



Bayerisches Landesamt
für Wasserwirtschaft

A large, stylized blue graphic element resembling a brushstroke or a calligraphic letter 'W' that spans across the lower half of the page.

**Wirkung von Baggerseen auf
das Hochwassergeschehen**
Vorbeugender Hochwasserschutz in
der Regionalplanung

Materialien Nr. 115 (Oktober 2004)

**Wirkung von Baggerseen
auf das
Hochwassergeschehen**

Vorbeugender Hochwasserschutz in
der Regionalplanung

Materialien Nr. 115(Okttober 2004)

Herausgeber Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, Lazarettstraße 67, D-80636 München,
eine Behörde im Geschäftsbereich des Bayerischen Staatsministeriums für Umwelt, Gesundheit
und Verbraucherschutz

Autoren: Prof. Dr.-Ing. Wilhelm Bechteler, Universität der Bundeswehr München, Neubiberg
Dr.-Ing. Marinko Nujic, Ingenieurbüro Nujic, Kolbermoor

Redaktion: Dr. Gabriele Schwaller, Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, München

Bildnachweis: 23 Abbildungen, 4 Tabellen (Dr.-Ing. Marinko Nujic)

CD-Erstellung: OMC Opti Medien Center GmbH, Haar-Salmdorf

Bezug: Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, Lazarettstraße 67, D-80636 München

Nachdruck und Wiedergabe – auch auszugsweise – nur mit Genehmigung des Herausgebers

Vorwort

Die Wirkung von Baggerseen in Überschwemmungsgebieten auf das Hochwassergeschehen wird derzeit oft unterschiedlich beurteilt. Einerseits wird der Zugewinn von Retentionsraum durch die Abgrabungen geltend gemacht, andererseits wird Baggerseen eine abflussbeschleunigende Wirkung nachgesagt.

Eine einheitliche und fundierte Beurteilung dieser Fragestellung durch die Wasserwirtschaftsverwaltung ist unerlässlich. Gerade im Hinblick auf die Akzeptanz geplanter wasserwirtschaftlicher Vorrang- und Vorbehaltsflächen für den vorbeugenden Hochwasserschutz soll dieses Instrument andere Belange nicht mehr als tatsächlich notwendig einschränken.

Wegen der komplexen Fragestellung erteilte das Bayerische Landesamt für Wasserwirtschaft an die Universität der Bundeswehr München einen Forschungsauftrag. Ziel dieser Untersuchung war, eine Arbeitshilfe für die nachgeordneten Behörden zu entwickeln, mit der die Wirkung des Abbaus von Bodenschätzen auf das Hochwassergeschehen beurteilt werden kann. Zur Klärung der Fragestellung wurden umfangreiche Berechnungen mit einem 2-dimensionalen Abflussmodell, das an der Universität der Bundeswehr entwickelt worden ist, durchgeführt.

München, im Oktober 2004

i.A.



Jürgen Bauer
Ltd. Baudirektor
Abteilungsleiter Gewässerentwicklung, Wasserbau

Zusammenfassung

Für die Regionalplanung soll die Wirkung von Baggerseen in Überschwemmungsgebieten auf das Hochwassergeschehen einheitlich und fundiert beurteilt werden. Zur Klärung der Fragestellung wurden umfangreiche Berechnungen mit einem 2-dimensionalen Abflussmodell durchgeführt und daraus für allgemeine Aussagen empirische Formeln abgeleitet, die im vorliegenden Heft erläutert werden.

Generell konnte durch die Berechnungen gezeigt werden, dass die Auswirkungen von Baggerseen auf Fließzeit und Scheiteländerung einer Hochwasserwelle sehr gering sind. Selbst bei Hochwasserereignissen von kurzer Dauer, die verhältnismäßig großen Veränderungen während des Fließwegs unterliegen, bewegen sie sich im Bereich von 1-2 Promille Änderung der Scheitelabminderung und einer Laufzeitänderung von unter 5 Minuten.

Dennoch konnten einige praktische Regeln abgeleitet werden, unter deren Einhaltung eine mögliche Verschlechterung der Hochwasserabflusssituation durch Fließzeitverkürzung oder Erhöhung des Scheitelabflusses beim Abbau von Bodenschätzen verhindert werden kann:

- Zu einer Verschlechterung der Hochwasserabflusssituation können ein größeres Wasserspiegelgefälle, geringere Vorlandrauheit sowie eine größere Wasserspiegelbreite am Auslauf eines Sees führen.
- Je größer die Vorlandwassertiefe und je geringer das Wasserspiegelgefälle, desto geringer sind mögliche Auswirkungen.
- Befinden sich die Seen in einem Rückstaubereich, so sind keine Auswirkungen vorhanden.

Die Form und die Anordnung der Seen haben eine wichtige Bedeutung für den Wellenablauf:

- Nur auf einer Vorlandseite errichtete Baggerseen können zu einer Wellenbeschleunigung führen, wenn sie die Abflussaufteilung bedeutend verändern und die abflusswirksame Wasserspiegelbreite verringert sowie die Fließgeschwindigkeit dadurch erhöht wird.
- Schmale längliche Seen sollen vermieden werden.
- Der Abstand zwischen den Seen in Strömungsrichtung soll nach Möglichkeit mehr als 300 m betragen.
- Eine auf beiden Vorlandseiten alternierende Anordnung der Seen (Zick-Zack-Formation) soll vermieden werden, d.h., die Seen sollten auf den beiden Vorlandseiten nach Möglichkeit nebeneinander verlaufen.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort

Zusammenfassung

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	9
2	Theoretische Grundlagen des Ablaufs von Hochwasserwellen	10
2.1	Empirische Ansätze für Fließzeit und Scheitelabminderung	11
2.2	Ergänzende Bemerkungen	12
3	Einfluss von Baggerseen auf Hochwasserwellen	14
3.1	Prinzipielles Abflussverhalten von Baggerseen	14
3.2	Untersuchungsbereich / Fließstrecke	19
3.3	Ermittlung der kinematischen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit	20
3.4	Einfluss der Wellenform	22
3.5	Ergänzende Bemerkungen	23
4	Praktische Beurteilungskriterien	24
5	Beispiele	25
5.1	Wellenform / Ermittlung der Sinuswelle	25
5.2	Beispiel 1 - Grundvariante	28
5.3	Beispiel 2 - Einengung/Rückstau	36
5.4	Beispiel 3 - Querschnittsaufweitung am Seeauslass	41
5.5	Beispiel 4 - beidseitige Baggerseen	42
6	Zusammenfassung	45
	Literatur	47
	Anhang	48

1 Einführung

Das vorliegende Heft soll eine Arbeitshilfe für die Wasserwirtschaftsbehörden darstellen, mit der die Wirkungen des Abbaus von Bodenschätzen auf das Hochwassergeschehen abgeschätzt und beurteilt werden können. Die Wirkung des Abbaus soll dabei im Hinblick auf die Regionalplanung nur für ein hundertjährliches Hochwasserereignis (HQ_{100}) beurteilt werden. Bei der Beurteilung wird davon ausgegangen, dass die durch den Abbau entstandenen Baggerseen bereits voll mit Wasser gefüllt sind. Dies ist für größere Hochwasserereignisse realistisch und führt zu einem Ergebnis der sicheren Seite, d.h. es wird von einem geringeren Retentionsvolumen der Seen ausgegangen.

Im Hinblick auf den vorbeugenden Hochwasserschutz in der Regionalplanung handelt es sich bei den gegebenen Hinweisen in erster Linie um vorbeugende Ausführungsbestimmungen. Es wurden Regeln entwickelt und festgelegt, damit es zu keiner Verschlechterung des Abflusszustands infolge eines Abbaus kommen kann. Zudem werden Aussagen darüber gemacht, was während des Abbaus von Bodenschätzen besonders zu beachten ist, um eine Verschlechterung zu verhindern. Unter Verschlechterung wird dabei eine Abflussbeschleunigung sowie eine Erhöhung des Scheitelabflusses verstanden.

Um die infolge verschiedener Abbaumaßnahmen auftretenden Veränderungen bewerten zu können, müssen die Fließzeit der Welle und die Abminderung des Hochwasserscheitelabflusses sowohl für den Ist- als auch für den Planungszustand mit Baggerseen quantifiziert werden. Eine Möglichkeit hierfür stellen detaillierte instationäre zweidimensionale Modellierungen dar. Die erzielten Ergebnisse sind jedoch nur auf den betreffenden Fall anzuwenden. Eine Übertragung auf andere Fälle ist nur bedingt möglich. Eine grundlegende Abhängigkeit zwischen den maßgebenden hydraulischen und geometrischen Kenngrößen und der Fließzeit bzw. der Retentionswirkung kann dadurch nicht wiedergegeben werden. Zudem stellt der Abbau von Bodenschätzen einen kontinuierlichen Prozess dar, der auch eine Beurteilung der Zwischenzustände erfordert. Dies würde dann unter Einsatz komplexerer Modelle sehr zeit- und kostenaufwändig. Deshalb wurden anhand grundlegender theoretischer Untersuchungen zum Wellenablauf geeignete empirische Ansätze entwickelt. Diese werden in den nachfolgenden Kapiteln näher erläutert. Anschließend werden einige Beispiele gezeigt und praktische Gesichtspunkte diskutiert.

An dieser Stelle muss vorweg genommen werden, dass der Einfluss von Baggerseen auf das Abflussverhalten generell sehr gering ist (Ergebnistabellen der Beispiele 1 bis 4). Es wird daher besonders auf die praktischen Gesichtspunkte in Kapitel 3.1 (Prinzipielles Verhalten von Baggerseen) und Kapitel 4 (Praktische Beurteilungskriterien) sowie auf die Hinweise der Zusammenfassung verwiesen.

2 Theoretische Grundlagen des Ablaufs von Hochwasserwellen

Eine Hochwasserwelle ist in Hinblick auf ihre Auswirkungen vor allem durch ihren Scheitelwert gekennzeichnet. Daneben spielt auch die Geschwindigkeit, mit der sich die Welle bzw. der Abflussscheitel fortbewegt eine maßgebende Rolle (Fließzeit). Die Größe des Scheitelwerts und die Fließzeit ändern sich entlang der Fließstrecke kontinuierlich. Diese Veränderung wird nachfolgend durch empirische Formeln beschrieben. Dabei wird grundsätzlich zwischen einer freien Fließstrecke und den rückgestauten Bereichen/Baggerseen unterschieden (s. Abb. 2.1).

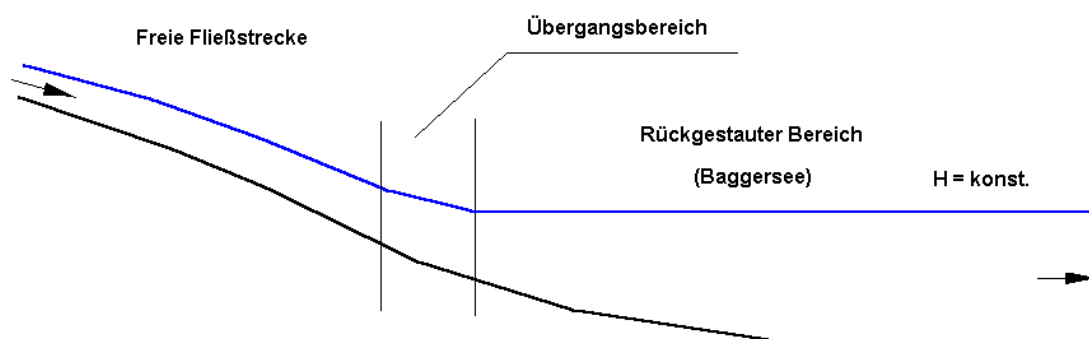


Abb. 2.1 Fließlängsschnitt mit charakteristischen Abflussbereichen

Diese Unterteilung ergibt sich aus der Gleichung für die „kinematische Wellenausbreitungsgeschwindigkeit“ c_{kin} , die sowohl die Fließzeit als auch die Scheitelabminderung direkt beeinflusst (s. Kapitel 2.1). Diese „Flutwellengeschwindigkeit“ ist durch folgende Gleichung definiert (Anhang A1):

$$c_{kin} = \partial Q / \partial A = (l / b_s) \partial Q / \partial h \quad (2.1)$$

wobei Q Abfluss [m^3/s], A Querschnittsfläche [m^2], b_s Wasserspiegelbreite [m] und h = Wassertiefe [m] für den betreffenden Querschnitt darstellt.

Die hier definierte „kinematische Wellenausbreitungsgeschwindigkeit“ c_{kin} ist von der „klassischen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit“ $c = \sqrt{gh}$ zu unterscheiden. Während diese die Ausbreitung von Oberflächenwellen - verursacht durch kleine Störungen - beschreibt, spiegelt die kinematische Wellenausbreitungsgeschwindigkeit die Ausbreitung von Flutwellen (globale Wasserbewegung) wider.

