190,14	190,06	190,86	190,96	190,87
Hochstetten West	189,85	189,81	190,67	189,84	189,73
Hochstetten Mitte	189,82	189,80	190,40	189,30	189,16
Hochstetten Nord	189,56	189,55	189,99	189,44	189,27
Breisach Nord 2	186,94	186,72	186,94	186,13	185,92
Breisach Nord 1	187,18	186,96	187,19	186,26	185,95
Breisach West 2	188,35	187,90	188,50	188,43	188,06
Breisach West 1	188,67	188,14	188,78	188,71	188,31
Breisach Mitte 1	188,16	187,99	188,29	187,95	187,56
Breisach Mitte 2	187,77	187,66	187,83	187,33	186,89

Tab. 12: Maximale Grundwasserstände beim Bemessungsabfluss



Bei ökologischen (regelmäßigen) Flutungen können die schädigenden Grundwasseranstiege durch einen teilweisen Einsatz der Grundwasserhaltungsanlage verhindert werden. In der folgenden Tabelle (Tab. 13) sind die Grundwasserstände in den Ortslagen dargestellt. Auf die zugehörigen Grundwasserstandsganglinien für Hochstetten (Anlagen 15.4.3.1/2) und für Breisach (Anlagen 15.4.3.3 - 5) wird verwiesen. Die Differenz zwischen den Kellersohle und maximalen Grundwasserstand bei den Berechnungsvarianten der ökologischen Flutung ist den Kellerabstandsplänen zu entnehmen (Hochstetten: Anlagen 15.4.4.5/6 und Breisach: Anlagen 15.4.5.5/6).

Variante	V 7.0	V 7.7
	Vergleichsvarianten (ohne Retention)	Bemessungsvariante
Beobachtungspunkt	[m+NN]	[m+NN]
Hochstette Süd	189,84	190,64
Hochstetten West	189,60	189,96
Hochstetten Mitte	189,57	189,80
Hochstetten Nord	189,31	189,47
Breisach Nord 2	186,52	186,31
Breisach Nord 1	186,67	186,27
Breisach West 2	187,59	187,60
Breisach West 1	187,71	187,76
Breisach Mitte 1	187,70	187,53
Breisach Mitte 2	187,30	187,03

Tab. 13: Maximale Grundwasserstände bei regelmäßigen Flutungen



Gesamtes Untersuchungsgebiet

Grundwasserganglinien

Die absoluten Grundwasserhöhen im Modellgebiet sind für die Vergleichsvariante ohne Retention (V2, Tab. 10 und Anlage 15.4.6.1), sowie für die Bemessungsvarianten (V 15 und V 16 – Anlagen 15.4.6.2/3) grafisch dargestellt.

Vergleichsberechnungen

Die Differenzpläne zeigen die Änderungen der Grundwasserstände der Varianten mit Retention, ökologischen Flutungen und Schutzmaßnahmen gegenüber den Vergleichsvarianten ohne Retention und ökologischen Flutungen. Die Ergebnisse für die Vergleichsrechnungen der Varianten (Tab. 10) sind den Anlagen zu entnehmen:

- Varianten V15 – V2 (Differenzenplan, Anlage 15.4.6.4),
- Varianten V16 – V2.1 (Differenzenplan, Anlage 15.4.6.5),
- Varianten V7.7 - V7.0 (Differenzenplan, Anlage 15.4.6.6).

Grundwasserflurabstände

Es erfolgt eine grafische Darstellung in den Flurabstandskarten für die Rechenvarianten (Tab. 10):

Mit Extremniederschlag

- Variante V2 (ohne Retention), Anlage 15.4.7.1,
- Variante V15 (mit Retention), Anlage 15.4.7.2.

Mit reduziertem Extremniederschlag

- Variante V2.1 (ohne Retention), Anlage 15.4.7.3,
- Variante V16 (mit Retention), Anlage 15.4.7.4.

Mit und ohne ökologische Flutungen

- Variante V7.0 (ohne ökologische Flutung), Anlage 15.4.7.5,
- Variante V7.7 (mit ökologischer Flutung), Anlage 15.4.7.6.



5 **Hydraulische Dimensionierung der Schutzmaßnahmen**

5.1 **Grundlagen der Grundwasserhaltung in bebauten Bereichen**

Die geplanten Brunnenanlagen sind baugleich, sie unterscheiden sich in:

- Tiefe der Brunnen
- Förderleistung der Einzelbrunnen
- Förderleistung der Brunnensysteme
- System der Druckrohrleitungen

und damit auch in ihrer Leistungsfähigkeit. Die Berechnungen für die geplanten Brunnen sind gleich. Daher werden die theoretischen Grundlagen der Nachweise an dieser Stelle für alle Brunnen dargestellt.

Die Berechnungsergebnisse sind tabellarisch in den Kapiteln 5.4 und 5.5 aufgeführt.

Grundwasserentnahmehbrunnen

Um die Ortslagen vor schädigenden Grundwasseranstiegen während des Betriebes des Rückhalteraumes zu schützen, wurden mit Hilfe des Grundwassermodelles verschiedene Maßnahmen zur Grundwasserhaltung geprüft. Das erarbeitete Konzept sieht den Bau von Einzelbrunnen und Brunnengalerien in den bebauten Gebieten

Hochstetten und Breisach

vor.

Mit dem Einsatz des Grundwassermodelles [11] konnte der Nachweis der Wirksamkeit der konzipierten hydraulischen Maßnahmen erbracht werden. Zudem wurde gezeigt, dass die geplanten Maßnahmen ausreichend sind, die Auswirkungen der untersuchten Flutungsmaßnahmen zu beherrschen.

Die geplante Positionierung der Schutzbrunnen zeigen die Anlagen 8.1 und 9.1. Die Antragslösung ist das Resultat detaillierter Untersuchungen mit dem Grundwassermodell in Abstimmung mit der Ingenieurplanung. Die Positionierung und Dimensionierung der Brunnenelemente innerhalb der Siedlungsgebiete (Ortslagen) wurde auf diese Weise Zug um Zug im Laufe der Bearbeitung optimiert (Varianten V15, V16 und V7.7 Grundwassermodell [11]).



Die Entwicklung des endgültigen Konzeptes zum Schutz der Ortslagen umfasste eine Reihe von Optionen, die im wesentlichen

- die Lage,
- die Gesamtentnahme in einer bestimmten Ortslage,
- die Anzahl der Brunnen und
- die individuelle Beaufschlagung der Einzelbrunnen

beträf.

Insbesondere für die großen Ortslagen im Modellgebiet, Hochstetten und Breisach wurden verschiedene Lageanordnungen der Brunnengalerien mit dem Modell „erprobt“ und ausgewertet. Das Ergebnis dieser Untersuchung waren Entwurfsangaben zur Mindestausbauleistung der Brunnen. Für diese Mindestausbauleistungen wurde mit dem Modell zunächst nachgewiesen, dass sie auch bei einem einfachen Pumpregime als Schutzmaßnahmen in den Ortslagen ausreichen. Später wurde dieser Nachweis bei einem selbstregelnden Pumpregime in V15 und V7.7 wiederholt und präzisiert.

Die folgenden Tabelle zeigt die erforderlichen Ausbauleistungen der Schutzbrunnen in den Ortslagen:

Ortslage	Berechnete erforderliche Entnahmemenge im Modell (V15)	Anzahl der Brunnen
Brunnensystem Hochstetten	1.460 l/s	18
Brunnensystem Breisach	1.120 l/s (1.200 l/s)*	17

Tab. 14: Ausbauleistung der Schutzbrunnen in den Ortslagen

*) Wegen örtlicher Schutzmaßnahmen bei dem Gebäude der KBC entfiel der Brunnen auf dem Firmengelände. Diese Entnahmemenge wurde auf die Brunnen in Breisach verteilt und in einer Kontrollrechnung die Gesamtentnahme auf 1.200 l/s erhöht [11].



5.2 Steuerung der Grundwasserhaltungen

(Unger Ingenieure)

Die Brunnen innerhalb einer Grundwasserhaltung werden in einzelne Gruppen zusammengefasst und gesteuert. Jeder Gruppe ist mindestens ein Steuerpegel zugeordnet. Das Erreichen eines festgelegten Grundwasserstandes innerhalb des Steuerpegels führt zum Einschaltbefehl (Tab. 15). Die Fördermenge der Pumpengruppe wird durch weitere Wasserstandsänderungen innerhalb des Pegels geregelt. Die Veränderung der Fördermengen innerhalb einer „Gruppe“ erfolgt durch Drehzahlveränderung sowie durch Zu- und Abschalten von Pumpen.

Die Signale aus dem Steuerpegel werden in erster Priorität an die Brunnen- gruppe weitergegeben. In zweiter Priorität werden die Signale an die Steuerzentrale weitergegeben, dies hat den Vorteil, dass auch bei Ausfall der Steuerzentrale der Pumpbetrieb sichergestellt ist.

Das Einwirken der Zentrale auf die Vorortsteuerung ist jedoch möglich und auch vorgesehen für besondere Bemessungsfälle z.B. zur Vorabsenkung des Grundwasserstandes. Das Ausschalten der Brunnen erfolgt gruppenweise entsprechend dem Wasserstand in den Steuerpegeln (Tab. 15).

Lage und Grenzmarken der Steuerpegel			
Bezeichnung des Steuerpegels	Lage	obere Grenzmarke [m+NN]	untere Grenzmarke [m+NN]
Hochstetten			
Hst K1	In der Ortslage	189,90	188,80
Hst K2	Hinter Damm Nord	190,10	188,80
Hst K3	Hinter Damm Mitte	190,25	189,05
Hst K4	Hinter Damm Süd	190,50	189,40
Breisach			
Br K1	Südliche Ortslage	188,30	188,10
Br K2	Mitte der Ortslage	187,70	187,20
Br K3	Nördliche Ortslage	186,70	186,30

Tab. 15: Lage und Grenzmarken der Steuerpegel



5.3 Bemessung der Grundwasserhaltungen

(Unger Ingenieure)

Der Nachweis der Wirksamkeit der Grundwasserhaltungsanlage wurde mit einer Grundwasserentnahmerate q [l/s] einer Vielzahl von Entnahmehäusern durch Wasserentnahme an den entsprechenden Modellmaschen geführt. Für die Bemessung der Anlage müssen jedoch nach den allgemein anerkannten Regeln der Technik Sicherheiten berücksichtigt werden, die den Schwankungen der Berechnungsunterlagen und der Betriebssicherheit gerecht werden. Für die Bemessung der Brunnen und der Anlagenteile gilt:

- Die festen Anlagenteile wie Brunnen, Stromnetze etc. werden mit einem 20 % - igen Sicherheitszuschlag bemessen.
- Tauchmotorpumpen, die innerhalb der Gesamtanlage ausgetauscht werden können, werden auf 100 % der GW-Entnahmemengen ausgelegt. In jedem Brunnen werden 2 Tauchmotorpumpen eingebaut.
- Die Transportleitungen werden auf die Brunnenentnahmeraten $q_{\text{Grundwassermodell}}$ mit einem 20 % - igen Sicherheitszuschlag bemessen.

Die allgemeinen gültigen zum Ansatz gebrachten Berechnungsformeln werden im Folgenden erläutert. Die Berechnungsergebnisse sind für die verschiedenen Brunnenanlagen in den Kapiteln 5.4 und 5.5 tabellarisch zusammengestellt.

Maßgebend für die Dimensionierung der Filterrohre sind die Abmessungen der einzubauenden Tauchmotorpumpen. Der Durchmesser wird so gewählt, dass beim Einbau von zwei großen Pumpen ein Flanschabstand von mindestens 10 cm zur Außenwand bzw. zu der zweiten Pumpe gewährleistet wird. Der empfohlene Innendurchmesser der Filteraufsatzrohre beträgt 1,10 m.



5.3.1 Brunnen

Der wirksame Brunnenradius setzt sich zusammen aus:

Radius Filterrohr = 0,55 m

Zuzüglich 50 % der geplanten 0,25 m starken Filterkiesschicht = 0,13 m

0,68 m

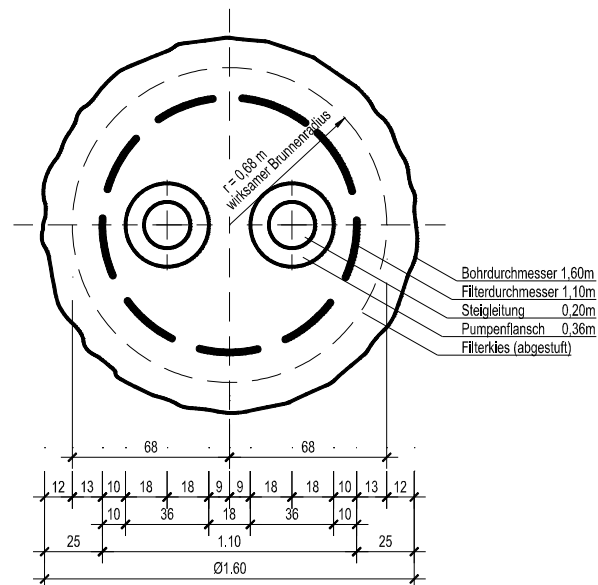


Abb. 7: Horizontalschnitt durch einen Brunnen

Das Absenkmaß des Einzelbrunnens s_{EB} wird berücksichtigt. Die Tauchmotorpumpen werden höhenversetzt eingebaut und ebenfalls innerhalb von Vollwandrohren angeordnet. Die Länge der Vollwandrohre im Pumpenbereich (PB) beträgt 2,00 m. Am Filterboden wird ein geschlossener Pumpensumpf (Brb) mit 0,50 m Länge eingebaut.



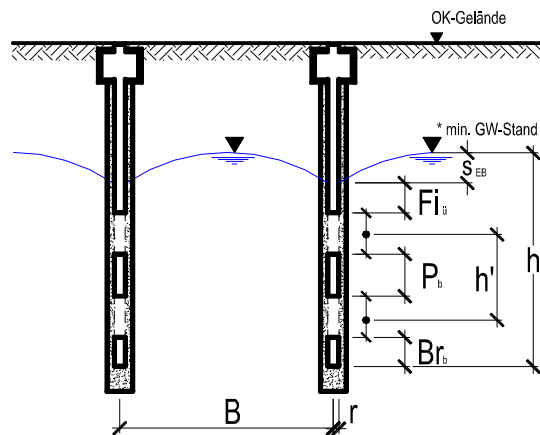
Die tatsächlich wirksame Filterlänge h' wird ermittelt:

$$h' = h - s_{EB} - (Fi_{\dot{u}} + P_B + Br_b) \quad [m]$$

$Fi_{\dot{u}} + P_p + Br_b = \text{Vollrohre}$

Schemaskizze – Brunnengalerie:

Bemessung ab dem tiefsten Grundwasserniveau mit 100 % Pumpleistung.



s_{EB} = Absenkmaß am Einzelbrunnen

h = Eintauchtiefe

h' = wirksame Filterlänge

B = Brunnenabstand

r = Brunnenradius
(Filterradius)

* GW-Stand aus Modell Variante V15

Vollrohre:

$Fi_{\dot{u}}$ = Filterüberdeckung

P_p = Pumpenbereich

Br_b = Brunnenboden

Abb. 8: Vertikalschnitt durch eine Brunnengalerie



Brunnenformeln zur Grundwasserentnahme

Absenkmaß am Einzelbrunnen s_{EB}

$$s_{EB} = h - \sqrt{h^2 - \frac{1,5 \cdot q_{EB} \cdot 2,3 \cdot (\lg^B / 2 - \lg r)}{\pi \cdot k_f}} \quad [\text{m}]$$

h = Brunneneintauchtiefe [m]

tatsächlich wirksame Filterlänge h'

$$h' = h - s_{EB} - (F_{i_u} + P_b + Br_b) \quad [\text{m}]$$

$F_{i_u} + P_b + Br_b$ = Vollrohre

max. Fassungsvermögen nach SICHARDT

$$q_{\max} = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot h' \cdot \frac{1}{15} \cdot \sqrt{k_f} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

Die kompletten Brunnenberechnungen sind in den Anhängen zu den fachtechnischen Berechnungen des Büros „Unger Ingenieure“ zu finden [12].



Brunnenabstand B

Der Brunnenabstand wird in der Brunnenberechnung berücksichtigt, hat aber nur einen sehr geringen, vernachlässigbaren Einfluss auf das Gesamtergebnis.

Kriterium für die Bemessung der Grundwasser-Entnahmebrunnen

Die Brunneneintauchtiefe h wird so groß gewählt, dass das errechnete Fassungsvermögen q_{\max} größer ist als die im GW-Modell geforderte Entnahmerate $q_{\text{GW-Modell}}$ einschließlich 20 % Zuschlag.

$$q_{\text{soll}} = 1,2 * q_{\text{GW-Modell}}$$

$$\boxed{q_{\max} / q_{\text{soll}} > 1,0} \quad (\text{Bemessungskriterium})$$

Die erstellten Brunnenberechnungen sowie die Dimensionierung der Grundwasserhaltungsanlagen wurden auf Plausibilität geprüft und mit anderen Bauvorhaben, insbesondere mit häufig durchgeführten, zeitlich begrenzten Grundwasserabsenkungsmaßnahmen bei Tiefbauarbeiten, aber auch mit dauerhaft betriebenen Grundwasserhaltungsmaßnahmen wie in Kehl verglichen und abgestimmt.

Die endgültige Brunnendimensionierung wird erst nach den Aufschlussbohrungen durchgeführt. Dann werden sowohl der genaue k_f -Wert als auch die Schichtverhältnisse des Baugrundes für jeden Brunnenstandort ermittelt. So werden die Brunnentiefen, Brunnendurchmesser und der Aufteilung der Brunnenverrohrung in Voll- und Filterrohre an die Verhältnissen vor Ort angepasst und endgültig dimensioniert.



5.3.2 Rohrleitungssystem

Die Transportleitungen werden so dimensioniert, dass die Fließgeschwindigkeiten in den Leitungen in der Regel im Bereich zwischen 1,3 bis 2,2 m/s liegen. Bei der Bemessung des Leitungsquerschnittes wird auf die geplante Brunnenentnahmerate $q_{GW-Modell}$ bzw. auf den Gesamtdurchfluss in den Transportleitungen Q ($Q =$ Summe der Brunneneinleitungen: $\sum q_{GW-Modell}$) ein Zuschlag von 20 % angesetzt.

Formelansatz:

$$\sum q_{GW-Modell} = Q = \text{Gesamtdurchfluss in den Transportleitungen}$$

$$Q * 1,2 = Q_{soll} = \text{Bemessungsdurchfluss}$$

$$A = \text{Querschnittsfläche}$$

$$v = \text{Durchflussgeschwindigkeit} = Q_{soll} / A \quad [m/s]$$

Berechnung der Druckverluste

Formelansätze:

h_v Armaturen, Formstücke =	$\frac{v^2}{2g}$	[m]
h_v Leitungen =	$J_v \frac{l}{1000}$	[m]
v =	$\frac{Q}{A}$	[m/s]
h = Verlusthöhe		[m]
ξ = Verlustbeiwert		[-]
J_v = Rohrreibungsverlust		[m/km]
L = Leitungslänge		[m]
Q = Durchfluss		[l/s]
v = Geschwindigkeit		[m/s]
A = Durchflussquerschnitt		[m ²]

Der Wert J_v beinhaltet alle Reibungsverluste für Rohre, Formstücke, Armaturen etc. in der Druckleitung.



Manometrische Förderhöhe der Einzelbrunnen h_{man} mit Systemskizzen

Formelansatz:

$$h_{man} = h_{v \text{ Brunnen}} + h_{v \text{ Leitung}} + h_{v \text{ Austritt}} + h_{geod} \triangleq H_{v \text{ gesamt}} - H_{GW} \triangleq \text{Förderhöhe [m]}$$

mit

$h_{v \text{ Brunnen}}$	= Druckverluste in den Brunnen	[m]
$h_{v \text{ Leitungen}}$	= Druckverluste in den Transportleitungen	[m]
$h_{v \text{ Armaturen}}$	= Druckverluste in $h_{v \text{ Leitungen}}$ enthalten	[m]
$h_{v \text{ Austritt}}$	= Austrittsverluste	[m]
h_{geod}	= geodätische Förderhöhe	[m]
$H_{v \text{ gesamt}}$	= Gesamtdruckhöhe	[m+NN]
H_{GW}	= GW-Absenkung in den Einzelbrunnen	[m+NN]

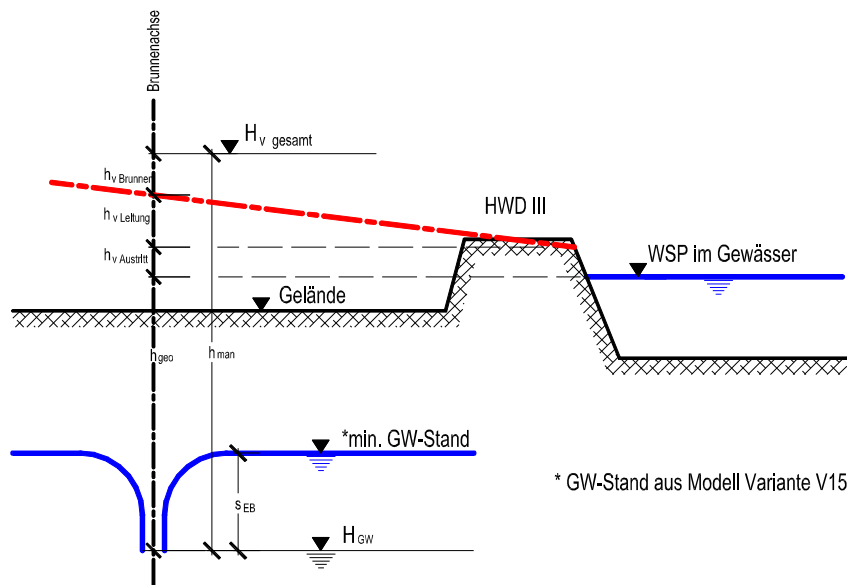


Abb. 9: Manometrische Förderhöhe der Einzelbrunnen - Schema



5.4 Grundwasserhaltung Hochstetten

(Unger Ingenieure)

5.4.1 Absenkbrunnen in Hochstetten

In Hochstetten sind 18 Brunnen geplant, die in 3 Fördergruppen aufgeteilt sind (Lageplan, Anlage 8.1). Die erforderliche gesamte Grundwasserentnahme beträgt für den maßgeblichen Bemessungsfall nach dem Grundwassermodell [11] in der Summe 1.460 l/s und 1.752 l/s mit 20 % Sicherheitszuschlag (Tab. 14, Tab. 16).

Die Dimensionierung der Einzelbrunnen setzt nach den Berechnungen von Unger Ingenieure wie folgt zusammen (Tab. 16):



Durchlässigkeitsbeiwert $k_f = 3 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$

wirksamer Brunnenradius $r = 0,68 \text{ m}$

Brunnen	Modellentnahmerate	Modellentnahmerate + 20 % Zuschlag	Brunneneintauchtiefe	Absenkmaß im Einzelbrunnen	tatsächlich wirksame Filterlänge	Entnahmemengen		Bemessungskriterium
	q	q _{soll}				q _{soll}	q _{max}	
	[l/s]	[l/s]	[m]	[m]	[m]	[l/s]	[l/s]	$q_{\text{max}}/q_{\text{soll}} > 1,0$
1	80	96	16	2,93	8,57	96	109	1,1
2	80	96	16	2,93	8,57	96	109	1,1
3	80	96	16	2,93	8,57	96	109	1,1
4	80	96	16	3,07	8,43	96	107	1,1
5	80	96	16	3,12	8,38	96	107	1,1
6	80	96	16	3,32	8,18	96	104	1,1
7	80	96	16	3,07	8,43	96	107	1,1
8	100	120	17	3,23	9,27	120	118	1,0
9	100	120	17	3,26	9,24	120	118	1,0
10	100	120	17	3,32	9,18	120	117	1,0
11	80	96	16	2,91	8,59	96	109	1,1
12	80	96	16	2,72	8,78	96	112	1,2
13	60	72	13	2,58	5,92	72	75	1,0
14	50	60	12	2,42	5,08	60	65	1,1
15	50	60	12	2,44	5,06	60	64	1,1
16	80	96	16	3,05	8,45	96	108	1,1
17	100	120	17	3,08	9,42	120	120	1,0
18	100	120	17	3,08	9,42	120	120	1,0
Summe	1.460	1.752						