Die charakteristischen Abflussbereiche sind somit durch die Wasserstands-Abfluss-Beziehung (bzw. durch die Ableitung $\partial Q / \partial h$) definiert. Auf einer **freien Fließstrecke** entspricht die Wasserstands-Abfluss-Beziehung vorwiegend dem Reibungsverlustansatz (z.B. der Strickler-Formel).

Bei **rückgestauten Bereichen/Seen** ist die Wasserstandsänderung hingegen alleine durch die Veränderung am Auslauf gegeben. Für den Übergangsbereich kann dann eine geeignete Kombination der beiden Zustände verwendet werden. Es besteht außerdem ein bedeutender prinzipieller Unterschied zwischen den beiden Fließabschnitten: während die freie Fließstrecke für die Abschätzung in mehrere kleinere Abschnitte unterteilt werden kann, müssen die Rückstaubereiche/Seen als Ganzheit betrachtet werden.

2.1 Empirische Ansätze für Fließzeit und Scheitelabminderung

Natürliche Abflussganglinien können unterschiedliche Formen annehmen. Die nachfolgend dargestellten Formeln für die Fließzeit sind jedoch unabhängig von der Wellenform. Für die Scheitelabminderung zeigten durchgeführte Berechnungen, dass nur die Abflussspitze eine Rolle spielt.

Die Form der Abflussspitze kann dabei für diese Untersuchung mit einer Sinuswelle ausreichend genau beschrieben werden. Dies wird in Kapitel 3.3 näher erläutert. Die entwickelten Formeln für die Scheitelabminderung wurden für eine Sinuswelle abgeleitet:

$$Q = Q_{max} \sin(\omega t), \quad (2.2)$$

wobei t = Zeit, $\omega = 2\pi / T$, T = Periode der Sinuswelle in Sekunden.

Es ist nicht zielführend, eine oder mehrere gegebene Abflussganglinien genau zu beurteilen. Vielmehr soll durch die Analyse von abgelaufenen Hochwasserereignissen versucht werden, ein mögliches Wellenspektrum zu bestimmen und die Abschätzung einer Sinuswelle daran durchzuführen. Größte Veränderungen des Scheitels werden dabei durch die steilsten Wellen, d.h. mit einer relativ kurzen Dauer hervorgebracht. Die kürzeste Wellendauer wird daher für die Beurteilung maßgebend sein.

Ansätze für die freie Fließstrecke

Fließzeit:

$$t_{\text{Lauf}} = L / c_{\text{kin}} \quad [\text{s}] \quad (2.3)$$

wobei L = Fließlänge [m], c_{kin} = kinematische Wellenausbreitungsgeschwindigkeit [m/s].

Die Ermittlung der kinematischen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit ist im Kapitel 3.2 ausführlich beschrieben.

Prozentuelle Scheitelabminderung:

$$\begin{aligned} \Delta Q &= 100 (Q_{max}^{Ein} - Q_{max}^{Aus}) / Q_{max}^{Ein} \quad [\%] \\ \Delta Q_{\text{Lauf}} &= 100 \omega^2 t_{\text{Lauf}}^2 t^* \quad [\%] \end{aligned} \quad (2.4)$$

Theoretische Grundlagen des Wellenablaufs

wobei

$$t^* = \frac{Q_{\max}^{Ein}}{2b_S I_S c_{kin}^2} \text{ [s].} \quad (2.5)$$

wobei Q = Abfluss [m^3/s], b_S = Wasserspiegelbreite [m] und I_S = Wasserspiegelgefälle.

Anmerkung: t^* entspricht zugleich dem zeitlichen Versatz zwischen dem Zeitpunkt des Auftretens von Abflussmaximum und von Wasserspiegelmaximum (Pegelmaximum).

Ansätze für rückgestaute Bereiche/Baggerseen:

Fließzeit:

$$t_{See} = L_R / (c_{kin})_{Aus} \text{ [s]} \quad (2.6)$$

wobei $L_R = F_{See} / (b_S)_{Aus}$ (relative Fließlänge),

F_{See} = Rückgestaute Fläche (Seefläche),

$(b_S)_{Aus}$ = Wasserspiegelbreite am Auslaufquerschnitt,

$(c_{kin})_{Aus}$ = kinematische Wellenausbreitungsgeschwindigkeit am (See) Auslauf.

Prozentuelle Scheitelabminderung:

$$\Delta Q_{See} = 50 [(\omega t_{See})^2 + (2\omega^2 t_{See} t^*_{Aus})] \text{ [%]} \quad (2.7)$$

wobei $t^*_{Aus} = \frac{Q_{\max}^{Ein}}{(2b_S I_S c_{kin}^2)_{Aus}}$.

2.2 Ergänzende Bemerkungen

Die dargestellten Formeln geben die Abhängigkeit zwischen den maßgeblichen hydraulischen und geometrischen Kenngrößen und der Fließzeit bzw. der Retentionswirkung wieder. Mit Hilfe dieser Formeln ist es möglich, die Auswirkung des Abbaus von Bodenschätzen auf das Hochwasserabflussgeschehen im Rahmen der Regionalplanung entsprechend zu bewerten.

Wie aus den obigen Gleichungen ersichtlich, ist die Scheitelabminderung eine direkte Funktion der Fließzeit. Dies bedeutet, kürzere Fließzeiten (schnellerer Wellenablauf) führen im Allgemeinen zu einer geringeren Scheitelabminderung und damit zur Verschärfung der Hochwassersituation.

Damit erklärt sich auch, warum *langsam fließendes Wasser* i.d.R. mit einer Verbesserung der Hochwassersituation in Verbindung gebracht wird. Aus den beiden Formeln (2.6) und (2.7) ist ersichtlich, dass für den Zustand mit Baggerseen nur die unterhalb des Auslasses aus dem See herrschenden Strömungsbedingungen von Bedeutung sind. Für den Istzustand spielt hingegen der

gesamte Fließabschnitt (der später ausgebaut wird) eine Rolle. Deshalb kommt für den Zustand mit Baggerseen vor allem dem unterstromigen Bereich eine besondere Bedeutung zu.

Darüber hinaus können insbesondere höhere Strömungsgeschwindigkeiten (größeres Gefälle, geringere Rauheit, etc.) sowie eine größere Wasserspiegelbreite am Auslauf eines Sees zu einer Verschlechterung der Hochwassersituation führen. Gleichmaßen können zu kurze Abstände von einem See zum anderen zu einem größeren Wasserspiegelgefälle am Seeauslass und somit zur Wellenbeschleunigung führen.

In der Praxis werden oft Parallelen zwischen Baggerseen und Flutmulden oder abflusswirksamen Rinnen gezogen. Aufgrund der erhöhten Fließgeschwindigkeit in dieser „Rinne“ wird folglich Baggerseen automatisch eine starke abflussbeschleunigende Wirkung zugeschrieben. Eine solche Parallele und die daraus resultierende Schlussfolgerung sind jedoch nicht zutreffend. Baggerseen verhalten sich wegen ihres relativ geringen Wasserspiegelgefälles vielmehr wie Rückhaltebecken (Rückstaubereiche). Selbst wenn in einem Baggersee größere Strömungsgeschwindigkeiten auftreten würden, spielen diese für dessen Abflussverhalten praktisch keine Rolle. Ausschlaggebend für das Abflussverhalten eines Sees sind ausschließlich die unterhalb des Sees herrschenden Strömungsbedingungen bzw. alleine die kinematische Wellenausbreitungsgeschwindigkeit am Seeauslass (vgl. Kapitel 2.1).

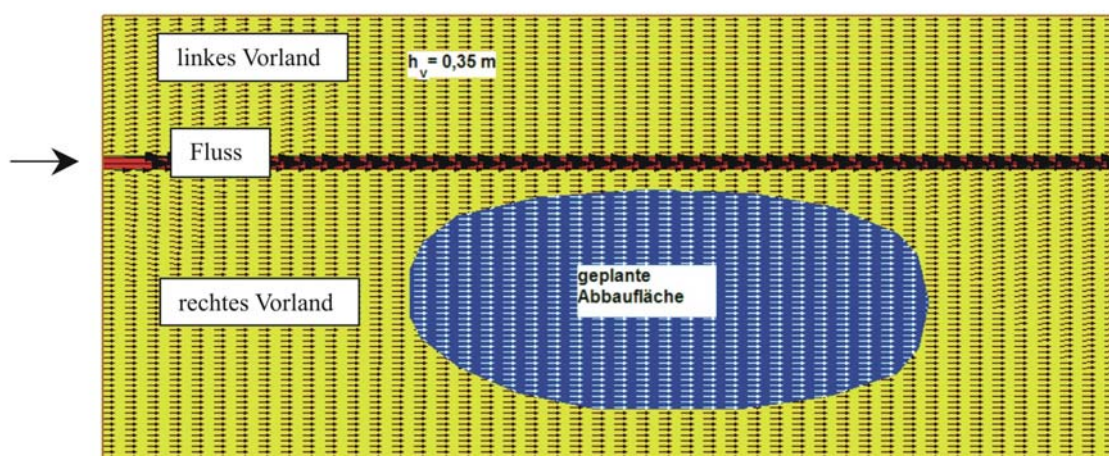
3 Einfluss von Baggerseen auf Hochwasserwellen

3.1 Prinzipielles Abflussverhalten von Baggerseen

Die prinzipielle Auswirkung von Baggerseen auf das Hochwasserabflussgeschehen wird am besten an einem Beispiel erläutert. Es wurde aus Anschaulichkeitsgründen eine einfache Querschnittsgeometrie (konstante Querschnittsbreite, gleiche Vorlandrauheit, gleichmäßiges Sohlgefälle) gewählt, ohne dabei an der Allgemeinheit der Aussage zu verlieren.

Abb. 3.1 zeigt oben für dieses Beispiel die Strömungssituation im Istzustand, d.h. ohne Baggersee. Diese ist durch gleichmäßige Wassertiefen sowie Strömungsgeschwindigkeiten im Vorlandbereich gekennzeichnet. In der Abb. 3.1 unten ist die Strömungssituation im Planungszustand mit Baggersee dargestellt.

a) Istzustand



b) Planungszustand

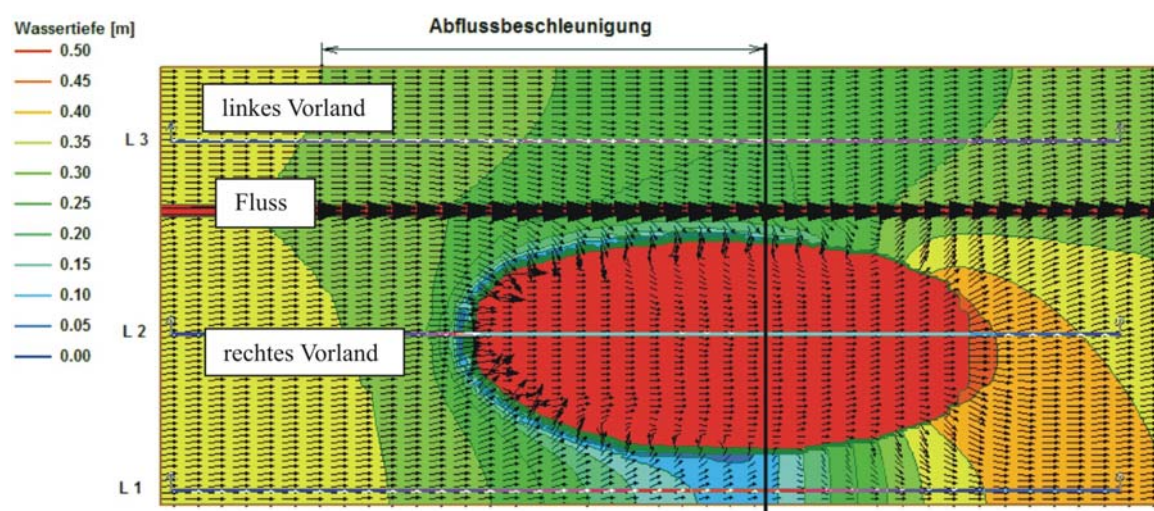


Abb. 3.1 Ermittelte Strömungszustände im Istzustand (a) und im Planungszustand mit Baggersee (b)