Tab. 16: Absenkbrunnen in Hochstetten



Druckverluste in den Brunnen bis zum Anschluss an die Transportleitung:

Entnahmerate entsprechend den Grundwassermodellergebnissen					
$Q_{\text{GW-Modell}}$	l/s	50	60	80	100
Entnahmerate entsprechend den Grundwassermodellergebnissen + 20 % Zuschlag					
$q_{\text{GW-Modell}} * 1,2 = q_{\text{soll}} =$	l/s	60	72	96	120
Summe der Druckverluste $h_{\text{vBrunnen, xi}}$	m	0,24	0,33	0,50	0,67

Tab. 17: Druckverluste in den Brunnen von Hochstetten



5.4.2 Rohrleitungssystem

Druckverluste in den Transportleitungen:

Transportleitung	Q Modell	Qsoll	DN	v	L	Jv	hv Leitungen
	Gesamtdurchfluss	Gesamtdurchfluss + 20 % Zuschlag	gewählte r Rohrdurchmesser	Geschwindigkeit	Leitungslänge	Druckverlust je km Leitung	Druckverlust in der Transportleitung
von bis	[l/s]	[l/s]	[mm]	[m/s]	[m]	[m/km]	[m]
Brunnenstrang 1							
Br 1 bis Br 2	80	96	300	1,36	60	4,56	0,27
Br 2 bis Br 3	160	192	400	1,53	100	4,15	0,42
Br 3 bis Br 4	240	288	500	1,47	80	2,98	0,24
Br 4 bis Br 5	320	384	500	1,96	65	5,17	0,34
Br 5 bis Br 6	400	480	600	1,70	135	3,20	0,43
Br 6 bis Br 7	480	576	700	1,50	95	2,36	0,22
Br 7 bis Auslauf	560	672	700	1,75	105	3,17	0,33
Brunnenstrang 2							
Br 16 bis Br 15	80	96	300	1,36	105	4,56	0,48
Br 15 bis Br 14	130	156	400	1,24	55	2,79	0,15
Br 14 bis Br 13	180	216	400	1,72	70	5,19	0,36
Br 13 bis Br 12	240	288	500	1,47	35	2,98	0,10
Br 12 bis Br 11	320	384	500	1,96	125	5,17	0,65
Br 11 bis Br 10	400	480	600	1,70	60	3,20	0,19
Br 10 bis Br 9	500	600	700	1,56	55	2,55	0,14
Br 9 bis Auslauf	700	840	800	1,67	190	2,29	0,44
Br 8 bis Anschl.	100	120	300	1,70	60	6,98	0,42
Brunnenstrang 3							
Anschl bis Br 17	100	120	300	1,70	40	6,98	0,28
Anschl bis Br 18	100	120	300	1,70	25	6,98	0,17
Ausl. Anschl.	200	240	400	1,91	75	6,35	0,48

Tab. 18: Druckverluste in den Transportleitungen von Hochstetten



Austrittsverluste in den Rückhalteraum:

	Brunnen- strang 1	Brunnen- strang 2	Brunnen- strang 3
Q_{max} (vor dem Rohraustritt, einschl. 20% Zuschlag)	672 l/s	840 l/s	240 l/s
DN (Endrohr)	700 mm	800 mm	400 mm
V	1,75 m/s	1,67 m/s	1,91 m/s
h_{v, Austritt}	0,16 m	0,14 m	0,19 m

Tab. 19: Austrittsverluste in den Rückhalteraum bei Hochstetten



Zusammenstellung der Druckverluste:

Brunnen	Entnahmerate q_{soll} = $q_{GW-Modell}$ einschließlich 20 % Zu- schlag	Σh_v Brunnen bis zur Trans- portleitung	Σh_v Leitung Σ Druck- verlust Trans- port	h_v Austritt Austrittsverlust im Auslaufbau- werk	h_v Gesamt Σ Verluste
	(l/s)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	96	0,50	2,25	0,16	2,91
2	96	0,50	1,98	0,16	2,64
3	96	0,50	1,56	0,16	2,24
4	96	0,50	1,32	0,16	1,98
5	96	0,50	0,98	0,16	1,64
6	96	0,50	0,55	0,16	1,21
7	96	0,50	0,33	0,16	0,99
8	120	0,67 + 0,42*	0,86	0,14	2,09
9	120	0,67	0,44	0,14	1,25
10	120	0,67	0,58	0,14	1,39
11	96	0,50	0,77	0,14	1,41
12	96	0,50	1,42	0,14	2,06
13	72	0,33	1,52	0,14	1,99
14	60	0,24	1,88	0,14	2,26
15	60	0,24	2,03	0,14	2,41
16	96	0,50	2,51	0,14	3,15
17	120	0,67	0,76	0,19	1,62
18	120	0,67 + 0,17*	0,65	0,19	1,68

Tab. 20: Druckverluste der Grundwasserhaltung von Hochstetten

*) Zusätzliche Verluste wegen Anschlussleitung > 10 m [12]



Förderhöhen der Einzelbrunnen:

Brunnen Br	minGW-Stand	Absenktiefe bei voller Entnahmerate	Wasserstand im Brunnen	H _{Auslauf}
	aus GW-Modell Variante V15 (m+NN)	s _{EB} (m)	minGW- Stand-s _{EB} (m+NN)	Wasserstand im Rückhal- teraum (m+NN)
1	188,45	2,93	185,52	194,05
2	188,59	2,93	185,66	194,05
3	188,59	2,93	185,66	194,05
4	188,63	3,07	185,56	194,05
5	188,53	3,12	185,41	194,05
6	188,94	3,32	185,62	194,05
7	188,80	3,07	185,73	194,05
8	188,53	3,23	185,30	194,05
9	188,45	3,26	185,19	194,05
10	188,45	3,32	185,13	194,05
11	188,58	2,91	185,67	194,05
12	188,68	2,72	185,96	194,05
13	188,38	2,58	185,80	194,05
14	188,45	2,42	186,03	194,05
15	188,45	2,44	186,01	194,05
16	188,52	3,05	185,47	194,05
17	189,56	3,08	186,48	194,10
18	189,79	3,08	186,71	194,10

Tab. 21: Förderhöhen der Brunnen von Hochstetten



Zusammenstellung der max. Förderhöhen der Einzelbrunnen:

Brunnen	Wasserstand im Rückhalteraum	Σ Verluste	max. Druckhöhe = $H_{\text{Auslauf}} + h_{v \text{ Gesamt}}$	GW-Stand im Einzelbrunnen	Förderhöhe h_{man} = $H_{v \text{ gesamt}} - H_{\text{GW}}$
	H_{Auslauf}	$h_{v \text{ Gesamt}}$	$H_{V \text{ gesamt}}$	H_{GW}	H_{man}
[-]	(m+NN)	(m)	[m+NN]	[m+NN]	[m]
1	194,05	2,91	196,96	185,52	11,4
2	194,05	2,64	196,69	185,66	11,0
3	194,05	2,24	196,27	185,66	10,6
4	194,05	1,98	196,03	185,56	10,5
5	194,05	1,64	195,70	185,41	10,3
6	194,05	1,21	195,27	185,62	9,6
7	194,05	0,99	195,04	185,73	9,3
8	194,05	2,09	195,71	185,30	10,4
9	194,05	1,25	195,29	185,19	10,1
10	194,05	1,39	195,43	185,13	10,3
11	194,05	1,41	195,46	185,67	9,8
12	194,05	2,06	196,11	185,96	10,1
13	194,05	1,99	196,04	185,80	10,2
14	194,05	2,26	196,31	186,03	10,3
15	194,05	2,41	196,47	186,01	10,5
16	194,05	3,15	197,21	185,47	11,7
17	194,10	1,62	195,71	186,48	9,2
18	194,10	1,68	195,60	186,71	8,9

Mittelwert $h_{\text{man}} = 10,2 \text{ m}$

Tab. 22: Zusammenstellung der max. Förderhöhen, Hochstetten

Die vollständige Berechnung der Grundwasserhaltung von Hochstetten ist in den Unterlagen des Ing.-Büros Unger enthalten [12].



5.4.3 Steuerung der Grundwasserhaltung Hochstetten

Als Steuerungskonzept ist vorgesehen, dass ein Ansteigen des Grundwasserspiegels am jeweiligen Steuerpegel zum Einschalten der zugehörigen Brunnengruppe führt. Dabei wird zunächst eine der Pumpen eingeschaltet, bei weiter steigendem Wasserstand die zweite Pumpe. Bei zurückgehendem Wasserstand im Steuerpegel werden umgekehrt die Pumpen gestaffelt ausgeschaltet. Diese Steuerung bildet einzelne autarke Gruppen und erhöht die Betriebssicherheit. Die Grundwasserstände in den Steuerpegeln werden festgehalten und dokumentiert. Die Anlage wird von der Steuerzentrale fernüberwacht. Die zugehörigen Wasserstände sind in der folgenden Tabelle dargestellt [11].

Lage und Grenzmarken der Steuerpegel in Hochstetten			
Bezeichnung des Steuerpegels	Lage	obere Grenzmarke [m+NN]	untere Grenzmarke [m+NN]
Hst K1	In der Ortslage	189,90	188,80
Hst K2	Hinter Damm Nord	190,10	188,80
Hst K3	Hinter Damm Mitte	190,25	189,05
Hst K4	Hinter Damm Süd	190,50	189,40

Tab. 23: Lage und Grenzmarken der Steuerpegel in Hochstetten



5.5 Grundwasserhaltung Breisach

(Unger Ingenieure)

5.5.1 Absenkbrunnen in Breisach

Im Kernort Breisach sind 17 Brunnen geplant, die in 6 Fördergruppen aufgeteilt sind (Lageplan, Anlage 9.1). Die erforderliche gesamte Grundwasserentnahme beträgt für den maßgeblichen Bemessungsfall nach dem Grundwassermodell in der Summe 1.200 l/s und 1.440 l/s mit 20 % Sicherheitszuschlag (Tab. 14, Tab. 24).

Die Förderung zum Vorflutkanal erfolgt in 5 Brunnengruppen. Am Vorflutkanal sind die Brunnen 1 bis 9 und 13 bis 17 mit einer Gesamteinleitungsmenge von 960 l/s angeschlossen (Tab. 24).

Zur Möhlin fördert die sechste Brunnengruppe, die aus den Einzelbrunnen 10, 11 und 12 besteht (Tab. 24).

Für den Kernort Breisach hat die in Ziffer 4.2 dargestellte Optimierung der Schutzmaßnahmen eine linienhafte Anordnungen der Brunnen längs der L113 und längs des ehemaligen Kasernengeländes ergeben. Die Gruppe zur Möhlin bildet dabei die dritte, südöstliche Linie. Setzungsgefährdungen von Gebäuden werden durch Mindestabstände der Brunnen zu den Gebäuden vermieden [12].

Ein Durchlässigkeitsbeiwert von $k_f = 3 \cdot 10^{-3}$ m/s wurde angesetzt. Die Dimensionierung der Einzelbrunnen setzt nach den Berechnungen von Unger Ingenieure wie folgt zusammen:



Durchlässigkeitsbeiwert von $k_f = 3 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$
 Wirksamer Brunnenradius $r = 0.68 \text{ m}$

Brunnen	Brunnen- grup- pe	Modell- ent- nahme- rate	Modell- entnah- merate + 20 % Zuschlag	Brun- nenein- tauch- tiefe	Absenk- maß im Einzel- brunnen	tatsächlich wirksame Filterlänge	Entnahme- mengen		Bemes- sungs- kritrium $q_{\max}/q_{\text{soll}} > 1,0$
							q	q	
		q	q _{soll}	h	s _{EB}	h'	q _{soll}	q _{max}	
		[l/s]	[l/s]	[m]	[m]	[m]	[l/s]	[l/s]	
1	1	60	72	12	2,53	4,97	72	78	1,1
2	1	60	72	12	2,75	4,75	72	74	1,0
3	2	60	72	12	2,63	4,87	72	76	1,1
4	2	60	72	12	2,72	4,78	72	75	1,0
5	3	60	72	12	2,78	4,72	72	74	1,0
6	3	80	96	14	3,17	6,33	96	99	1,0
7	4	80	96	14	3,16	6,34	96	99	1,0
8	4	80	96	14	3,14	6,36	96	99	1,0
9	4	80	96	14	2,95	6,56	96	102	1,1
10	6	80	96	14	3,26	6,24	96	97	1,0
11	6	80	96	14	3,35	6,15	96	96	1,0
12	6	80	96	14	3,35	6,15	96	96	1,0
13	5	80	96	14	3,12	6,38	96	100	1,0
14	5	80	96	14	3,13	6,37	96	99	1,0
15	5	60	72	12	2,71	4,79	72	75	1,0
16	5	60	72	12	2,75	4,75	72	74	1,0
17	5	60	72	12	2,75	4,75	72	74	1,0
Sum- me		1.200	1.440						

Tab. 24: Absenkbrunnen in Breisach



Druckverluste in den Brunnen bis zum Anschluss an die Transportleitung:

Entnahmerate entsprechend den Grundwassermodellergebnissen			
$Q_{\text{GW-Modell}}$	l/s	60	80
Entnahmerate entsprechend den Grundwassermodellergebnissen + 20 % Zuschlag			
$q_{\text{GW-Modell}} * 1,2 = q_{\text{soll}} =$	l/s	72	96
Summe der Druckverluste $h_{\text{vBrunnen, xi}}$	m	0,33	0,50

Tab. 25: Druckverluste in den Brunnen von Breisach

5.5.2 Rohrleitungssystem in Breisach

Das zum Vorflutkanal Neuenburg/Breisach geförderte Grundwasser wird in jeder Brunnengruppe über ein Anschlussbauwerk in den Vorflutkanal eingeleitet. Im Anschlussbauwerk durchströmt das eingeleitete Wasser zunächst ein Beruhigungsbecken, in dem auch ein möglicher Sandeinbruch in einem Brunnen kontrolliert werden kann und das den Sandtransport in den Vorflutkanal hinein unterbindet. Über eine anschließende Überfallschwelle fließt das Wasser zum Vorflutkanal. Die Schwellenhöhe liegt über dem maximalen Rückstauniveau des Vorflutkanals. Dies ist möglich, weil alle Anschlussbauwerke im Lärmschutzwall untergebracht werden, der auch den Vorflutkanal überdeckt. Bemessung der Rohrleitungen nach Endbericht Unger.



Druckverluste in den Transportleitungen:

Transportleitung	Q	Q _{soll}	DN	v	L	J _v	h _v Leitungen
	Ge- sam- durch- fluss	Ge- samtdur- chfluss + 20 % Zu- schlag	Ge- wählter Rohr- durch- mes- ser	Ge- schwin- -digkeit	Lei- tungs- länge	Druck- verlust je km Leitung	Druck- verlust in der Trans- portlei- tung
von bis	[l/s]	[l/s]	[mm]	[m/s]	[m]	[m/km]	[m]
Br 1 bis Schacht	60	72	250	1,47	85	6,51	0,55
Br 2 bis Schacht	60	72	250	1,47	80	6,51	0,52
Br 3 bis Schacht	60	72	250	1,47	115	6,51	0,75
Br 4 bis Schacht	60	72	250	1,47	85	6,51	0,55
Br 5 bis Schacht	60	72	250	1,47	135	6,51	0,88
Br 6 bis Schacht	80	96	250	1,96	95	11,31	1,07
Br 7 bis Schacht	80	96	250	1,96	16	11,31	0,18
Br 9 bis Br 8	80	96	250	1,96	245	4,15	1,02
Br 8 bis Schacht	160	192	400	1,53	320	11,31	3,62
Br 10 bis Br 11	80	96	250	1,96	295	11,31	3,34
Br 11 bis Br 12	160	192	400	1,53	305	4,15	1,27
Br 12 bis Auslauf	240	288	500	1,47	110	2,98	0,33
Br 17 bis Br 16	60	72	250	1,47	190	5,81	1,10
Br 16 bis Br 15	120	144	300	2,04	270	3,47	0,94
Br 15 bis Br 14	180	216	400	1,72	2,35	5,19	1,22
Br 14 bis Br 13	260	312	500	1,59	230	9,94	2,29
Br 13 bis Schacht	340	408	500	2,08	230	6,51	1,50

Tab. 26: Druckverluste in den Transportleitungen von Breisach



Zusammenstellung der Druckverluste:

Brunnen	Entnahmerate q_{soil} = $q_{\text{GW-Modell}}$ einschließlich 20 % Zuschlag	$\Sigma h_{\text{v Brunnen}}$ bis zur Transportleitung bzw. bis zum Anschlussschacht	$\Sigma h_{\text{v Leitung}}$ Σ Druckverlust Transport	$h_{\text{v Austritt}}$ Austrittsverlust im Auslaufbauwerk	$h_{\text{v Gesamt}}$ Σ Verluste
	(l/s)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	72	0,33	0,55	0,11	0,99
2	72	0,33	0,52	0,11	0,96
3	72	0,33	0,75	0,11	1,19
4	72	0,33	0,55	0,11	0,99
5	72	0,33	0,88	0,11	1,32
6	96	0,50	1,07	0,19	1,76
7	96	0,50	0,18	0,19	0,87
8	96	0,50	1,02	0,12	1,64
9	96	0,50	4,64	0,12	5,26
10	96	0,50	4,94	0,11	5,55
11	96	0,50	1,60	0,11	2,21
12	96	0,50	0,33	0,11	0,94
13	96	0,50	1,10	0,22	1,82
14	96	0,50	2,04	0,22	2,76
15	72	0,33	3,26	0,22	3,81
16	72	0,33	5,55	0,22	4,10
17	72	0,33	7,05	0,22	7,60

Tab. 27: Druckverluste in der Grundwasserhaltung von Breisach



Berechnung der Drucklinie im Vorflutkanal, Strecke Auslauf Breisach bis Anschlußschacht 5

In den Vorflutkanal Neuenburg – Breisach wird das gepumpte Grundwasser über 5 Anschlußschächte eingeleitet. Die folgenden Berechnungen ermitteln die Drucklinie im Vorflutkanal für den maximalen Lastfall:

- max. Grundwasserförderung bei HQ 200,
- maximale Retention, ohne Betrieb Notauslass NA 3, Grundlast im Kanal = 1.588 l/s (Fall 1, siehe Kap. 5.5.4),
- Ausgangswasserspiegel, Auslauf in den Rhein, HQ 200 = 189,15 m + NN.

Für Ansatz gemäß [12] (= GW-Einleitung und „Auffüllung“)

Station 28 + 680: Einmündung Vorflutkanal in den Rhein

Abfluss im Vorflutkanal DN 1800:

Q =	1.588	l/s	Grundlast
+	408	l/s	GW-Einleitung Br. 13 – 17
+	144	l/s	GW-Einleitung Br. 1 + 2
+	144	l/s	GW-Einleitung Br. 3 + 4
+	168	l/s	GW-Einleitung Br. 5 + 6
+	288	l/s	GW-Einleitung Br. 7 ÷ 9
=	2.740	l/s	

Auslaufverlust hv Auslauf = $\frac{v^2}{2 \cdot g} = \frac{1,08^2}{19,62} = 0,06 \text{ m}$

Ausgangswasserspiegel = 189,15 m+NN

(HQ200 im Rhein = 4.700 m³/s)

+ 0,06 m

DrucklinieAuslauf₂₈₊₆₈₀ = 189,21 m+NN Rohrscheitel₂₈₊₆₈₀ = 188,01 m+NN → Drucklinie über Rohrscheitel



Station 27 + 960: Anschlussschacht 1

Abfluss im Vorflutkanal DN 1800:

Q =	1.588	l/s	Grundlast
+	408	l/s	GW-Einleitung Br. 13 – 17
+	144	l/s	GW-Einleitung Br. 1 + 2
+	144	l/s	GW-Einleitung Br. 3 + 4
+	168	l/s	GW-Einleitung Br. 5 + 6
+	288	l/s	GW-Einleitung Br. 7 ÷ 9
=	2.740	l/s	

erforderliches Druckliniengefälle erf $I_p = 0,626 \text{ ‰}$

$$\text{erf } I_p \times \frac{L}{1000} = 0,62 \times \frac{720 \text{ m}}{1000} = 0,45 \text{ m}$$

DrucklinieAuslauf ₂₈₊₆₈₀	=	189,21	m+NN
	+	0,45	m

Drucklinie ₂₇₊₉₆₀	=	189,66	m+NN	Rohrscheitel ₂₇₊₉₆₀ =
				188,47 m+NN → Drucklinie
				über Rohrscheitel

= WSP _{Rück, Brunnen 13 ÷ 17}	=	189,66	m+NN
--	---	--------	------



Station 27 + 490: Anschlussschacht 2

Abfluss im Vorflutkanal DN 1800:

Q =	1.588	l/s	Grundlast		
+	144	l/s	GW-Einleitung Br. 1 + 2		
+	144	l/s	GW-Einleitung Br. 3 + 4		
+	168	l/s	GW-Einleitung Br. 5 + 6		
+	288	l/s	GW-Einleitung Br. 7 ÷ 9		
=	2.332	l/s			

erforderliches Druckliniengefälle erf $I_p = 0,453 \text{ ‰}$

$$\text{erf } I_p \times \frac{L}{1000} = 0,453 \times \frac{470 \text{ m}}{1000} = 0,21 \text{ m}$$

Drucklinie ₂₇₊₉₆₀	=	189,66	m+NN	
	+	0,21	m	

Drucklinie ₂₇₊₄₉₀	=	189,87	m+NN	Rohrscheitel ₂₇₊₉₆₀ = 188,47 m+NN → Drucklinie über Rohrscheitel
------------------------------	---	--------	------	---

= WSP _{Rück, Brunnen 1 + 2}	=	189,87	m+NN	
--------------------------------------	---	--------	------	--



Station 27 + 070: Anschlussschacht 3

Abfluss im Vorflutkanal DN 1800:

Q =	1.588	l/s	Grundlast
+	144	l/s	GW-Einleitung Br. 3 + 4
+	168	l/s	GW-Einleitung Br. 5 + 6
+	288	l/s	GW-Einleitung Br. 7 ÷ 9
<hr/>			
=	2.188	l/s	

erforderliches Druckliniengefälle erf $I_p = 0,399 \text{ ‰}$

$$\text{erf } I_p \times L \times \frac{1}{1000} = 0,399 \times \frac{420}{1000} = 0,17 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Drucklinie}_{27+490} &= 189,87 \text{ m+NN} \\ &+ 0,17 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Drucklinie}_{27+070} &= 190,04 \text{ m+NN} \\ &= \text{Rohrscheitel}_{27+070} = 189,03 \text{ m+NN} \rightarrow \text{Drucklinie über Rohrscheitel} \end{aligned}$$

$$= \text{WSP}_{\text{Rück, Brunnen 3 + 4}} = 190,04 \text{ m+NN}$$



Station 26 + 635: Anschlussschacht 4

Abfluss im Vorflutkanal DN 1800:

$$\begin{array}{rcl}
 Q & = & 1.588 \quad \text{l/s} \quad \text{Grundlast} \\
 + & & 168 \quad \text{l/s} \quad \text{GW-Einleitung Br. 5 + 6} \\
 + & & 288 \quad \text{l/s} \quad \text{GW-Einleitung Br. 7 + 9} \\
 \hline
 = & & 2.044 \quad \text{l/s} \\
 \hline
 \end{array}$$

erforderliches Druckliniengefälle erf $I_p = 0,348 \text{ ‰}$

$$\text{erf } I_p \times L \times \frac{1}{1000} = 0,348 \times \frac{435}{1000} = 0,15 \text{ m}$$

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Drucklinie}_{27+070} & = & 190,04 \quad \text{m+NN} \\
 & + & 0,15 \quad \text{m} \\
 \hline
 \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Drucklinie}_{26+635} & = & 190,19 \quad \text{m+NN} \\
 \hline
 \end{array}$$

Rohrscheitel₂₆₊₆₃₅ =
189,32 m+NN → Drucklinie
über Rohrscheitel

$$\begin{array}{rcl}
 = \text{WSPRück}_{\text{Brunnen 5 + 6}} & = & 190,19 \quad \text{m+NN} \\
 \hline
 \end{array}$$