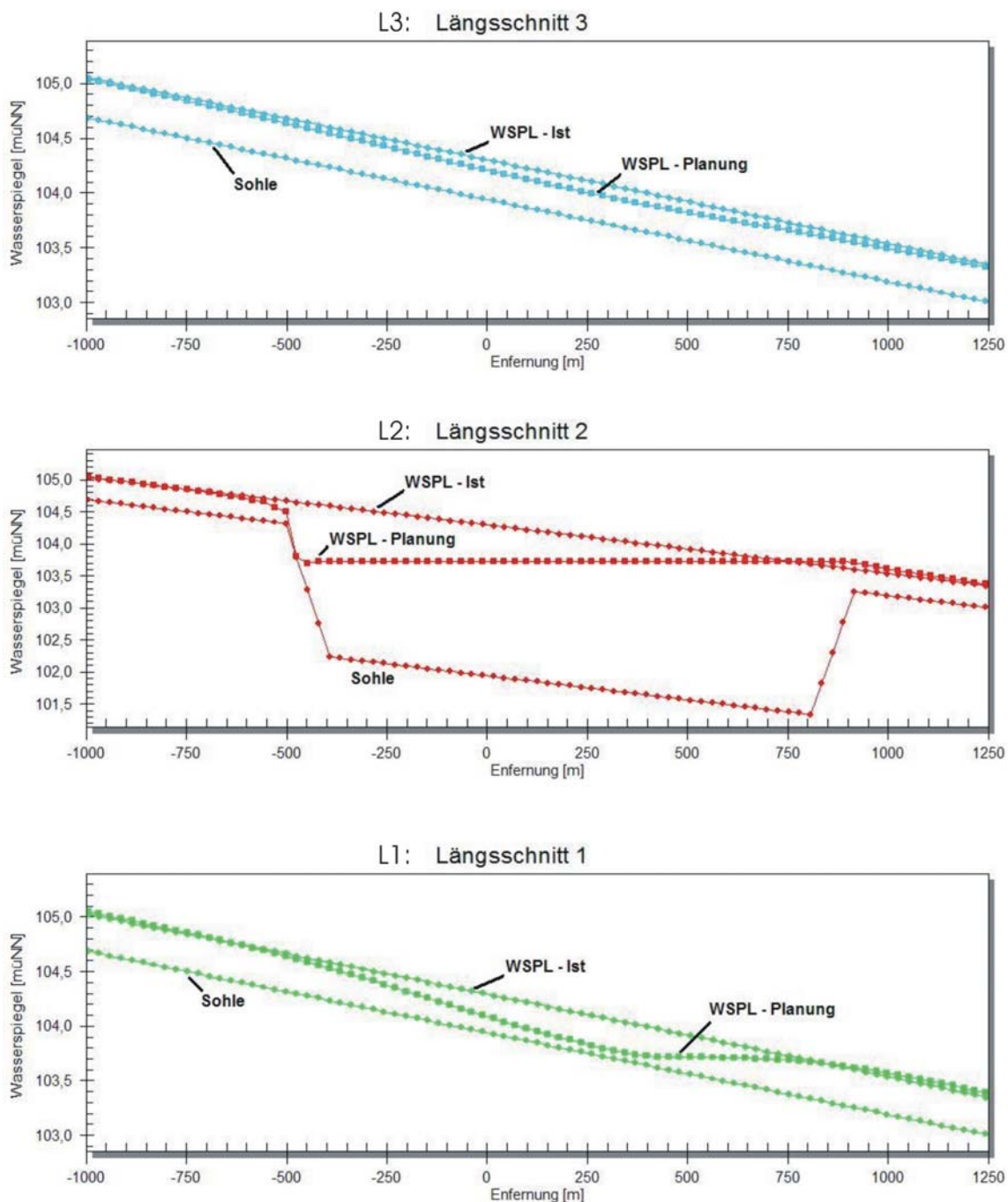


Abb. 3.2 Längsschnitte mit der berechneten Wasserspiegellage für Ist- und Planungszustand
L3: linkes Vorland; L2: Flussmitte; L1: rechtes Vorland

In Abb. 3.2 sind drei Längsschnitte mit der ermittelten Wasserspiegellage für die beiden Zustände dargestellt. Wie daraus ersichtlich, ist die Wasserspiegellage im oberen Teil eines Sees (WSPL-Planung) deutlich niedriger als im Vorlandbereich ohne Baggersee (WSPL-Ist). Am oberstromi-

Einfluss von Baggerseen auf Hochwasserwellen

gen Rand des Baggersees stellt sich infolgedessen die Grenzwassertiefe ein. Diese hat als Folge eine geringere Wassertiefe bzw. eine höhere Strömungsgeschwindigkeit sowie ein steileres Wasserspiegelgefälle in diesem Bereich (vgl. Abb. 3.1b). Diese wiederum führen zu einer Abflussbeschleunigung im betreffenden Bereich.

Im unterstromigen Seebereich stellt sich dagegen eine annähernd horizontale Wasserspiegellage ein. Dort bleibt die Fließzeit im Vergleich zum Istzustand fast unverändert.

Die wellenbeschleunigende Wirkung kann durch den „Verlust“ des Retentionsvolumens im Vorlandbereich um den See erklärt werden. Abb. 3.3 zeigt die ermittelte Differenz der Wasserspiegellage im Planungszustand für zwei zeitlich nahe beieinander liegende Abflüsse (stationäres Ergebnis in der Nähe des Abflussmaximums). Im Istzustand ergibt sich im gesamten Bereich eine konstante Differenz der Wasserspiegellage von 2,1 cm. Im Bereich um den Baggersee, mit Ausnahme des Baggersees selbst und unterhalb davon, wurde eine deutlich niedrigere Differenz der Wasserspiegellagen für die beiden Abflusszustände als im Istzustand (0,021 m) ermittelt. Diese wird jedoch durch einen geringfügigen Anstieg der Wasserspiegellage im Baggersee zum Teil kompensiert. Ein genauer Vergleich der Rückhaltevolumina zeigt jedoch, dass immer noch eine negative Differenz bzw. ein Defizit im Rückhaltevolumen vorhanden ist, das folglich zu einer Abflussbeschleunigung führt.

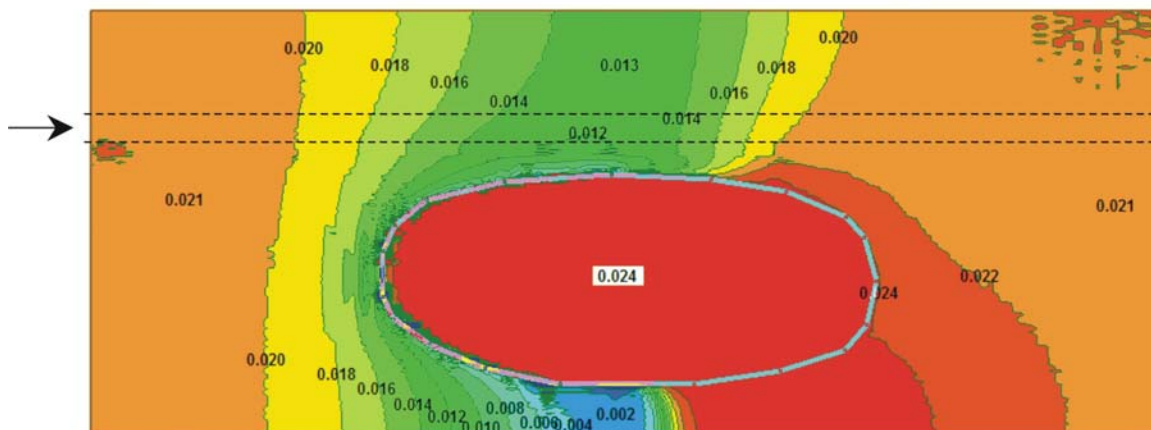


Abb. 3.3 Differenz der Wasserspiegellage für den Zustand mit Baggersee für zwei zeitlich nahe aufeinanderfolgende Abflüsse

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass das soeben beschriebene prinzipielle Verhalten von Baggerseen allgemein gültig ist. Folglich ist Baggerseen im „Normalfall“ (Strömungsabschnitt mit gleich bleibenden Eigenschaften, wie Querschnitt, Vorlandrauheit, Sohlgefälle) tendenziell eine abflussbeschleunigende Wirkung und zwar unabhängig von der Größe und der

Gestalt des Sees zuzuschreiben. Letztere spielen jedoch für die Stärke der Abflussbeschleunigung eine maßgebende Rolle.

Das Gebiet um einen Baggersee kann nach den Ergebnissen der Abb. 3.3 grob in vier charakteristische Abschnitte (A1 bis A4) unterteilt werden (Abb. 3.4). Bei den Abschnitten A1 und A4 handelt es sich um freie Fließstrecken und beim mittleren Abschnitt A3 sowie im See (schraffierte Flächen) um Bereiche mit geringerem Wasserspiegelgefälle (Rückstaubereiche). Im Abschnitt A2 (graue Farbe) kommt es zu einer gewissen Abflussbeschleunigung. Aus dem Abschnitt A2 strömt das Wasser grundsätzlich in den See hinein, und im Abschnitt A3 fließt das Wasser aus dem See wieder in die Vorlandbereiche heraus.

Die Abschätzung der Wirkung des Baggersees kann folglich entsprechend den definierten charakteristischen Abschnitten stattfinden.

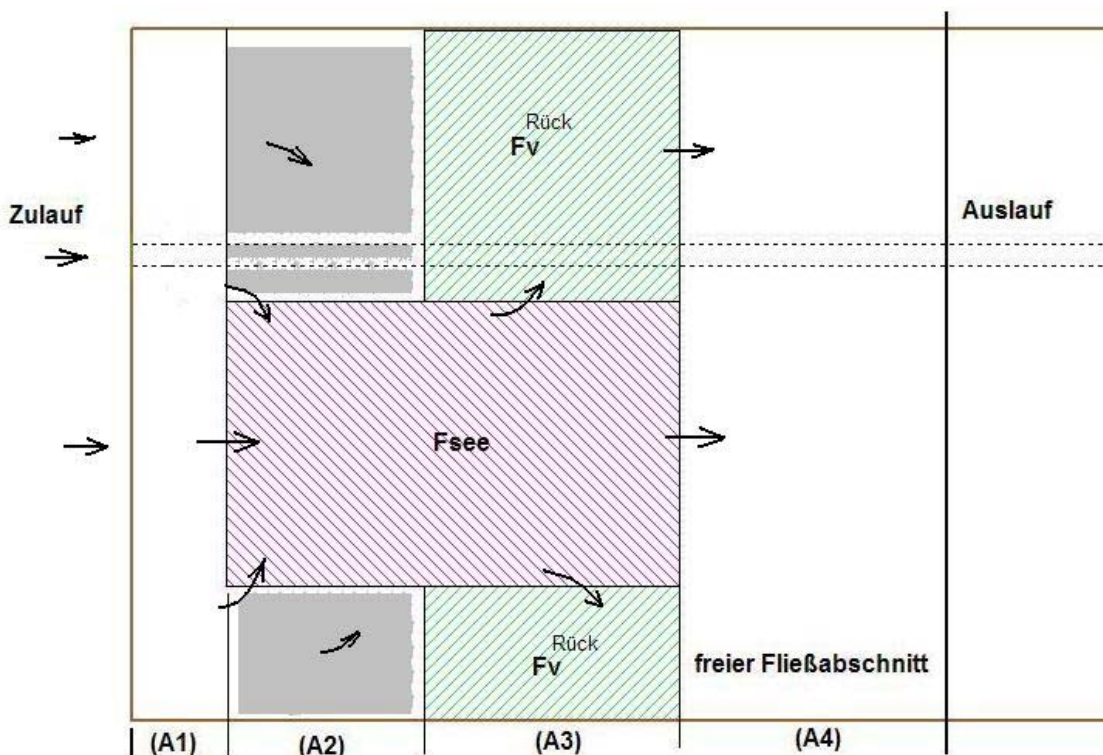


Abb. 3.4 Schematische Darstellung der charakteristischen Fließabschnitte in der Umgebung eines Baggersees

Für den Abschnitt A2 ist es aufgrund der komplexen Fluss-Vorland-Baggersee-Interaktion schwierig, eine korrekte Abschätzung durchzuführen. Die Untersuchungen zeigten jedoch, dass es mit der obigen Unterteilung möglich ist, tendenziell eine richtige Abschätzung zu treffen, wenn der Abschnitt A2 komplett vernachlässigt wird. Die Begründung hierfür liegt darin, dass dieser

Einfluss von Baggerseen auf Hochwasserwellen

Abschnitt in der Regel vergleichsweise klein ist bzw. aufgrund der vorhandenen Abflussbeschleunigung die betreffende Fließzeit relativ kurz und die Scheitelabminderung entsprechend sehr gering ist.

Im Fall mit mehreren Baggerseen wird die Strömungsinteraktion noch komplizierter. Obwohl die charakteristischen Abschnitte formell gleich definiert werden können, ist eine Abschätzung durch die zusätzliche Baggersee-Baggersee-Interaktion deutlich erschwert. In solchen Fällen empfiehlt es sich, Parameterstudien oder eine 2d- Simulation durchzuführen (vgl. Kap. 5.5).