Station 26 + 322: Anschlussschacht 5

Abfluss im Vorflutkanal DN 1800:

$$\begin{array}{r}
 Q = 1.588 \quad \text{l/s} \quad \text{Grundlast} \\
 + \quad 288 \quad \text{l/s} \quad \text{GW-Einleitung Br. 7} \div 9 \\
 \hline
 = \quad 1.876 \quad \text{l/s} \\
 \hline
 \hline
 \end{array}$$

erforderliches Druckliniengefälle erf $I_p = 0,293 \text{ ‰}$

$$\text{erf } I_p \times L \times \frac{1}{1000} = 0,293 \times \frac{313}{1000} = 0,09 \text{ m}$$

$$\begin{array}{r}
 \text{Drucklinie}_{26+635} \quad \quad \quad = 190,19 \quad \text{m+NN} \\
 \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad + 0,09 \quad \text{m} \\
 \hline
 \end{array}$$

$$\begin{array}{r}
 \text{Drucklinie}_{26+322} \quad \quad \quad = 190,28 \quad \text{m+NN} \\
 \hline
 \end{array}$$

Rohrscheitel₂₆₊₃₂₂ =
189,50 m+NN → Drucklinie
über Rohrscheitel

$$\begin{array}{r}
 = \text{WSP}_{\text{Rück, Brunnen 7, 8 + 9}} \quad \quad \quad = 190,28 \quad \text{m+NN} \\
 \hline
 \hline
 \end{array}$$

**Schnittpunkt der Drucklinie mit dem Rohrscheitel Vorflutkanal**

Abfluss im Vorflutkanal DN 1800 : $Q = 1.588 \text{ l/s} = \text{Grundlast}$

$$\text{erf } I_p = I_p \text{ Drucklinie} = 0,210 \text{ ‰}$$

$$I_{\text{Rohrscheitel Vorflutkanal}} = 0,626 \text{ ‰}$$

$$\text{Drucklinie bei Station } 26 + 322 = 190,28 \text{ m+NN}$$

$$\text{Ok-Rohrscheitel bei Station } 26 + 322 = 189,50 \text{ m+NN}$$

$$\text{Gleichung 1} \quad : \quad H_{\text{Schnittpunkt}} = L \times I_p + 190,28$$

$$\text{Gleichung 2} \quad : \quad H_{\text{Schnittpunkt}} = L \times I_s + 189,50$$

$$\text{Bedingung: } H_I = H_{II}$$

$$L \times 0,210 + 190,28 = L \times 0,626 + 189,50$$

$$L = \frac{190,28 - 189,50}{(0,626 - 0,210) \text{ ‰}}$$

$$= 1.875 \text{ m}$$

Somit Schnitt-

$$\text{punktstation} = 26.322 - 1.875 = 24.447$$

$$\text{Kontrolle} \quad : \quad H_1 = 1.875 \times 0,210 \text{ ‰} + 190,28 = 190,67$$

$$H_2 = 1.875 \times 0,626 \text{ ‰} + 189,50 = 190,67$$

Dieser Lastfall mit einer Grundlast von 1.588 l/s ist ab hier nach Süden bis zum Notabschlag NA 3 günstiger als der Ist-Zustand (s. Kap. 5.5.4).



Darstellung der ermittelten Drucklinien im Vorflutkanal Neuenburg-Breisach:

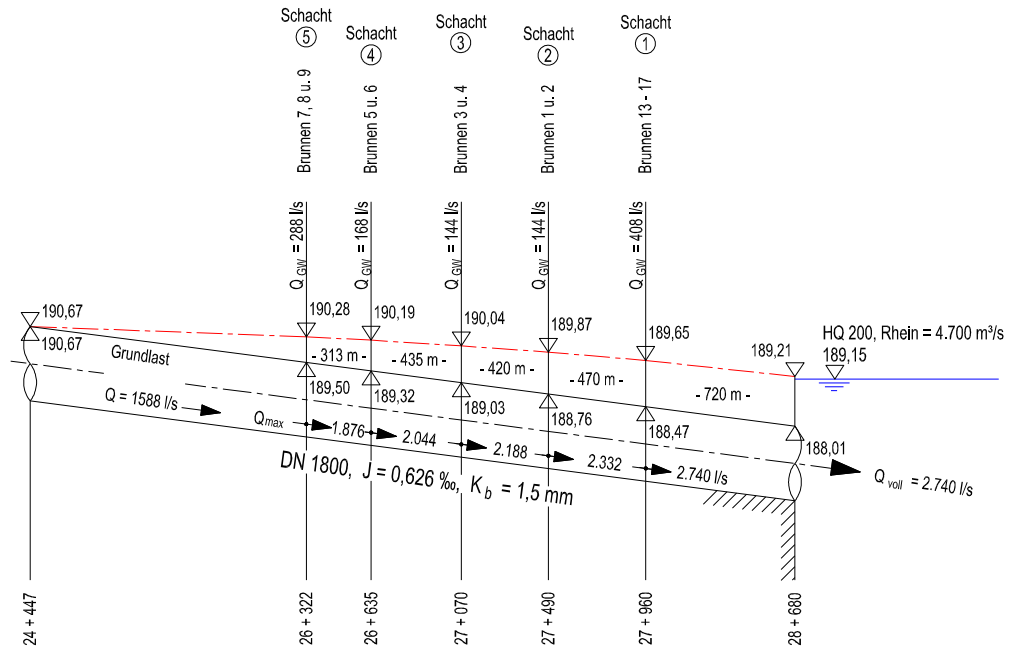


Abb. 10: Drucklinien im Vorflutkanal



Hydraulische Nachweise in den Anschlussschächten 1 bis 5

$$\text{Überfallhöhe} = h_{ii} = \left(\frac{3 \cdot \sum q}{2 \cdot 1000 \cdot be \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3}$$

Überfallbreite

be = 0,80 m

μ = 0,50 (Literatur: Schneider Bautabellen)

WSP_{Rück} = Berechnung siehe Kapitel 3.1.1

In der folgenden Tabelle sind für die 5 Anschlussschächte an den Vorflutkanal die Dimensionierungswerte angegeben. Die Ergebnisse aus den Brunnen- und Druckverlustberechnungen sind berücksichtigt (Tab. 24 bis Tab. 30). Die Anschlussschächte sind im Regelbauwerksplan, Anlage 9.2, dargestellt.

Station	Anschlussschacht	Anschluss	Σq _{soll}	WSP _{Rück}	H _{üs}	H _ü	WSP _{Zul}	H _{Druck}	H _{UK}
Vorflutkanal	Vorflutkanal	Brunnen	q _{soll}	Rückstauniveau im Vorflutkanal bei HQ _{200Rhein} = 4.700 m ³ /s	WSP _{Rück} zuzüglich Freibord = Höhe der Überlaufschwelle	Überfallhöhe	H _{üs} zuzüglich h _ü = Wasserspiegel im Zulaufbereich	H _{Druck} zuzüglich Achse Druckleitung	H _{Druck} zuzüglich UK Decke Anschlussschacht
--	-Nr.-	--	[l/s]	[m+NN]	[m+NN]	[cm]	[m+NN]	[m+NN]	[m+NN]
27 + 490	2	1 + 2	144	189,87	190,12	25	190,37	190,67	191,17
27 + 070	3	3 + 4	144	190,04	190,29	25	190,54	190,84	191,34
26 + 635	4	5 + 6	168	190,19	190,44	27	190,71	191,01	191,51
26 + 322	5	7 ÷ 9	288	190,28	190,53	39	190,92	191,22	191,72
	Einleitung in die Möhlin	10 ÷ 12	288	* 190,75 Einleitungsbauwerk mit Absperrschieber	-	-	-	-	-
27 + 960	1	13 ÷ 17	408	189,65	189,90	49	190,39	190,69	191,19

* 190,75 = WSP Möhlin bei HQ 200_{Rhein} = 4.700 m³/s

Tab. 28: Anschlussschächte an den Vorflutkanal in Breisach



Förderhöhen der Einzelbrunnen:

Brunnen Br	minGW-Stand	Absenktiefe bei voller Entnahmerate	Wasserstand im Brunnen	H _{Auslauf}
	aus GW-Modell Variante V15 (m+NN)	s _{EB} (m)	minGW-Stand- s _{EB} (m+NN)	Überlauf in Schacht (m+NN)
1	185,64	2,53	183,11	190,67
2	185,64	2,75	182,89	190,67
3	185,85	2,63	183,22	190,84
4	186,05	2,72	183,33	190,84
5	186,34	2,78	183,56	191,01
6	186,50	3,17	183,33	191,01
7	186,79	3,16	183,63	191,22
8	186,97	3,14	183,83	191,22
9	187,00	2,95	184,05	191,22
10	187,29	3,26	184,03	190,75
11	187,33	3,35	183,98	190,75
12	187,80	3,35	184,45	190,75
13	185,46	3,12	182,34	190,69
14	185,47	3,13	182,34	190,69
15	185,87	2,71	183,16	190,69
16	186,07	2,75	183,32	190,69
17	186,33	2,75	183,58	190,69

Tab. 29: Förderhöhen der Brunnen von Breisach



Zusammenstellung der max. Förderhöhen der Einzelbrunnen:

Brunnen	Überlauf in Schacht	Σ Verluste	max. Druckhöhe = $H_{\text{Auslauf}} + h_v$	GW-Stand im Einzelbrunnen	Förderhöhe h_{man} = $H_{v \text{ gesamt}} - H_{\text{GW}}$
	H_{Auslauf}	$h_v \text{ Gesamt}$	$H_{V \text{ gesamt}}$	H_{GW}	H_{man}
[-]	(m+NN)	(m)	[m+NN]	[m+NN]	[m]
1	190,67	0,99	191,66	183,11	8,5
2	190,67	0,96	191,63	182,89	8,7
3	190,84	1,19	192,03	183,22	8,8
4	190,84	0,99	191,83	183,33	8,5
5	191,01	1,32	192,33	183,56	8,8
6	191,01	1,77	192,78	183,33	9,4
7	191,22	0,87	192,10	183,63	8,5
8	191,22	1,64	192,86	183,83	9,0
9	191,22	5,26	196,48	184,05	12,4
10	190,75	5,54	196,29	184,03	12,3
11	190,75	2,21	192,96	183,98	9,0
12	190,75	0,94	191,69	184,45	7,2
13	190,69	1,82	192,52	182,34	10,2
14	190,69	2,76	193,45	182,34	11,1
15	190,69	3,81	194,50	183,16	11,3
16	190,69	4,10	196,78	183,32	13,5
17	190,69	7,60	198,28	183,58	14,7

Mittelwert $H_{\text{man}} = 10,1 \text{ m}$

Tab. 30: Zusammenstellung der max. Förderhöhen, Breisach

Die vollständige Berechnung der Grundwasserhaltung von Breisach ist in den Unterlagen des Ing.-Büros Unger enthalten [12].



5.5.3 Steuerung

In Breisach sind 17 Brunnen geplant, die an zwei Entwässerungssysteme, Abwasservorflutkanal und Möhlin, angeschlossen sind. In die Möhlin entwässern 3 Brunnen, die zu einem Förderstrang zusammengefasst sind. Die übrigen Brunnen sind entsprechend zu 5 Gruppen zusammengefasst, die in den Abwasservorflutkanal entwässern (Tab. 24). Setzungsgefährdungen von Gebäuden sind durch Mindestabstände der Brunnen zu den Gebäuden vermieden. Im Falle sehr enger Bebauungen mit eingeschränkten Standortmöglichkeiten sind die erforderlichen Entnahmeraten auf zwei Brunnen mit kleinerer Leistung statt auf einen großen Brunnen mit der Gesamtleistung verteilt worden, um die Einzelabsenkung zu minimieren und damit die Setzungsgefährdung auszuschließen. Die Grenzmarken für die Steuerung zeigt die folgende Übersicht:

Lage und Grenzmarken der Steuerpegel in Breisach			
Bezeichnung des Steuerpegels	Lage	obere Grenzmarke [m+NN]	untere Grenzmarke [m+NN]
Br K1	Südliche Ortslage	188,30	188,10
Br K2	Mitte der Ortslage	187,50	187,20
Br K3	Nördliche Ortslage	186,70	186,30

Tab. 31: Lage und Grenzmarken der Steuerpegel von Breisach



5.5.4 Nutzung des Abwasservorflutkanals Neuenburg/Breisach als Vorfluter für gefördertes Grundwasser

(Unger Ingenieure)

Grundlagen der Bemessung

Als Vorflut für die Grundwasserhaltung Breisach wird für 14 der 17 Brunnen der vorhandenen Abwasservorflutkanal des Abwasserzweckverbandes Neuenburg-Breisach genutzt.

Ab der Kläranlage Staufener Bucht in Breisach/Grezhausen ist der Vorflutkanal in DN 1800 ausgeführt und leistet in der Vollfüllung im Freispiegelabfluss in Breisach 2.740 l/s (Fall 0). Die gesamte Abflussleistung ist in Kontingenten auf die Nutzer des Vorflutkanals aufgeteilt.

Übersteigt der Rheinwasserpegel an der Einleitungsstelle des Notauslauf NA3 die Höhe 194,70 m+NN bei Rhein-km 219,480 wird der Notauslauf NA 3 geschlossen. So wird ein Rückstau in die Kläranlage „Staufener Bucht“ über die Bemessungswasserspiegellage im Abwasservorflutkanal hinaus verhindert. Hierzu werden an einem Schieberschacht (BW 4.81, Anlage 9.4) die Zuflüsse von Süden abgeschlagen. Nur der Abfluss der Kläranlage „Staufener Bucht“ und die gepumpten Wassermengen aus der Grundwasserhaltung von Breisach werden über den Vorflutkanal abgeleitet (Fall1). Die zugehörigen Drucklinien bei geschlossenem Notauslass NA 3 sind im hydraulischen Längsschnitt des Vorflutkanals in Anlage 15.5.1 dargestellt.

Mit Beginn der Grundwasserhaltung bei Flutung des Rückhalteraaumes in Breisach wird Wasser in den Vorflutkanal gepumpt. Um den Vorflutkanal nicht zu überlasten, wird am Notauslauf NA 3 gereinigtes Abwasser abgeschlagen. Vereinbart ist, dass dabei innerhalb des Vorflutkanals in Richtung Breisach ein Abfluss von 1.500 l/s verbleiben kann, das entspricht den langjährig beobachteten Trockenwetterabflüssen. Somit beträgt die freigemachte Ableitungskapazität $2.740 - 1.500 = 1.240$ l/s. Bis zur Einleitungsmenge von 960 l/s (bzw. 1.152 l/s mit 20 % Sicherheitszuschlag) für die Variante V 15 ist somit die Vorflut gewährleistet (Fall 2). Die zugehörigen Drucklinien mit Ableitung über den Notauslass NA 3 sind im hydraulischen Längsschnitt des Vorflutkanals in Anlage 15.5.2 dargestellt.



Fall 1: Maximaler Hochwasserfall bei Grundwassereinleitung in Breisach (maximale Retention, d.h. ohne Betrieb Notauslass NA 3)

Nördlich der Kläranlage „Staufener Bucht“ erfolgt die Einleitung des Kontingentes Kläranlage „Staufener Bucht“ sowie die Einleitung der max. Grundwasserförderung in Breisach gemäß Variante V 15 einschließlich 20 % Zuschlag:

$$Q_{\text{Staufener Bucht}} + Q_{\text{GW}} = 1.170 + 960 \times 1,2 = 2.322 \text{ l/s.}$$

Vorflutbedingungen als ungünstiger Ansatz bei einem

$$W_{\text{Rhein}} = 189,15 \text{ m+NN (HQ 200) bei Ausleitung Rhein-km 219,480}$$

Als Berechnungsgrundlage für den Fall 1 (Retention) wird jedoch die „Auffüllung des Vorflutkanals“ auf insgesamt 2.740 l/s statt der vorgenannten 2.322 l/s angesetzt. Daraus entstehen die ungünstigeren Rückstauverhältnisse. Deshalb werden diese Randbedingungen den Berechnungen zugrunde gelegt mit

$$Q_{\text{Grundlast}} + Q_{\text{GW}} = 1.588 + 960 \times 1,2 = 2.740 \text{ l/s.}$$

Die Einleitstellen des Grundwassers an den verschiedenen Übergabeschächten werden dabei berücksichtigt.

Für die Entlastung der südlichen Zuläufe vor der Einleitung der Abflüsse der Kläranlage „Staufener Bucht“ sind die dadurch veränderten Rückstauverhältnisse im Vorflutkanal nachgewiesen.

Die ungünstigsten hydraulischen Abschlagsbedingungen ergeben sich aus dem maximalen Außenwasserstand bei ausuferndem Rheinhochwasser. Die 2-D-Modellierung nennt hierfür $W = 195,70 \text{ m+NN}$ am Entlastungspunkt.

Rückstau oberhalb Entlastungsanlage

Rückstaunachweise für die Strecke südlich der Entlastung werden geführt mit dem Entlastungswasserspiegel, von 195,70 m+NN. Der Abfluss setzt sich zusammen aus den Kontingenten Sulzbachverband und Weilertalverband mit einem Gesamtabfluss von 1.570 l/s.



Fall 2: Grundwassereinleitung in Breisach bei beginnender Retention und während ökologischer Flutungen, d.h. mit Betrieb Notauslass NA 3

Strecke NA 3 – Breisach – Mündung bei Rheinkilometer 227,580.

Die Grundwassereinleitung ist je nach ökologischer Flutung variabel (vgl. Kap. 4.1). Als Maximalwert wird 100 % Q_{Modell} angesetzt. Das ergibt 960 l/s als Einleitung in den Vorflutkanal.

Am NA 3 verbleibt im Vorflutkanal durch Steuerung ein Zufluss von maximal $Q = 1.500$ l/s. Somit $Q_{\text{gesamt}} = 1.500 + 960 = 2.460$ l/s. Die Vorflutbedingung an der Mündung bei Rheinkilometer 227,580 liegt bei beginnender Retention und während der ökologischen Flutungen niedriger als im Hochwasserfall. Weil sowohl die Durchflussmenge kleiner ist als das gesamte Kontingent (2.460 l/s < 2.740 l/s) und auch die Vorflutbedingungen günstiger sind, sind die Wasserspiegellagen und Druckverhältnisse im Vorflutkanal günstiger als im Ist-Zustand (Fall 0) und werden nicht gesondert nachgewiesen.

Strecke NA 3 - Mündung Notauslassleitung bei Rheinkilometer 219,480

Entlastungsmenge in den Rhein ist die Differenz zwischen dem Gesamtzufluss und der Weiterleitung Richtung Breisach = $2.740 - 1.500 = 1.240$ l/s. Dieser Abschlagbetrieb erfolgt auch nach Abbruch der ökologischen Flutung bis in die Retentionsflutung hinein solange bis der Wasserstand an der Einleitungsstelle, Rheinkilometer 219,480 auf 194,70 m+NN angestiegen ist. Bei noch höheren Wasserständen erfolgt die Umschaltung auf den Fall 1 genannten Hochwasserbetrieb.

Die Festlegung auf 194,70 m+NN ist das Ergebnis der Berechnungen, daß kein höherer Wasserstand im Vorflutkanal an der Einleitungsstelle der Kläranlage „Staufener Bucht“ auftreten darf als im Ist-Zustand bei Abfluss des gesamten Kontingentes.

d.h. bei $Q = 1.240$ l/s, Durchfluss durch NA-Leitung

$W = 194,70$ m+NN, Rh_{WSP} an Mündung 219,480.



Strecke Anschluss Kläranlage Staufener Bucht bis NA 3

Die ungünstigsten Verhältnisse liegen vor bei voller Weiterleitung des Kontingentes aller Kläranlagen ab der Kläranlage Staufener Bucht in Richtung Notauslauf NA 3. Von dort fließen 1500 l/s im Vorflutkanal und 1240 l/s über den Notauslauf NA3 zum Rhein bei einem Rheinwasserspiegel im Mündungsbereich von 194,70 m+NN.

Strecke Kläranlage Weilertalverband bis Kläranlage Staufener Bucht

Es wird mit den Kontingenten der Kläranlagen und den Vorflutbedingungen an der Einleitungsstelle der Kläranlage „Staufener Bucht“ gerechnet.

Formeln für die Berechnungen

Drucklinien, Staulinien, Freispiegel

Die Drucklinien werden mit folgenden Formeln ermittelt:

$$\text{Geschwindigkeit: } v = Q / A \quad [\text{m/s}]$$

$$\text{Auslaufverlust: } h_v \text{ Auslauf} = v^2 / 2 \times g \quad [\text{m}]$$

$$\text{Reibungsverlust } h_r = I_p \times L \quad [\text{m}]$$

mit I_p = erforderliches Druckliniengefälle zur Durchleitung des jeweiligen Q (m^3/s) auf der betrachteten Strecke L (m)

I_p aus Tabellenbuch Prandle-Colebrook mit $k_b = 1,5 \text{ mm}$

Die Berechnung erfolgt von unten nach oben. Ab dem Schnittpunkt der Drucklinie mit dem Rohrscheitel des Vorflutkanals erfolgt Freispiegelabfluss. Zunächst stellt sich dabei eine Staulinie ein, die an der Stauwurzel in den Freispiegelabfluss der Teilfüllung (= Normalabfluss $I_{wsp} = I_{so}$) übergeht.

$$\text{Das Abflussverhältnis } Q_{\text{voll}} / Q_{\text{teil}}$$

$$\text{ergibt den Tabellenwert für } h_{\text{teil}} \quad [-]$$

$$\text{Daraus ergibt sich die Teilfüllung } h_{\text{teil}} =$$

$$\text{Tabellenwert } h_{\text{teil}} \times D = h_{\text{teil}} \quad [\text{m}]$$



Schachtabschlag für Fall 1

Ausleitung des Abflusses von Sulzbachverband und Weilertalverband am Abschlagbauwerk Schacht 344 A (BW 4.81, Anlage 9.4) vor der Kläranlage Staufener Bucht. Die Ausleitung erfolgt über die Wehroffnung als unvollkommener Überfall mit

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot c \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2} \quad \text{m}^3/\text{s}$$

mit

- μ = Beiwert für Wehrform = 0,7
- b = Wehrbreite = 1,5 m
- c = Beiwert für unvollkommenen Überfall
- h = Überfallhöhe (m)



Berechnung der Drucklinie im Vorflutkanal, Strecke Kläranlage „Staufener Bucht“ – Breisach im Ist-Zustand (Fall 0)

Der Ist-Zustand ist bestimmt durch den Abfluss des gesamten Kontingentes von 2740 l/s bei einem Rheinwasserspiegel an der Einleitungsstelle von 189,15 m+NN (HQ 200).

Station 28 + 680: Einmündung Vorflutkanal in den Rhein

Abfluss im Vorflutkanal DN 1800:

$$Q = 2.740 \quad \text{l/s}$$

$$\text{Auslaufverlust } h_{v \text{ Auslauf}} = \frac{v^2}{2 \cdot g} = \frac{1,08^2}{19,62} = 0,06 \text{ m}$$

Ausgangswasserspiegel = 189,15 m+NN
(HQ200 im Rhein = 4.500 m³/s)

$$+ 0,06 \quad \text{m}$$

Drucklinie_{Auslauf 28+680} = 189,21 m+NN Rohrscheitel₂₈₊₆₈₀ = 188,01 m+NN → Drucklinie über Rohrscheitel

Station 19 + 279: (NA 3) Schacht

Abfluss im Vorflutkanal DN 1800:

$$Q = 2.740 \quad \text{l/s}$$

erforderliches Druckliniengefälle erf $I_p = 0,619 \text{ ‰}$

$$L = 9.401 \text{ m}$$

$$\text{erf } I_p \times \frac{L}{1000} = 0,619 \times \frac{9401 \text{ m}}{1000} = 5,82 \text{ m}$$

Drucklinie₂₈₊₆₈₀ = 189,21 m+NN

$$+ 5,82 \quad \text{m}$$

Drucklinie₁₉₊₂₇₉ = 195,03 m+NN Rohrscheitel₁₉₊₂₇₉ = 194,05 m+NN → Drucklinie über Rohrscheitel



Station 18 + 203: Anschlussschacht KLA Staufener Bucht

Abfluss im Vorflutkanal DN 1800:

$$Q = 2.740 \text{ l/s}$$

erforderliches Druckliniengefälle erf $I_p = 0,619 \text{ ‰}$

$$L = 1.076 \text{ m}$$

$$\text{erf } I_p \times \frac{L}{1000} = 0,619 \times \frac{1076 \text{ m}}{1000} = 0,67 \text{ m}$$

$$\text{Drucklinie}_{19+279} = 195,03 \text{ m+NN}$$

$$+ 0,67 \text{ m}$$

$$\text{Drucklinie}_{18+203} = 195,70 \text{ m+NN} \quad \text{Rohrscheitel}_{18+203} = 194,72 \text{ m+NN} \rightarrow \text{Drucklinie über Rohrscheitel}$$

Station 15 + 518

Abfluss im Vorflutkanal DN 1500:

$$Q = 1.562 \text{ l/s}$$

erforderliches Druckliniengefälle erf $I_p = 0,533 \text{ ‰}$

$$L = 2.685$$

$$\text{erf } I_p \times L \times \frac{1}{1000} = 0,533 \times \frac{2685}{1000} = 1,43 \text{ m}$$

$$\text{Drucklinie}_{18+203} = 195,70 \text{ m+NN}$$

$$+ 1,43 \text{ m}$$

$$\text{Drucklinie}_{15+518} = 197,13 \text{ m+NN} \quad \text{Rohrscheitel}_{15+518} = 196,67 \text{ m+NN} \rightarrow \text{Drucklinie über Rohrscheitel}$$



Station 7 + 358: Anschluss Sulzbach

Abfluss im Vorflutkanal DN 1400:

$$Q = 1.562 \text{ l/s}$$

erforderliches Druckliniengefälle erf $I_p = 0,759 \text{ ‰}$

$$\Delta L = 8.160$$

$$\text{erf } I_p \times L \times \frac{1}{1000} = 0,759 \times \frac{8160}{1000} = 6,19 \text{ m}$$

$$\text{Drucklinie}_{18+513} = 197,13 \text{ m+NN}$$

$$+ 6,19 \text{ m}$$

$$\text{Drucklinie}_{7+358} = 203,32 \text{ m+NN} \quad \text{Rohrscheitel}_{7+358} =$$

204,32 m+NN → Rohrscheitel
über Drucklinie

→ bei Station 7 + 358 liegt Freispiegelabfluss vor. Somit kein Rückstau einfluss von Mündung bei Rheinkilometer 227,580 im Ist-Zustand bei voller Nutzung des Kontingents.