Generell gilt, dass kleine Seen die Strömungssituation meist nur lokal und sehr geringfügig verändern. Auswirkungen sind erst ab einer gesamten Seelänge von mehr als 400 bis 500 m nachweisbar.

In der Anwendung ist es entsprechend der Abb. 3.4 notwendig, die Länge des Rückstaubereichs bzw. die Grenze zwischen den Abschnitten A2 und A3 zu definieren. Der Übergang vom Rückstaubereich (A3) zur freien Fließstrecke (A2) erfolgt jedoch nicht plötzlich, sondern es existiert ein Übergangsbereich (Abb. 2.1 und 3.5). Die Untersuchungen zeigen, dass bei Definition der charakteristischen Abschnitte entsprechend Abb. 3.4 die besten Ergebnisse mit der Rückstaulänge $L_V^{\text{Rück}}$, wie in Abb. 3.5 dargestellt, erzielt werden.

$$L_V^{\text{Rück}} = h_r / I_s,$$

wobei I_s = Sohlgefälle und h_r = Wassertiefe am unterstromigen Ende des Rückstaubereichs.

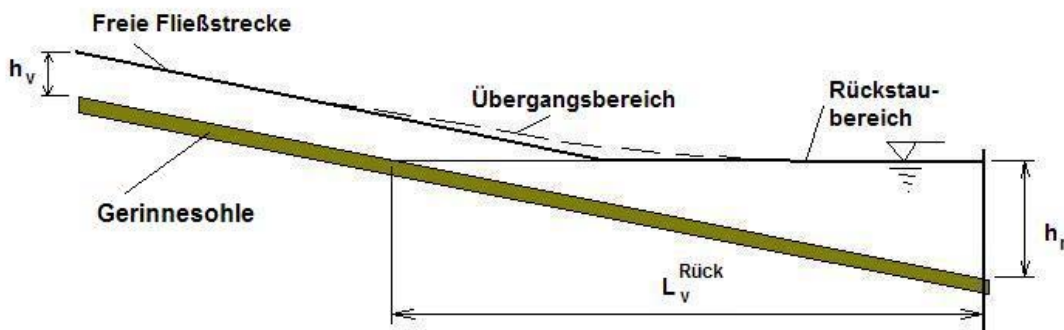


Abb. 3.5 Darstellung eines Fließlängsschnitts zur Definition des Rückstaubereichs

3.2 Untersuchungsbereich / Fließstrecke

Die Veränderungen infolge der Wirkung eines Baggersees auf das Abflussverhalten werden mit Hilfe der im vorigen Kapitel dargestellten empirischen Ansätze abgeschätzt. Hierfür muss die Verteilung der Fließgeschwindigkeit im betreffenden Strömungsbereich bei einem HQ_{100} bestimmt werden. Diese kann für die Abschätzung z.B. nach den bekannten Methoden der 1d-Hydraulik bestimmt werden.

Bei der Festlegung des Modellierungsbereichs gelten grundsätzlich die gleichen Prinzipien wie für eine 1d- oder 2d-Abflussmodellierung. Der Untersuchungsbereich soll dementsprechend um eine passende Zu- und Auslaufstrecke erweitert werden, um eine realistische Geschwindigkeits- und Abflussverteilung zu gewährleisten. Dabei kommt insbesondere dem Auslauf wegen des möglichen Rückstaus eine hohe Bedeutung zu. Der Untersuchungs- und der Modellierungsbereich sind beispielhaft in der Abb. 3.6 dargestellt.

Das zu untersuchende Gebiet wurde in diesem Fall durch drei repräsentative Querschnitte (P1, P2 und P3) erfasst. Zudem wurde jeweils noch ein Querschnitt im Bereich des Einlaufs (Pe) sowie des Auslaufs (Pa) gesetzt. Ob evtl. noch weitere Querschnitte erforderlich sind, hängt von den topographischen sowie strömungstechnischen Gegebenheiten ab.

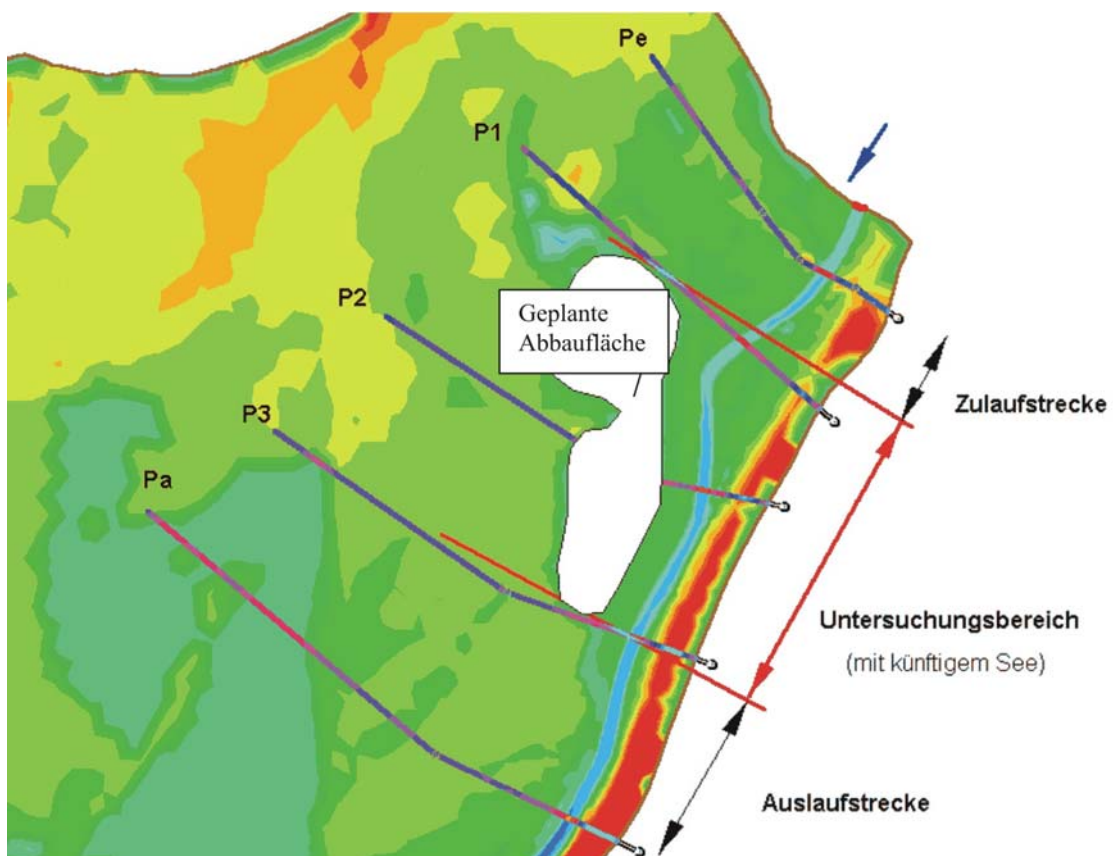


Abb. 3.6 Darstellung des räumlichen Umgriffs eines Untersuchungsbereichs

Einfluss von Baggerseen auf Hochwasserwellen

Für jeden dieser repräsentativen Querschnitte bzw. Abschnitte sollen dann die Geschwindigkeitsverteilung, die Wasserspiegelbreite sowie das Wasserspiegelgefälle entsprechend der Methodik der 1d-Hydraulik ermittelt werden. Mit den ermittelten Größen können anschließend die Fließzeit und die Scheitelabminderung gemäß dem Kapitel 2.1 (Beispiele in Kapitel 5) bestimmt werden.

3.3 Ermittlung der kinematischen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit

Die kinematische Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_{kin} ist, wie bereits in Kap. 2.1 erwähnt, allgemein durch die Gleichung definiert:

$$c_{kin} = \frac{\partial Q}{\partial A} = \frac{1}{b_s} \frac{\partial Q}{\partial h} = \frac{Q_h}{b_s} \quad (3.1)$$

wobei Q = Abfluss [m^3/s], A = wasserbenetzte Querschnittsfläche [m^2], b_s = Wasserspiegelbreite und h = Wassertiefe [m] im betreffenden Querschnitt.

Die Geschwindigkeit c_{kin} ist somit durch die Ableitung $\partial Q/\partial h$ bzw. durch die Wasserstands-Abfluss-Beziehung definiert. Auf einer freien Fließstrecke entspricht die W - Q -Beziehung vorwiegend dem Reibungsverlustansatz (z.B. der Strickler-Formel). Bei rückgestauten Bereichen/Seen ist die Wasserstandsveränderung für den ganzen See hingegen durch die Ableitung $\partial Q/\partial h$ bzw. durch die W - Q -Beziehung am Auslauf des Sees gegeben.

Die kinematische Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_{kin} kann wie folgt ermittelt werden:

$$c_{kin} = \frac{\sum_i \varphi_i v_i b_i}{\sum_i b_i} = \frac{\sum_i \varphi_i v_i b_i}{b_s} \quad [\text{m/s}] \quad (3.2)$$

wobei v_i [m/s] die mittlere Geschwindigkeit, b_i [m] die zugehörige Wasserspiegelbreite für den Teilquerschnitt „ i “ und b_s [m] die gesamte Wasserspiegelbreite im betreffenden Querschnitt darstellt (s. Abb. 3.7). Der Koeffizient φ_i resultiert aus der Ableitung $\partial Q/\partial h$ und hängt vom Strömungszustand ab (s. Anhang A1).

Für den Reibungsverlustansatz nach Manning-Strickler ergibt sich für den Koeffizienten φ (auf einer freien Fließstrecke) ein Wert von $\varphi = 5/3$. Für Bauwerke mit dem Grenzzustand wie z.B. eine überströmte Straße mit einem vollkommenen Überfall beträgt der Koeffizient $\varphi = 3/2$.

Für komplizierte Strömungssituationen (mehrere Brückenöffnungen mit unterschiedlichen Strömungszuständen, überströmte Straße, etc.) ist die Ermittlung der kinematischen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_{kin} bedeutend erschwert. In einem solchen Fall könnten die Wasserspiegellagen für zwei Abflusszustände ($Q = Q_{max}$ und $Q = Q_{max} - \Delta Q$) mit Hilfe eines 1d- bzw. eines

einfachen 2d- Modells stationär berechnet werden. Die Geschwindigkeit $c_{kin} = (1 / b_S) \partial Q / \partial h$ könnte dann annähernd mit den Differenzen berechnet werden: $c_{kin} = (1 / b_S) \Delta Q / \Delta H$.

Die Abflussdifferenz ΔQ soll so gewählt werden, dass die Veränderung der Wasserspiegellage ca. $\Delta H = 10$ cm beträgt. Größere Wasserspiegeldifferenzen können zu einer ungenauen Ermittlung von c_{kin} führen.

Die Fließgeschwindigkeiten v_i können nach den Methoden und Ansätzen der 1d-Hydraulik ermittelt werden. Die so ermittelten Werte v_i sind im Grunde genommen mit der querschnittsgemittelten Geschwindigkeit für den Teilquerschnitt „ i “ identisch.

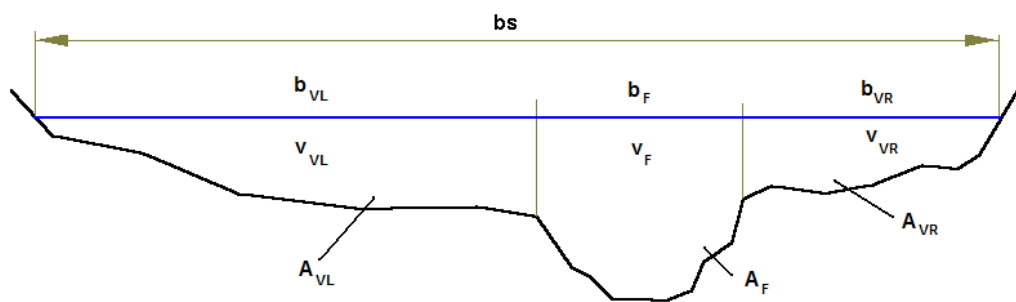


Abb. 3.7 Teilquerschnitte für die Ermittlung der Fließgeschwindigkeiten

Wenn der gesamte Fließquerschnitt nur in Vorland links, Flussschlauch und Vorland rechts unterteilt wird (Abb. 3.7), kann für die praktische Anwendung die folgende Formel für die Geschwindigkeit c_{kin} verwendet werden:

$$c_{kin} = (5/3) [(v b)_F + (v b)_{VL} + (v b)_{VR}] / b_S \quad [\text{m/s}] \quad (3.3)$$

wobei sich die Indizes F , VL und VR entsprechend auf den Flussschlauch und auf das Vorland links bzw. rechts beziehen. $b_S = b_F + b_{VR} + b_{VL}$ stellt dabei die gesamte Wasserspiegelbreite im betreffenden Querschnitt dar. Eine solche Unterteilung sollte für unsere Zwecke ausreichend genau sein. Größere Abweichungen können evtl. bei deutlich strukturierten Vorlandquerschnitten auftreten.

3.4 Einfluss der Wellenform

Wie im Kapitel 2.1 bereits dargestellt, wurden die Formeln für die Scheitelabminderung für eine Sinuswelle abgeleitet. Eine Abflussganglinie kann aber in der Realität unterschiedliche Formen annehmen. Die durchgeführten Untersuchungen zeigen jedoch, dass nur die Abflussspitze für die Scheitelabminderung eine Rolle spielt. Die Abflussspitze hat normalerweise eine einfachere Form und kann für unsere Zwecke mit einer Sinuswelle ausreichend genau beschrieben werden.

Es ist nicht zielführend, eine oder mehrere gegebene Abflussganglinien genau zu beurteilen. Vielmehr soll durch die Analyse von abgelaufenen Hochwasserereignissen versucht werden, ein mögliches Wellenspektrum zu bestimmen

Die durchgeführten Untersuchungen zeigten, dass der untere Teil der Abflusskurve bis zu einem bestimmten Wert D_T (vgl. Abb. 3.8) so gut wie keinen Einfluss mehr auf die Scheitelabminderung ausübt. Dieser Wert befindet sich im Bereich von ca. 4 bis 6 h vor dem Scheitelabfluss. Die früheren, kleineren Werte beziehen sich dabei auf schmalere Wasserspiegelbreiten mit geringerer mittlerer Wassertiefe. Die drei in der Abb. 3.8 dargestellten Ganglinien würden somit praktisch zum gleichen Ergebnis führen.

Die Wellenform mit Dauer und Scheitelabfluss bzw. die daraus resultierende Sinuswelle ist für die Beurteilung der Scheitelabminderung ausschlaggebend. Deshalb soll unbedingt versucht werden, eine passende Sinuswelle zu ermitteln (s. Kap. 5.1).

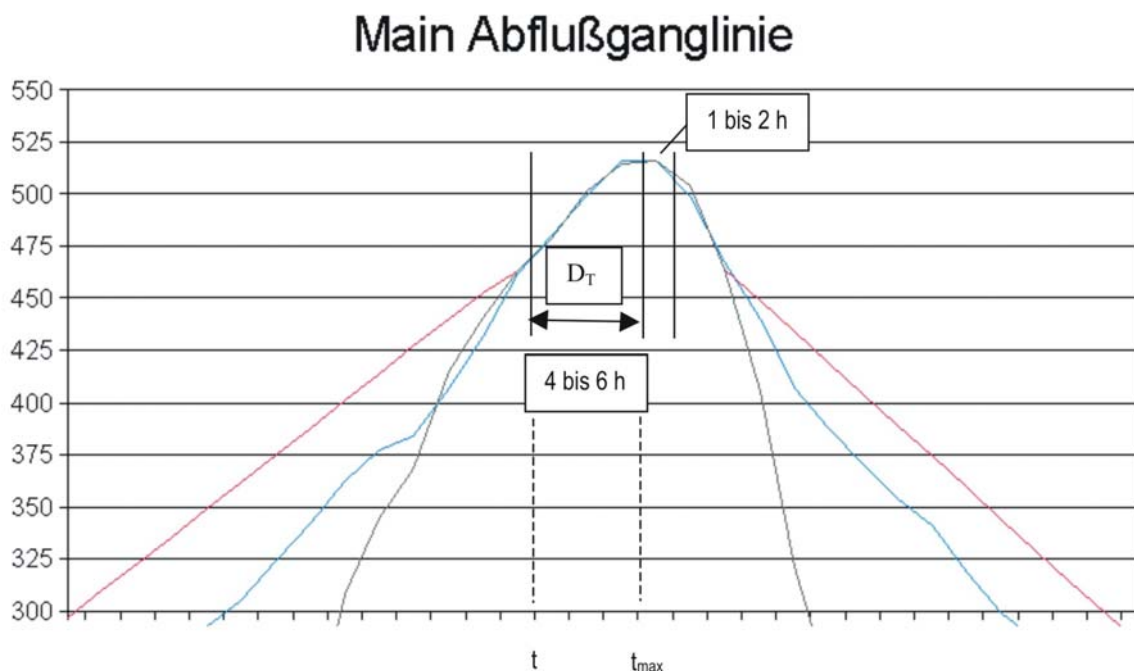


Abb. 3.8 Einfluss der Form der Abflussganglinie

3.5 Ergänzende Bemerkungen

Wie bei jeder anderen Art der Modellierung sind auch beim hier vorgestellten Abschätzverfahren gewisse Unsicherheiten bei der Ermittlung der Modellierungsparameter vorhanden. Daneben stellt der Kiesabbau einen kontinuierlichen Prozess dar, der zur Veränderung der Modellierungsparameter führt. Dies sollte durch Modellierung verschiedener Ausbaustände bzw. eine entsprechende Parameterstudie zumindest annähernd erfasst werden.

Eine Parameterstudie soll unter anderem folgendes berücksichtigen:

- Unsicherheit bei der Abschätzung der Rauheiten => Rauheiten variieren.
- Unsicherheit bei der Ermittlung der Wellenform => Periode T der Welle variieren (s. Beispiel 1).
- Unsicherheit bei der Ermittlung der kinematischen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit am Seeauslass (evtl. auch durch verschiedene Ausbaustände bedingt) => c_{kin} variieren (s. unten).

Beispiel: Der Seeauslass wird sich voraussichtlich, evtl. auch abhängig vom Ausbaustand, im Übergangsbereich von einem rückgestauten zu einem freien Abflusszustand befinden. In einem solchen Fall empfiehlt sich, beide Zustände zu untersuchen, d.h. einmal als voll rückgestaut und das andere Mal als freie Fließstrecke. Für die Beurteilung sollten dann beide Zustände herangezogen werden, bzw. es soll gewährleistet werden, dass es bei keinem der beiden Zustände zu einer bedeutenden Verschlechterung kommt.

4 Praktische Beurteilungskriterien

Die im Kapitel 2 beschriebenen Ansätze geben die grundlegende Abhängigkeit zwischen den maßgebenden hydraulischen und geometrischen Kenngrößen und der Fließzeit bzw. der Scheitelabminderung wieder. Zugleich zeigen sie, welche Aspekte für den Wellenablauf eine wesentliche Rolle spielen und wie negative Auswirkungen von Baggerseen gemindert wenn nicht sogar ganz verhindert werden können.

Voraussetzungen sind, dass die Vorlandbedingungen (Rauheit, Sohlgefälle) unterhalb des Baggersees in etwa denjenigen Bedingungen des Vorlands im betreffenden Abschnitt vor dem Ausbau entsprechen und sich der Baggersee vorwiegend über die gesamte abflusswirksame Vorlandbreite ausdehnt.

Wie aus den beiden Formeln (2.6) und (2.7) ersichtlich, sind für den Zustand mit Baggersee nur die unterhalb des Seeauslasses herrschenden Strömungsbedingungen von Bedeutung. Für den Istzustand spielt hingegen der gesamte Fließabschnitt (der später ausgebaut wird) eine entscheidende Rolle. Deshalb kommt für den Zustand mit Baggersee vor allem dem unterstromigen Bereich eine besondere Bedeutung zu.

Darüber hinaus führen hohe Strömungsgeschwindigkeiten (größeres Wasserspiegelgefälle, geringere Rauheit, etc.) sowie eine größere Wasserspiegelbreite am Auslauf eines Baggersees evtl. zu einer Verschlechterung der Hochwassersituation (Beispiel 5.3).

Gleichermaßen können zu kurze Abstände von einem See zum anderen zu einem größeren Wasserspiegelgefälle am Seeauslass und somit zur Wellenbeschleunigung führen.

Wenn sich der Seeauslass in einem Rückstaubereich befindet, ist i.d.R. mit keiner negativen Auswirkung zu rechnen (Beispiel 5.2).

Weiterhin spielen die Form und die Gestaltung der Seen für den Wellenablauf eine Rolle. So können schmale längliche Seen zu einer Wellenbeschleunigung führen (Beispiel 5.1). Die meistens einseitig errichteten Baggerseen können evtl. die Abflussaufteilung zwischen den beiden Vorländern bedeutend verändern. Durch vorwiegend einseitig abfließendes Wasser wird die Wasserspiegelbreite verringert und dadurch evtl. die Fließgeschwindigkeit erhöht, was folglich zu einer Wellenbeschleunigung führt.

5 Beispiele

In den nachfolgenden fiktiven Beispielen wird versucht, die Vorgehensweise bei der Abschätzung der Wirkung von Baggerseen schrittweise zu beschreiben. Dabei wurden Beispiele mit einfacher Geometrie und regelmäßigen Querschnitten ausgewählt, um mehr Kontrolle über die erzielte Lösung zu erhalten und somit den Einstieg in die Materie zu erleichtern.

Die Beispiele wurden auf Basis des Mainabschnitts zwischen Schwürbitz und Kemmern konzipiert. Die Flussbreite wurde demnach auf $b_F = 25$ m und die mittlere Vorlandbreite auf $b_V = 1200$ m gesetzt. Das Sohlgefälle beträgt $I_s = 0,75$ Promille. Die für die Untersuchung herangezogene Abflussmenge beträgt $Q_{max} = 500$ m³/s, was einem HQ₅ entspricht.

Für die dargestellten Beispiele wurde für das relativ kleine Hochwasser HQ₅ zudem eine steilere Abflussspitze gewählt, obwohl diejenige des Mains eine längere Dauer aufweist. Dieses Vorgehen wurde gewählt, damit die aufgetretenen Veränderungen für den Anwender deutlicher sichtbar werden. Der potentielle Anwender soll sich jedoch im Klaren darüber sein, dass die Ergebnisse in Wirklichkeit anders, d.h. Veränderungen noch geringer als hier dargestellt, ausfallen werden.

5.1 Wellenform / Ermittlung der Sinuswelle

Die Formeln für die Scheitelabminderung (Kap. 2.1) beziehen sich auf eine Sinuswelle, die in einem ersten Schritt ermittelt werden muss. Das Vorgehen ist nachfolgend dargestellt. Eine Sinuswelle ist definiert durch die Formel:

$$Q(t) = Q_{max} \sin(2\pi t / T), \tag{5.1}$$

wobei T die Periode der Sinuswelle ist (Abb. 5.1)

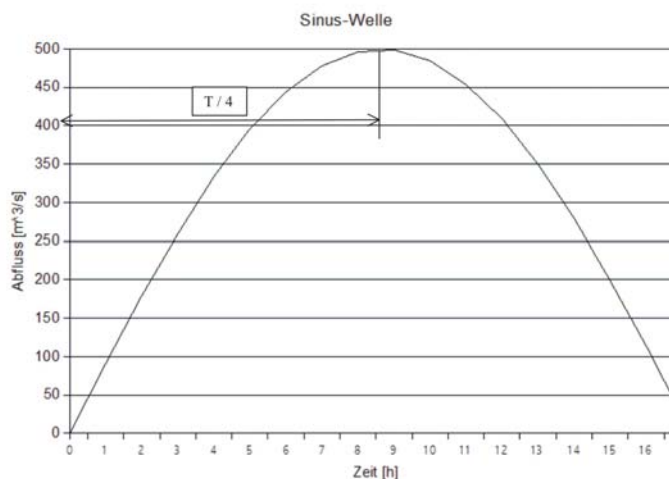


Abb. 5.1 Abflussganglinie in Form einer Sinuswelle: $T = 34,5$ h

Abflussganglinien können in der Realität sehr unterschiedliche Formen annehmen. Ausschlaggebend für die Scheitelabminderung ist jedoch allein die Abflussspitze. Diese hat normalerweise eine einfachere Form und kann ausreichend genau mit einer Sinuswelle beschrieben werden.

In diesem Kapitel wird gezeigt, wie Abflussganglinien mit Hilfe des Programms Excel analysiert bzw. wie die Periode der Sinuswelle praktisch bestimmt werden kann.

Beispiele

In Abb. 5.2 ist beispielhaft (durchgezogene Linie) eine abgelaufene Abflussganglinie dargestellt. Es handelt sich dabei um eine am Pegel Kemmern/Main 1988 ermittelte Welle. Die gestrichelte Linie stellt die an die Ganglinie angepasste Sinuswelle dar. Wie daraus ersichtlich stimmt die Sinuswelle vor allem im oberen Abflussbereich, nahe dem Abflussscheitel, mit der abgelaufenen Abflusswelle - gemäß Kapitel 3.4 - gut überein. Bei der Approximation sind vor allem der ansteigende Ast der Abflusswelle und insbesondere der Scheitel von besonderer Bedeutung. Je näher wir dabei am Scheitel sind, desto besser soll die Approximation angepasst sein. Weiterhin soll der Abflussbereich ca. 4 bis 6 Stunden vor und ca. 1 bis 2 Stunden nach dem Scheitel relativ gut erfasst werden.