Berechnung der Drucklinie in der Notauslassleitung NA 3 und in Vorflutkanal oberhalb des Notabschlag NA 3 am Umschaltpunkt bei einem Rheinwasserspiegel von 194,70 m+NN

Station Einmündung NA – Leitung in Rhein 219,480

Abfluss in NA-Leitung DN 1800:

$$Q = 1.240 \text{ l/s}$$

$$\text{Auslaufverlust } h_{v \text{ Auslauf}} = \frac{v^2}{2 \cdot g} = \frac{0,49^2}{19,62} = 0,01 \text{ m}$$

$$\text{Ausgangswasserspiegel} = 194,70 \text{ m+NN}$$

$$+ 0,01 \text{ m}$$

$$\text{Drucklinie}_{\text{Auslauf}} = 194,71 \text{ m+NN}$$

Rohrscheitel_{Auslauf} = 193,36 m+NN →
Drucklinie über Rohrscheitel

Station 19 + 279 (NA 3) Schacht

Abfluss in NA-Leitung DN 1800:

$$Q = 1.240 \text{ l/s}$$

erforderliches Druckliniengefälle erf $I_p = 0,124 \text{ ‰}$

$$L = 567 \text{ m}$$

$$\text{erf } I_p \times \frac{L}{1000} = 0,124 \times \frac{567}{1000} = 0,07 \text{ m}$$

$$\text{Ausgangswasserspiegel} = 194,71 \text{ m+NN}$$

$$+ 0,07 \text{ m}$$

$$\text{Drucklinie}_{19+279} = 194,78 \text{ m+NN}$$

Rohrscheitel₁₉₊₂₇₉ = 194,05 m+NN →
Drucklinie über Rohrscheitel



Station 18 + 203: Anschlussschacht KLA Staufferer Bucht

Abfluss im Vorflutkanal DN 1800:

$$Q = 2.740 \text{ l/s}$$

erforderliches Druckliniengefälle erf $I_p = 0,619 \text{ ‰}$

$$\Delta L = 1076 \text{ m}$$

$$\text{erf } I_p \times \frac{L}{1000} = 0,619 \times \frac{1076}{1000} = 0,67 \text{ m}$$

$$\text{Drucklinie}_{19+279} = 194,78 \text{ m+NN}$$

$$+ 0,67 \text{ m}$$

$$\text{Drucklinie}_{18+203} = \underline{\underline{195,45 \text{ m+NN}}}$$

Rohrscheitel₁₈₊₂₀₃ = 194,72 m+NN →
Drucklinie über Rohrscheitel

Wasserspiegel (Fall 1) mit **195,45 m+NN** < **195,70 m+NN** (Fall 0) Ist-Zustand

Station 15 + 518

Abfluss im Vorflutkanal DN 1500:

$$Q = 1.562 \text{ l/s}$$

erforderliches Druckliniengefälle erf $I_p = 0,533 \text{ ‰}$

$$L = 2685 \text{ m}$$

$$\text{erf } I_p \times L \times \frac{1}{1000} = 0,533 \times \frac{2685}{1000} = 1,43 \text{ m}$$

$$\text{Drucklinie}_{18+203} = 195,45 \text{ m+NN}$$

$$+ 1,43 \text{ m}$$

$$\text{Drucklinie}_{15+518} = \underline{\underline{196,88 \text{ m+NN}}}$$

Rohrscheitel₁₅₊₅₁₈ = 196,67 bzw.
196,80 m+NN → Drucklinie über
Rohrscheitel

**Station 7 + 358: Anschluss Sulzbach**

Abfluss im Vorflutkanal DN 1400:

$$Q = 1.562 \text{ l/s}$$

erforderliches Druckliniengefälle erf $I_p = 0,759 \text{ ‰}$

$$\Delta L = 8.160 \text{ m}$$

$$\text{erf } I_p \times L \times \frac{1}{1000} = 0,759 \times \frac{8160}{1000} = 6,19 \text{ m}$$

$$\text{Drucklinie}_{15+518} = 196,88 \text{ m+NN}$$

$$+ 6,19 \text{ m}$$

$$\text{Drucklinie}_{7+358} = 203,07 \text{ m+NN}$$

Rohrscheitel₇₊₃₅₈ = 204,32 m+NN →
Rohrscheitel über Drucklinie

→ bei Station 7 + 358 liegt Freispiegelabfluss vor. Somit kein Rückstaufluss von unten



Abschlag des Gesamtzuflusses vor der Kläranlage „Staufener Bucht“

Abschlag im umgebauten Schacht 344 A (BW 4.81, siehe Anlage 9.4)
 durch Schieberöffnung $b \times h = 1,50 \text{ m} \times 0,85 \text{ m}$

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot c \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}$$

Abschlag $Q = 1.562 \text{ l/s}$

Sohle Wehrrücken = 195,45 m+NN

Außenwasserspiegel (Max.-Fall) = 195,70 m+NN

Wehrbreite $b = 1,5 \text{ m}$

Wasserspiegel oben (ist zu ermitteln)

Überfallhöhe $h_o = \text{Wasserspiegel oben} - \text{Wehrrücken}$

Beiwert für unvollkommenen Überfall $c = f(h_u / h_o)$, gemäß Tabellenwerten

$\mu = 0,7$

Wasser- spiegel oben	h_o	h_u	h_u / h_o	c	Q
m+NN	m	M	-	-	m ³ /s
196,00	0,55	0,25	0,45	0,92	1,200
196,05	0,60	0,25	0,42	0,95	1,367
196,09	0,64	0,25	0,39	0,97	1,538
196,10	0,65	0,25	0,38	0,98	1,590
196,11	0,66	0,25	0,38	0,98	1,627

Tab. 32: Ermittlung des Wasserspiegels im Vorflutkanal

Zur Ausleitung von $Q = 1.562 \text{ l/s}$ stellt sich im Auslaufschacht der Wasser-
 spiegel auf 196,10 m+NN ein.



Berechnung der Drucklinie im Vorflutkanal oberhalb Entlastungsanlage Staufener Bucht

Abschlag Schacht 344 A

Entlastung $Q = 1.562 \text{ l/s}$

Wsp über Wehrschwelle = $196,10 \text{ m+NN}$.

Station 15 + 518

Abfluss im Vorflutkanal DN 1500:

$Q = 1.562 \text{ l/s}$

erforderliches Druckliniengefälle erf $I_p = 0,533 \text{ ‰}$

$L = 2.685$

$$\text{erf } I_p \times L \times \frac{1}{1000} = 0,533 \times \frac{2685}{1000} = 1,43 \text{ m}$$

Drucklinie_{344 A} = $196,10 \text{ m+NN}$

+ $1,43 \text{ m}$

Druckli-
nie₁₅₊₅₁₈ = $197,53 \text{ m+NN}$ Rohrscheitel₁₅₊₅₁₈ =
 $196,67 \text{ m+NN} \rightarrow$ Drucklinie
über Rohrscheitel

Station 7 + 358: Anschluss Sulzbach

Abfluss im Vorflutkanal DN 1400:

$Q = 1.562 \text{ l/s}$

erforderliches Druckliniengefälle erf $I_p = 0,759 \text{ ‰}$

$L = 8.160$

$$\text{erf } I_p \times L \times \frac{1}{1000} = 0,759 \times \frac{8160}{1000} = 6,19 \text{ m}$$

Druckli- = $197,53 \text{ m+NN}$

nie₁₅₊₅₁₈

+ $6,19 \text{ m}$

Drucklinie₇₊₃₅₈ = $203,72 \text{ m+NN}$ Rohrscheitel₇₊₃₅₈ =
 $204,32 \text{ m+NN} \rightarrow$ Rohrscheitel
über Drucklinie



→ bei Station 7 + 358 liegt Freispiegelabfluss vor. Somit kein Rückstau einfluss vom Entlastungsbauwerk bis zu den Einleitungen der Kläranlagen Sulzbach und Weilertal.

Ergebnisdarstellung und Ergebnisbewertung

Die bisherigen und künftigen Rückstausituationen sind als Längsschnitte mit geschlossen bzw. offenen Notauslass NA 3 dargestellt (Anlagen 15.5.1 und 15.5.2). Es wird deutlich, dass durch die Benutzung des Vorflutkanals zur Grundwasserableitung im Zuge des vorgesehenen Steuerungs- und Abschlagskonzeptes keine nachteiligen Veränderungen der Vorflutverhältnisse für die angeschlossenen Kläranlagen entstehen.



5.6 Anschluß Europaweier an Möhlin

(Unger Ingenieure)

Der Europaweier nimmt bei Flutungen im Rückhalteraum Sickerwasser auf. Um den Wasseranstieg zu minimieren und die Drainagewirkung zu verbessern wird eine offene Ableitung in die Möhlin hergestellt:

Furtbreite (2,10 m * 5)	=	11	m
Furtsohle	=	189,30	m+NN

Folgende maßgebenden Abflüsse und Wasserspiegel sind aus den Ergebnissen des Detailmodells Sport- und Freizeitgelände Breisach [10] bekannt:

Maximale Retentionsflutung

Q	=	1,2	m ³ /s
Wasserspiegel _{Furt}	=	189,60	m+NN
Wasserspiegel _{Möhlin}	=	188,70	m+NN

Ökologische Flutung

Q	=	0,27	m ³ /s
Wasserspiegel _{Furt}	=	189,40	m+NN
Wasserspiegel _{Möhlin}	=	189,30	m+NN



Die Breite der 5 Durchlassfelder beträgt jeweils 2,10 m. Vor jedem Durchlass werden Rechen senkrecht eingestellt. Es sind kreisrunde Rechenstäbe mit dem Durchmesser 10 mm und im lichten Stababstand 20 mm geplant. Die Rechenverluste werden ermittelt mit:

$$h_R = \xi \cdot \frac{V_R^2}{2g}$$

$$\text{mit } \xi = \beta \cdot \left(\frac{s}{b}\right)^{4/3} \cdot \sin \alpha$$

$$\text{mit } \beta = 1,79 \text{ für Rundstäbe}$$

$$\text{mit } \sin 90^\circ = 1,0$$

$$\text{mit } \left(\frac{s}{b}\right)^{4/3} = \left(\frac{10}{20}\right)^{4/3} = 0,396$$

$$\text{mit } \xi = 1,79 \times 0,396 = 0,708$$

$$V_R = \frac{Q}{A} \quad \text{mit } A = \text{Rechenbruttofläche}$$

Es wird ein Rechenfeld als verlegt angesetzt. Somit verbleiben 4 Felder.

$$\text{Im Retentionsfall: } A = 4 \times 2,1 \times 0,3 = 2,52 \text{ m}^2$$

$$\text{Im Fall ökologischer Flutung: } A = 4 \times 2,1 \times 0,1 = 0,84 \text{ m}^2$$

Rechenverluste Retentionsfall

$$V_R = \frac{1,2}{2,52} = 0,48 \text{ m/s}$$

$$h_R = 0,703 \times \frac{0,48^2}{2g} = 0,008 \text{ m}$$

Rechenverluste ökologische Flutung

$$V_R = \frac{0,27}{0,84} = 0,32 \text{ m/s}$$

$$h_R = 0,708 \times \frac{0,32^2}{2g} = 0,003 \text{ m}$$

Die hydraulischen Rechenverluste sind vernachlässigbar klein.