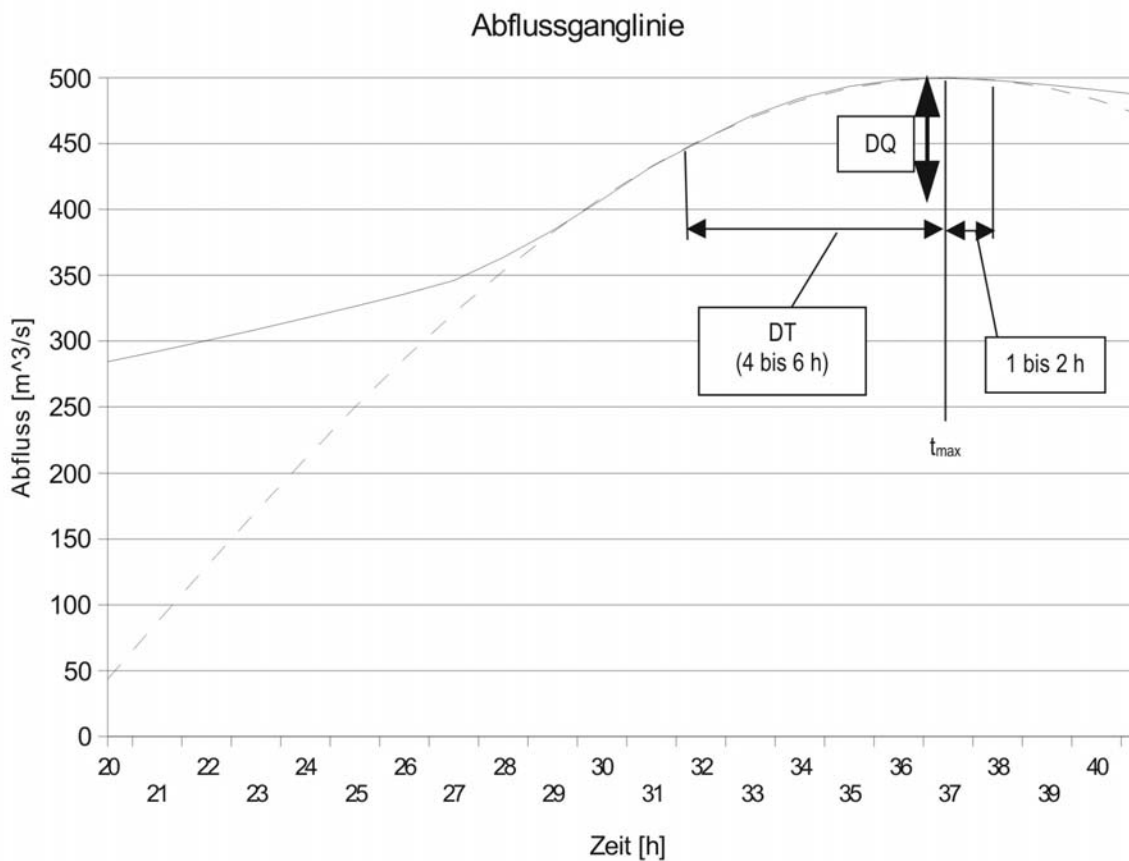


Abb. 5.2 Approximation einer Ganglinie durch die Sinuswelle

Die Auswahl einer passenden Sinuswelle kann dabei mit Hilfe des Programms Excel erfolgen (s. Abb. 5.3). Es wird die Periode T der Sinuswelle variiert, bis die beste Anpassung an die Form der Ganglinie erreicht wurde.

Die verwendete Formel für eine Sinuswelle (Gl. 5.1) lautet in diesem Anwendungsfall:

$$Q(t) = Q_{max} \sin(2\pi t / T)$$

$$Q(t) = 500 * \text{SIN}(6,28 * (B26 - 19) / 72)$$

mit $Q_{max} = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ und Periode $T = 72 \text{ [h]}$.

Der Ausdruck in Klammern (B26 -19) dient dazu, das Abflussmaximum der Sinuswelle so zu definieren, dass dieses mit dem Abflussmaximum der Ganglinie übereinstimmt.

(19 = $t_{max} - T / 4 = 37-72/4$ wobei t_{max} = Zeitpunkt des Auftretens des Abflussmaximums.)

Anmerkung:Die Scheitelabminderung ist eine indirekte (inverse) quadratische Funktion der Periode T der Sinuswelle (vgl. Gl. 2.4 und 2.7). Die Umrechnung der Scheitelabminderung kann somit ausgehend von der bekannten Scheitelabminderung (ΔQ_1) bei einer bestimmten Sinuswelle mit der Periode T_1 für eine andere Sinuswelle mit der Periode T_2 relativ einfach durch entsprechende Skalierung erfolgen:

$$\Delta Q_2 = \left(\frac{T_1}{T_2}\right)^2 \Delta Q_1. \tag{5.2}$$

Demzufolge kann die Parameterstudie in Hinblick auf die Wellenform bzw. die Periode der Sinuswelle relativ leicht durchgeführt werden, ohne dabei die komplette Berechnung der Scheitelabminderung wiederholen zu müssen. Es sei nochmals angemerkt, dass die Fließzeit unabhängig von der Wellenform ist.

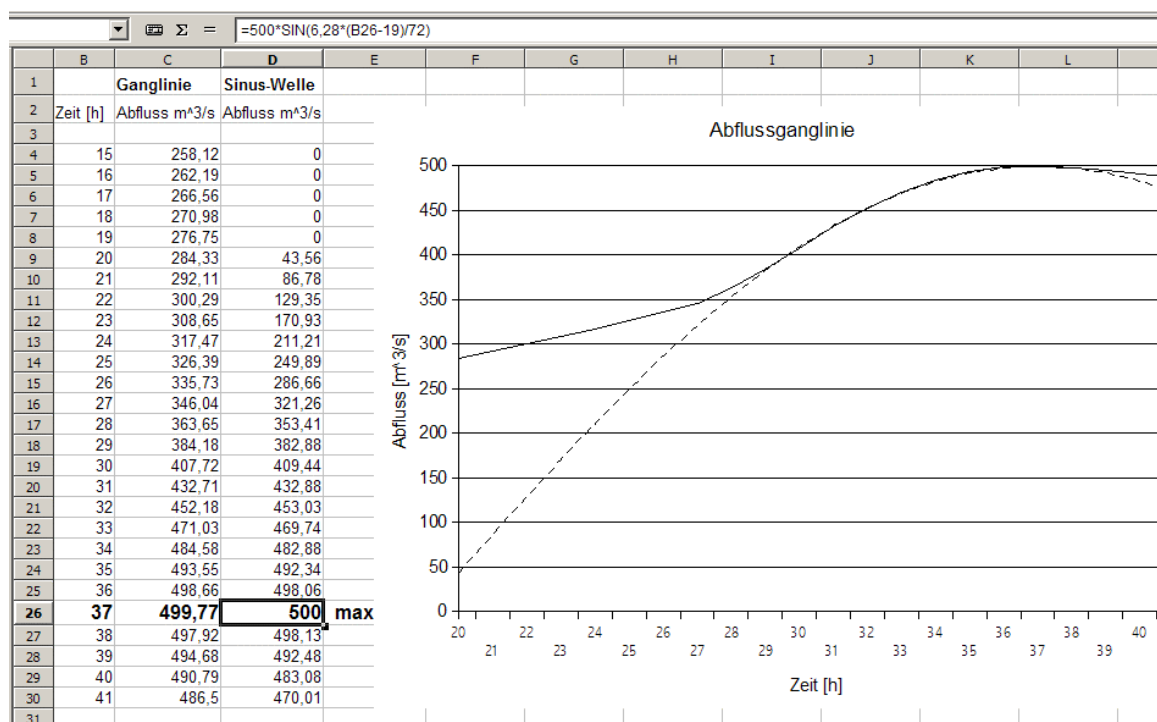


Abb. 5.3 Beispiel für die Approximation einer Ganglinie durch die Sinuswelle unter Einsatz des Programms EXCEL

Beispiele

5.2 Beispiel 1 - Grundvariante

Im ersten Beispiel, das auch als Grundvariante zum Vergleichszwecke mit anderen Beispielen dienen wird, handelt es sich um eine Geometrie mit konstanter Querschnittsbreite mit einheitlicher Rauheit für die Vorländer und für den Flussschlauch (s. Abb. 5.4 und 5.5).

Der trapezförmige Flussquerschnitt besitzt eine Breite an der Sohle von $b_F = 25$ m. Die Flusstiefe beträgt $h_F = 3,0$ m und die Böschungsneigung ist mit 3:5 definiert (Abb. 5.5). Das linke Vorland ist $b_{VL} = 375$ m und das rechte $b_{VR} = 790$ m breit. Die gesamte Querschnittsbreite beträgt somit $b_S = 1200$ m. Das Sohlgefälle beträgt $I_s = 0,75$ Promille. Der Strickler-Wert wurde für die Vorländer auf $k_{st} = 16,67$ und für den Flussschlauch auf $k_{st} = 31,25$ gesetzt. Im Böschungsbereich wurde ein Strickler-Wert von $k_{st} = 31,25$ wie im Flussschlauch definiert. Die Rauheiten sollen möglichst realitätsnah abgeschätzt werden.

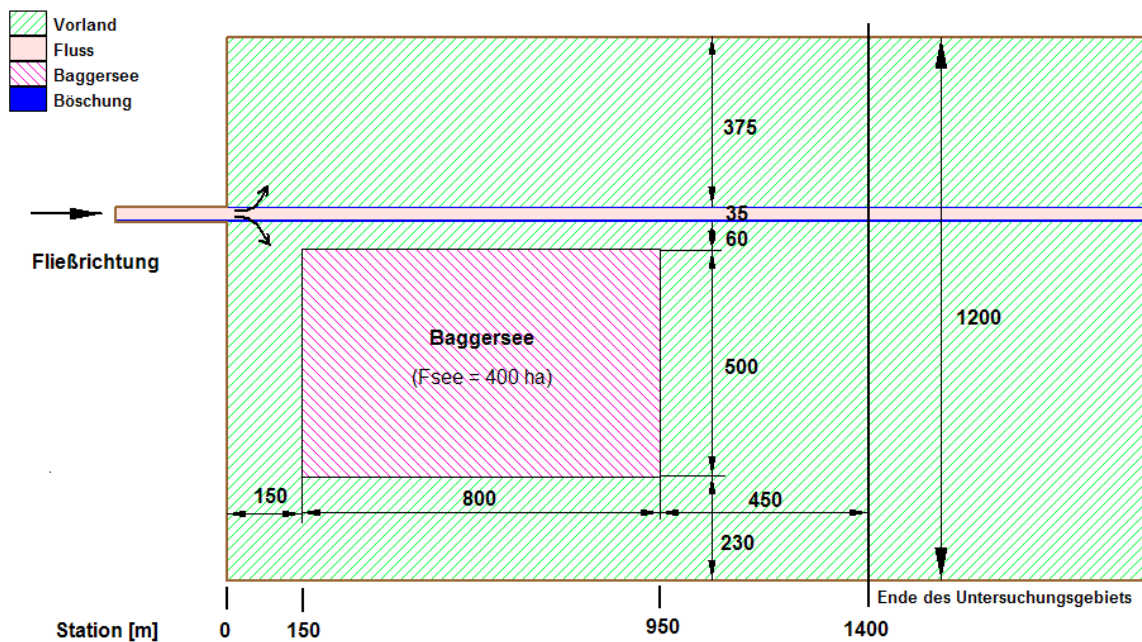
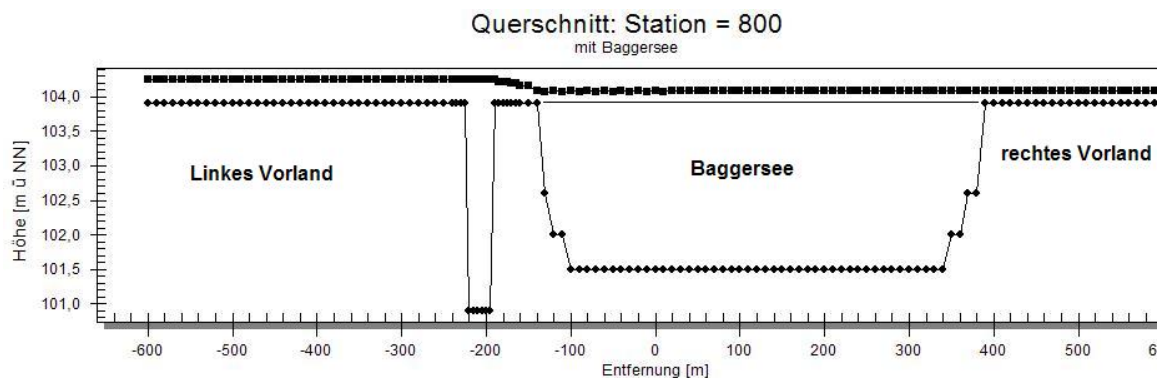


Abb. 5.4 Geometrie für das Beispiel 1 (Grundvariante)

In das rechte Vorland wurde anschließend ein 500 m breiter und 800 m langer Baggersee mit einer Seefläche von $F_{See} = 40 \text{ ha} = 400.000 \text{ m}^2$, eingebaut. Der See ist rd. 60 m vom rechten Flussufer sowie 230 m vom rechten Modellrand entfernt (s. Abb. 5.5).