5.7 Ergebnisse Sport- und Freizeitgelände Breisach

(Geldner Ingenieurberatung)

Für die Untersuchung der Grundwasserströmung im Bereich des Sport- und Freizeitgeländes wurde ein Detailmodell erstellt (siehe Kap. 4.4).

Eine Darstellung der Abgrenzung des Modellgebietes und der Lage der ausgewählten Modellknoten erfolgt in der Anlage 15.6.1.

Bei den Berechnungen wurde eine neue Flachwasserzone mit einer Sohlhöhe von 187,50 m + NN am westlichen Ende des Europaweihers berücksichtigt. Eine neue Überfallmulde mit einer festen Überlaufhöhe von 189,30 m + NN verbindet den Europaweier mit der Möhlin (Anlagen 9.5, 9.6 und 9.7).

Aus der Modellberechnung [10] werden für die Varianten

- Hochwasser ohne Retention $BHQ_{200}(1980)$ (DS-V2-2) – **V2**,
- maximale Retention mit Vorlauf ökologische Flutung (DS-V15-3) – **V15**,
- Hochwasser 1987 ohne Flutung (DS-V7.0) – **V7.0**,
- ökologische Flutung, HW 1987 (DS-V7.7-3.1) – **V7.7**,
- Hochwasser 1999 (DS-HW99-2) - **HW 99**.

die maximalen Grundwasserstände für folgende Modellknoten in den Anlagen dargestellt:

- Hartplatz (Anlage 15.6.2),
- Angelsportverein (Anlage 15.6.3),
- Tennisplätze (Anlage 15.6.4),
- Schwimmbad (Anlage 15.6.5),
- Waldstadion (Anlage 15.6.6).

Die vollständigen Angaben zum Grundwassermodell sind in den „Grundwasserhydraulischen Berechnungen Sport- und Freizeitgelände Breisach“ von Geldner Ingenieurberatung enthalten [10].



6 Anlagenverzeichnis

- 15.1.1 Ganglinie Bemessungshochwasser – BHQ200(1980),
vergrößertes Hochwasser vom Februar 1980
- 15.1.2: Ganglinie synthetisches Bemessungshochwasser– BHQ200,
5 Tage Manöver Rheinseitenkanal
- 15.1.3 Ganglinie im Rhein, Mai bis September 1987
Bemessungshochwasser ökologische Flutungen
- 15.2 Wasserspiegel Kulturwehr Breisach
- 15.3.1 Außergewöhnlicher Lastfall A, Wasserspiegellagen
- 15.3.2 Außergewöhnlicher Lastfall B, Wasserspiegellagen
- 15.3.3 Maximaler Betriebsfall,
Wasserspiegellagen
- 15.3.4 Maximaler Betriebsfall, Fließgeschwindigkeiten und -richtungen
- 15.3.5 Instationäre Berechnung, 48. Stunde,
Wasserspiegellagen
- 15.3.6 Instationäre Berechnung, 48. Stunde,
Fließgeschwindigkeiten und -richtungen
- 15.3.7 Ökologische Flutung, Oberwasser Möhlinwehr 193,20 m+NN,
Wasserspiegellagen
- 15.3.8 Ökologische Flutung, Oberwasser Möhlinwehr 193,20 m+NN,
Fließgeschwindigkeiten und –richtungen
- 15.3.9 Ökologische Flutung, Oberwasser Möhlinwehr 192,23 m+NN,
Wasserspiegellagen
- 15.3.10 Ökologische Flutung, Oberwasser Möhlinwehr 192,23 m+NN,
Fließgeschwindigkeiten und –richtungen
- 15.3.11 Ökologische Flutung, Oberwasser Möhlinwehr 191,32 m+NN,
Wasserspiegellagen
- 15.3.12 Ökologische Flutung, Oberwasser Möhlinwehr 191,32 m+NN,
Fließgeschwindigkeiten und –richtungen
- 15.3.13 Ausschnittsmodell Franzosenweg - Möhlinhochwasser
Wasserspiegellagen Istzustand
- 15.3.14 Ausschnittsmodell Franzosenweg - Möhlinhochwasser
Fließgeschwindigkeiten und –richtungen, Istzustand



- 15.3.15 Ausschnittsmodell Franzosenweg - Möhlinhochwasser
Wasserspiegellagen, Planungszustand
- 15.3.16 Ausschnittsmodell Franzosenweg - Möhlinhochwasser
Fließgeschwindigkeiten und -richtungen, Planungszustand

- 15.4.1.1: Beobachtungspunkte Hochstetten
- 15.4.1.2: Beobachtungspunkte in Breisach
- 15.4.2.1: Grundwasserstände bei Retention, Hochstetten Nord
- 15.4.2.2: Grundwasserstände bei Retention, Hochstetten Mitte
- 15.4.2.3: Grundwasserstände bei Retention, Hochstetten Süd
- 15.4.2.4: Grundwasserstände bei Retention, Hochstetten West
- 15.4.2.5: Grundwasserstände bei Retention, Breisach Nord 1
- 15.4.2.6: Grundwasserstände bei Retention, Breisach Nord 2
- 15.4.2.7: Grundwasserstände bei Retention, Breisach Mitte 1
- 15.4.2.8: Grundwasserstände bei Retention, Breisach Mitte 2
- 15.4.2.9: Grundwasserstände bei Retention, Breisach West 1
- 15.4.2.10: Grundwasserstände bei Retention, Breisach West 2
- 15.4.3.1: Grundwasserstände bei ökolog. Flutung, Hochstetten Nord, Mitte
- 15.4.3.2: Grundwasserstände bei ökolog. Flutung, Hochstetten Süd, West
- 15.4.3.3: Grundwasserstände bei ökolog. Flutung, Breisach, Nord1, 2
- 15.4.3.4: Grundwasserstände bei ökolog. Flutung, Breisach, Mitte1, 2
- 15.4.3.5: Grundwasserstände bei ökolog. Flutung, Breisach, West1, 2
- 15.4.4.1: Kellerabstandsplan Hochstetten, Variante V 2
- 15.4.4.2: Kellerabstandsplan Hochstetten, Variante V 15
- 15.4.4.3: Kellerabstandsplan Hochstetten, Variante V 2.1
- 15.4.4.4: Kellerabstandsplan Hochstetten, Variante V 16
- 15.4.4.5: Kellerabstandsplan Hochstetten, Variante V 7.0
- 15.4.4.6: Kellerabstandsplan Hochstetten, Variante V 7.7



- 15.4.5.1: Kellerabstandsplan Breisach, Variante V 2
- 15.4.5.2: Kellerabstandsplan Breisach, Variante V 15
- 15.4.5.3: Kellerabstandsplan Breisach, Variante V 2.1
- 15.4.5.4: Kellerabstandsplan Breisach, Variante V 16
- 15.4.5.5: Kellerabstandsplan Breisach, Variante V 7.0
- 15.4.5.6: Kellerabstandsplan Breisach, Variante V 7.7
- 15.4.6.1: Isohypsen des Grundwasserstandes, Variante V2, max. RheinHW
- 15.4.6.2: Isohypsen des Grundwasserst., Variante V15, max. Rhein-HW
- 15.4.6.3: Isohypsen des Grundwasserst., Variante V16, max. Rhein-HW
- 15.4.6.4: Differenzenplan der Grundwasserstände, Varianten V15 – V2
- 15.4.6.5: Differenzenplan der Grundwasserstände, Varianten V16 – V2.1
- 15.4.6.6: Differenzenplan der Grundwasserstände, Varianten V7.7 – V7.0
- 15.4.7.1: Flurabstandskarte, Variante V2
- 15.4.7.2: Flurabstandskarte, Variante V15
- 15.4.7.3: Flurabstandskarte, Variante V2.1
- 15.4.7.4: Flurabstandskarte, Variante V16
- 15.4.7.5: Flurabstandskarte, Variante V7.0
- 15.4.7.6: Flurabstandskarte, Variante V7.7
- 15.5.1: Vorflutkanal, hydraul. Längsschnitt, Fall 1 (NA 3 geschlossen)
- 15.5.2: Vorflutkanal, hydraul. Längsschnitt, Fall 2 (NA 3 offen)
- 15.6.1: Lageplan Grundwassermodell Sport- und Freizeitgelände Breisach
- 15.6.2 Grundwasserstände Hartplatz
- 15.6.3 Grundwasserstände Angelsportverein
- 15.6.4 Grundwasserstände Tennisplätze
- 15.6.5 Grundwasserstände Schwimmbad
- 15.6.6 Grundwasserstände Waldstadion



7 Quellennachweis

- [1] Planfeststellungsbeschluss für die Errichtung eines Kulturwehres bei Breisach, 12.12.1960 und Ergänzung vom 27.11.1963, Freiburg
- [2] Modellversuchsversuchsbericht der BAW „Modellversuche im Vollmodell“ M 1:80, Karlsruhe, Feb. 1960
- [3] „Bericht zur Modelluntersuchung“ Kulturwehr Breisach, Institut für Wasserbau und Kulturtechnik – Theodor Rehbock-Laboratorium -, Karlsruhe, Feb. 1988
- [4] „Ermittlung des Bemessungshochwassers für den Kraftwerksstandort Wuhl“, Gutachten, Karlsruhe, Sept. 1982
- [5] Instituts für Wasserbau III der Universität Karlsruhe
„Auswertung zur Hochwasserwahrscheinlichkeit für den Pegel Basel“, LfU-IWA, Schreiben vom 24.06.1985, AZ. 41-6964/Vieser
- [6] Regierungspräsidium Freiburg, Schreiben vom 29.10.1985, AZ V-52/85
- [7] Ing.-Büro Dr. Ludwig:
Überarbeitung der Steuerungsregel des Rückhalteraaumes Kulturwehr Breisach für die Durchführung ökologischer Flutungen zur Gewährleistung einer vorgegebenen Wasserstands-Dauerlinie, Oktober 2002, Karlsruhe
- [8] Ing.-Büro Dr. Ludwig:
Zweidimensionale Strömungsberechnung für den Rückhalteraum des Kulturwehres Breisach, im Auftrag des Ministeriums für Umwelt des Landes Baden-Württemberg, vertreten durch die Neubauleitung Hochwasserschutz Oberrhein Breisach, 1992, Karlsruhe
- [9] Ing.-Büro Dr. Ludwig:
Rechnerische Überprüfung der Leistungskurven für das Möhlinwehr (Möhlin-km 1+590, August 2001), Karlsruhe
- [10] Geldner Ingenieurberatung:
Grundwasserhydraulische Berechnungen Sport- und Freizeitgelände Breisach, Dezember 2002, Karlsruhe
- [11] Geldner Ingenieurberatung:
Rückhalteräume Breisach-Burkheim, Geplante Maßnahmen zum Hochwasserrückhalt, Grundwassermodell, Dezember 2002, Karlsruhe



- [12] Unger Ingenieure:
Entwurf zum Schutz der Ortslagen Hochstetten und Breisach,
30.09.2002, Freiburg
- [13] Bundesrepublik Deutschland:
Vereinbarung zur Änderung und Ergänzung der Zusatzvereinbarung
vom 16. Juli 1975 zum Vertrag vom 4. Juli 1969 zwischen der Bundes-
republik Deutschland und der Französischen Republik über den
Ausbau des Rheines vom 6. Dezember 1982
(Bundesgesetzblatt 1984 II S. 268 ff.)
- [14] Technischer Ausschuss der Ständigen Kommission:
Nachweis der Wirkung der Hochwasserrückhaltemaßnahmen;
Bericht „Nachweis der Wirksamkeit der Hochwasserrückhaltemaß-
nahmen am Oberrhein zwischen Basel und Worms unter
Einbeziehung ökologischer Flutungen“ vom 27.02.1998