Das Untersuchungsgebiet endet 450 m nach dem Auslauf aus dem See. Die gesamte Länge des Untersuchungsgebiets (Fließlänge) beträgt somit rd. 1400 m.

a)



b)

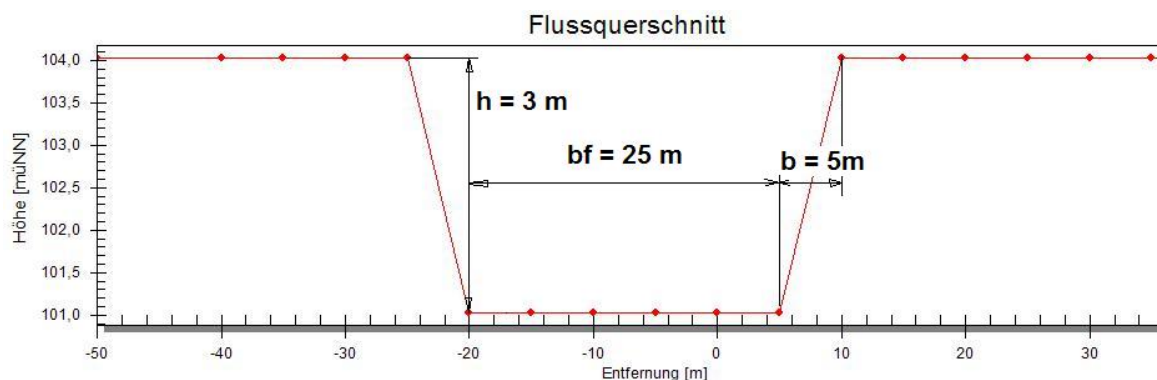


Abb. 5.5 Gesamtquerschnitt (a) und Flussquerschnitt (b)

Die Aufgabe besteht nun darin, die Auswirkung des geplanten Baggersees auf das Hochwasserabflussgeschehen nach dem in den vorigen Kapiteln beschriebenen Verfahren abzuschätzen. Für diese Abschätzung wurde eine Sinuswelle (Abb. 5.1) mit der Periode von $T = 124.500$ Sekunden (= 34,6 h) angenommen (vgl. Gl. 5.1). Die Abflussspitze beträgt dabei $Q_{\max} = 500 \text{ m}^3/\text{s}$.

Zustand ohne Baggersee (Istzustand)

Im Untersuchungsgebiet sind keine Rückstaubereiche vorhanden. Es handelt sich somit um eine freie Fließstrecke, für welche die Wasserstands-Abfluss-Beziehung nach dem Verlustansatz (Strickler-Formel) definiert ist. Der Querschnitt wird für die Untersuchung in zwei Abschnitte unterteilt: Vorland und Flussschlauch.

Die kinematische Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_{kin} ist somit entsprechend der Formel (3.3) zu berechnen:

$$c_{kin} = (5/3) [(v b)_F + (v b)_V] / b_S \quad [\text{m/s}]$$

Beispiele

Die zugehörigen Fließgeschwindigkeiten für den Flussschlauch v_F und für die Vorländer v_V können dabei mit Hilfe eines 1d- oder auch 2d-Programms ermittelt werden. Danach ergibt sich beim Spitzenabfluss eine Wassertiefe im Vorland von $h_V = 0,68$ m.

Für Querschnitte mit einfacher Geometrie kann die Wassertiefe nach einer überschlägigen Berechnung wie folgt (iterativ) ermittelt werden. Die gesamte Abflussmenge setzt sich aus den Teilabflüssen durch die definierten Teilquerschnitte zusammen. Unter Annahme einer horizontalen Wasserspiegellage können für die Teilquerschnitte zugehörige Wassertiefen (sowie evtl. hydr. Radius) ermittelt werden. Die Abflussmenge kann sodann nach der Strickler-Formel ermittelt werden:

$$Q = k_{St} I_s^{0,5} A R^{(2/3)} \text{ bzw. für Rechtecksquerschnitte } Q = k_{St} b I_s^{0,5} h^{(5/3)}.$$

Überschlägige Berechnung der Geschwindigkeitsverteilung

Der Flussquerschnitt wird durch einen $b_F = 30$ m breiten Rechteckquerschnitt annähernd beschrieben. Die gesamte Vorlandbreite beträgt $b_V = 1165$ m. Die gesamte Querschnitts- bzw. Wasserspiegelbreite beträgt $b_S = 1200$ m. Die Trennflächenrauheit wird vernachlässigt.

Iteration 1

Vorlandwassertiefe (erste Schätzung) $h_V = 0,6$ m.

Daraus folgt die Wassertiefe im Flussschlauch (horizontale Wasserspiegellage): $h_F = h_V + h_{FB} = 0,6 \text{ m} + 3 \text{ m} = 3,6 \text{ m}$, wobei h_{FB} = Wassertiefe im Flussschlauch beim bordvollen Abfluss.

Gesamte Abflussmenge: $Q_{Ges} = Q_F + Q_V$

Vorlandabflussmenge:

$$Q_V = (k_{St} b I_s^{0,5} h^{(5/3)})_V = 16,67 * 1165 * 0,00075^{0,5} * 0,6^{(5/3)} = 230,44 \text{ m}^3/\text{s}$$

Abflussmenge im Flussschlauch:

$$Q_F = (k_{St} b I_s^{0,5} h^{(5/3)})_F = 31,25 * 30 * 0,00075^{0,5} * 3,6^{(5/3)} = 220,38 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{Ges} = Q_F + Q_V = 220,38 + 230,44 = 450,82 \text{ m}^3/\text{s} \ll 500 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Iteration 2

Vorlandwassertiefe (neue Schätzung) $h_V = 0,68$ m. Daraus folgt die Wassertiefe im Flussschlauch (horizontale Wasserspiegellage): $h_F = h_V + h_{FB} = 0,68 \text{ m} + 3 \text{ m} = 3,68 \text{ m}$.

Gesamte Abflussmenge: $Q_{Ges} = Q_F + Q_V$

Vorlandabflussmenge:

$$Q_V = (k_{St} b I_s^{0,5} h^{(5/3)})_V = 16,67 * 1165 * 0,00075^{0,5} * 0,68^{(5/3)} = 283,93 \text{ m}^3/\text{s}$$

Abflussmenge im Flussschlauch:

$$Q_F = (k_{St} b I_s^{0,5} h^{(5/3)})_F = 31,25 * 30 * 0,00075^{0,5} * 3,68^{(5/3)} = 228,56 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{Ges} = Q_F + Q_V = 228,56 + 283,93 = 512,46 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Der ermittelte Wert ist somit nur noch geringfügig größer als der tatsächliche Abflussspitzenwert $Q_{\max} = 500 \text{ m}^3/\text{s}$. Auf einen weiteren Iterationsschritt wird deshalb verzichtet.

Hinweis: Die Iteration kann abgebrochen werden, wenn die Abflussdifferenz unter 3 % beträgt.

Nachdem die Wassertiefen ermittelt wurden, kann nun auch die kinematische Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_{kin} berechnet werden:

$$\begin{aligned}(b * v)_F &= (Q / h)_F = 228,56 / 3,68 = 62,1 \\(b * v)_V &= (Q / h)_V = 283,93 / 0,68 = 417,54 \\c_{kin} &= 1,666 (417,54 + 62,1) / 1200 = 0,666 \text{ m/s}.\end{aligned}$$

Daraus ergibt sich nach der (Gl. 2.3) auf einer Lauflänge von 1400 m die Fließzeit im Istzustand von:

$$(t_{\text{Fließ}})_{\text{Ist}} = t_{\text{Lauf}} = L / c_{kin} = 1400 / 0,666 = 2100 \text{ [s]}.$$

Die Scheitelabminderung wird entsprechend der (Gl. 2.4) bestimmt:

$$\Delta Q_{\text{Lauf}} = 100 \omega^2 t_{\text{Lauf}} t^* \text{ [%]}$$

wobei

$$t^* = \frac{Q_{\max}}{2b_s I_s c_{kin}^2} \text{ [s]}.$$

Daraus folgt: $t^* = 626$ Sekunden, sowie nach Gl. 2.2 die Periode der Sinuswelle zu $\omega = 2\pi / T = 6,28 / 124.000 = 5,0645 * 10^{-5}$ ($\rightarrow \omega^2 = 2,565 * 10^{-9}$)

Scheitelabminderung: $\Delta Q_{\text{Ist}} = \Delta Q_{\text{Lauf}} = 100 * 2,565 * 10^{-9} * 626 * 2100 = 0,337 \text{ [%]}$.

Zustand mit Baggersee (Planungszustand)

Für den Zustand mit Baggersee wird der Fall analysiert, dass die ganze Abflussmenge über das rechte Vorland bzw. über den Baggersee abfließt. Dieses entspricht i.d.R. dem ungünstigeren Fall.

Das Untersuchungsgebiet kann gemäß Abb. 5.6 in drei charakteristische Abschnitte (A1, A2 und A3) unterteilt werden. Bei den Abschnitten A1 und A3 handelt es sich dabei um freie Fließstrecken und beim mittleren Abschnitt A2 um Rückstaubereiche.

Bei einer Vorlandwassertiefe von $h_V = 0,68$ m wirkt sich der Rückstau im Vorland über eine Länge von $L_V^{\text{Rück}} = 0,68 / I_s = 0,68 / 0,00075 = 906$ m aus (vgl. Kap. 3.1).

Beispiele

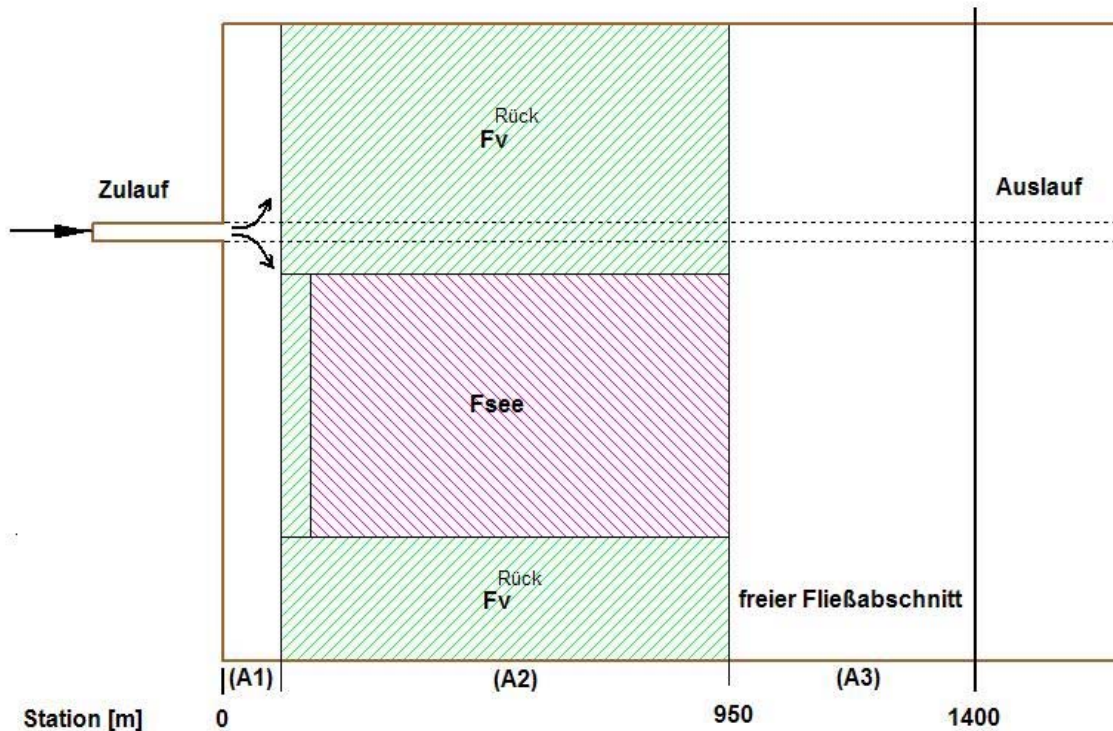


Abb. 5.6 Schematische Darstellung der charakteristischen Fließabschnitte

Freie Fließstrecke

Die Länge des Abschnitts A1 beträgt, $L^{A1} = 950 - L_V^{Rück} = 950 - 906 = 44$ m und des Abschnitts A3, $L^{A3} = 450$ m (vgl. Abb. 5.5 und 5.7).

Die beiden Abschnitte A1 und A3 sind hydraulisch äquivalent und können daher für die Abschätzung zusammengefasst werden. Daraus folgt die gesamte Länge von: $L^{A1/A3} = L^{A1} + L^{A3} = 494$ m.

Die Fließzeit für diesen beiden Abschnitte ergibt sich dann zu:

$$t_{\text{Lauf}}^{A1/A3} = L^{A1/A3} / c_{\text{kin}} = 494 / 0,666 = 740 \text{ [s]}.$$

(Die Geschwindigkeit c_{kin} entspricht derjenigen des Istzustandes.)

Die Scheitelabminderung wird entsprechend der (Gl. 2.4) bestimmt:

$$\Delta Q_{\text{Lauf}} = 100 \omega^2 t_{\text{Lauf}} t^* \text{ [%]}$$

Es folgt: $\Delta Q_{\text{Lauf}}^{A1/A3} = 100 * 2,565 * 10^{-9} * 740 * 626 = 0,119 \text{ [%]}$.

Rückstaubereiche

Die Fließzeit für die Rückstaubereiche ist mittels Formel (Gl. 2.6) zu berechnen:

$$t_{\text{See}} = L_R / (c_{\text{kin}})_{\text{Aus}} \text{ [s]}.$$

Die relative Lauflänge L_R hängt mit der gesamten rückgestauten Fläche und mit der Breite am Auslauf vom See zusammen: $L_R = F_{Ges}^{Rück} / (b_S)_{Aus}$.

Die gesamte rückgestaute Fläche setzt sich aus der Seefläche F_{See} sowie aus den rückgestauten Vorlandbereichen $F_V^{Rück}$ zusammen (Abb. 5.6): $F_{Ges}^{Rück} = F_{See} + F_V^{Rück}$.

Die relative Lauflänge für die Rückstaubereiche ergibt sich somit zu:

$$L_R = F_{Ges}^{Rück} / (b_S)_{Aus} = L_V^{Rück} = 906 \text{ m (vgl. Abb. 5.6).}$$

Die Fließzeit für die Rückstaubereiche beträgt:

$$t_{See} = L_R / c_{kin} = 906 / 0,666 = 1360 \text{ s.}$$

Die Scheitelabminderung für die rückgestauten Bereiche ist über die (Gl. 2.7) definiert:

$$\Delta Q_{See} = 50 [(\omega t_{See})^2 + (2 \omega^2 t_{See} t_{Aus}^*)] \quad [\%]$$

Daraus folgt:

$$\Delta Q_{See} = 50 * [(5,0645 * 10^{-5} * 1360)^2 + (2 * 2,565 * 10^{-9} * 1360 * 626)] = 0,456 \text{ \%}.$$

Gesamte Fließstrecke

Die gesamte Scheitelabminderung für den Fall mit Baggersee ergibt sich zu:

$$\Delta Q_{Plan} = \Delta Q_{See} + \Delta Q_{Lauf}^{A1/A3} = 0,456 + 0,119 = 0,575 \text{ \%}.$$

Die gesamte Fließzeit für den Fall mit Baggersee beträgt:

$$(t_{Fließ})_{Plan} = t_{See} + t_{Lauf}^{A1/A3} = 1360 + 740 = 2100 \text{ s.}$$

Die ermittelten Werte wurden sind zum Vergleich zusammen mit den Werten aus der 2d- Simulation in Tabelle 5.1 gegenübergestellt.

Daraus ist ersichtlich, dass zwischen der 2d-Simulation und der Abschätzung nach der Formel ein geringer Unterschied von ca. 1 Minute bei den ermittelten Fließzeiten auftritt. Der Unterschied zwischen der Abschätzung und der 2d-Simulation im Hinblick auf die Scheitelabminderung hat die Größenordnung 0,5 bis 0,9 Promille. Die Zunahme der Scheitelabminderung im Fall mit Baggersee wird tendenziell richtig, jedoch etwas zu hoch vorhergesagt.

		Istzustand	Zustand mit Baggersee	Änderung
Fließzeit [s]	Abgeschätzt nach Formel	2100	2100	0 %
	2d-Simulation	2050	2100	+2,4 %
Scheitelabminderung [%]	Abgeschätzt nach Formel	0,34	0,58	+0,24 %
	2d-Simulation	0,45	0,52	+0,07 %

Tab. 5.1 Vergleich der ermittelten Werte für Beispiel 1 - Grundvariante

Beispiele

Abb. 5.7 zeigt abschließend zur Verdeutlichung die mit dem 2d-Simulationsmodell ermittelte Strömungssituation zum Zeitpunkt des Abflussmaximums.

Für geringere Vorlandwassertiefen (oder ein steileres Sohlengefälle) ist der Rückstaubereich weniger ausgeprägt (Abb. 5.8). Dadurch ist auch die rückgestaute Fläche, insbesondere bei einem schmälern See, wesentlich kleiner.

Die relative Lauflänge $L_R = F_{Ges}^{Rück} / (b_S)_{Aus}$ und die damit verbundene Fließzeit $t_{See} = L_R / c_{kin}$ würden sich folglich für die Rückstaubereiche bedeutend verkürzen. Dies könnte dann zu einer Wellenbeschleunigung führen.

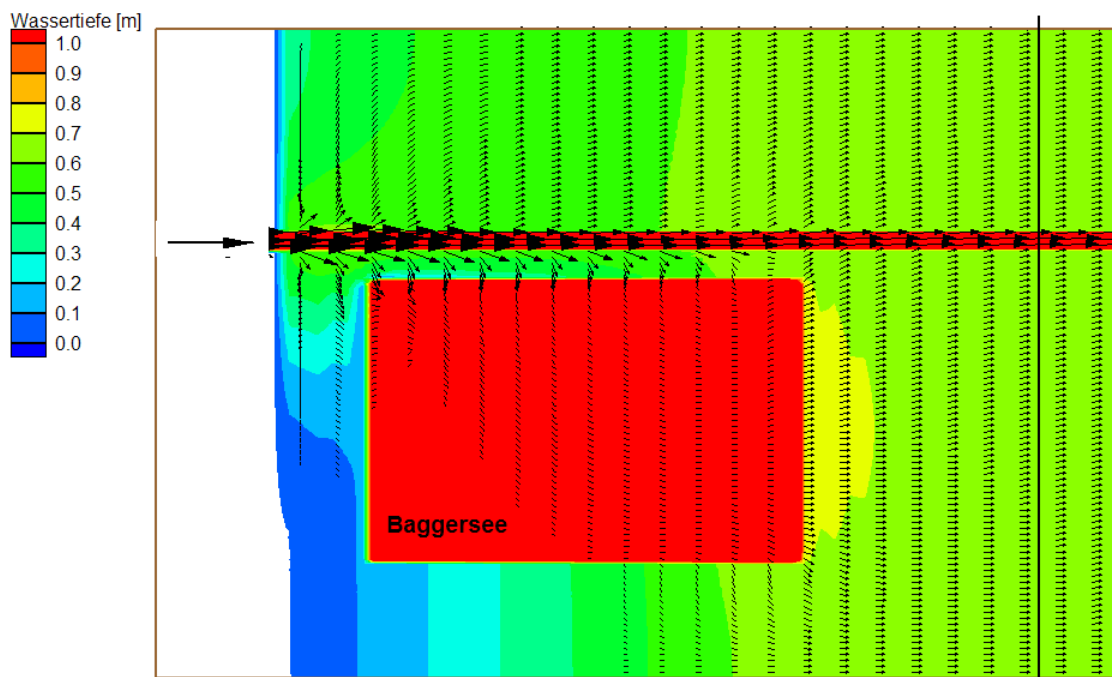


Abb. 5.7 Mit HYDRO_AS-2D berechnete Strömungssituation für Beispiel 1 mit Baggersee

Anmerkung: Bei der Abschätzung soll für den Fließabschnitt (A2) die Annahme getroffen werden, dass der Abfluss nur im See und nicht im Vorland stattfindet (vgl. Kap. 3.1). Damit werden i.d.R. gute Ergebnisse erzielt, die auf der sicheren Seite liegen. D.h. für die Abschätzung spielen nur die Abschnitte A1 und A4 (freie Fließstrecke) sowie die schraffierten Flächen (Rückstaugebiete: $F_{Ges}^{Rück} = F_{See} + F_V^{Rück}$) eine Rolle.

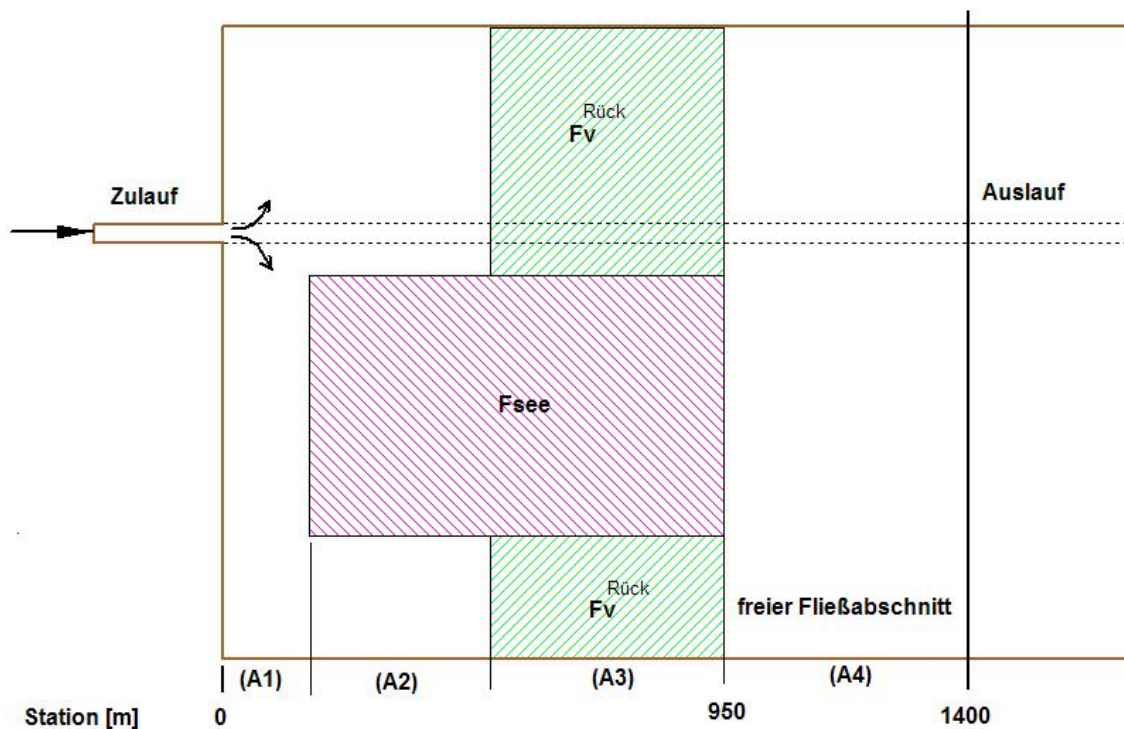


Abb. 5.8 Darstellung der charakteristischen Fließabschnitte (geringere Vorlandwassertiefe/steileres Gefälle). A1, A4: freie Fließstrecken; A3: Rückstaubereich. Vorlandflächen in A2 werden vernachlässigt und die Seeflächen zählen zum gesamten Rückstaubereich

Fazit: Insgesamt kann für das Beispiel 1 aufgrund der Abschätzung Folgendes festgehalten werden: sowohl die Fließzeit als auch die Scheitelabminderung verändern sich durch die Baggerung relativ geringfügig. Die Gefahr einer evtl. Verschlechterung (Wellenbeschleunigung) ist insbesondere im Fall eines schmalen langen Sees bei geringer Vorlandwassertiefe gegeben. Eine negative Wirkung tritt dann auf, wenn die relative Lauflänge für die Rückstaubereiche $L_V^{Rück} = h_V / I_s$ kleiner als die Seelänge in Strömungsrichtung ist. Deswegen soll in der Praxis auf die entsprechende Ausbauförmung geachtet werden.

Kleine Seen verändern die Strömungssituation meist nur lokal und sehr geringfügig. Die Auswirkungen sind somit erst ab einer gesamten Seelänge von mehr als 400 m bis 500 m nachweisbar.

Abschließend wird gezeigt, wie die vorher ermittelten Scheitelabminderungen (Sinuswelle: $T = 34,5$ h) für eine andere Sinuswelle ($T = 72$ h) umgerechnet werden können. Die Umrechnung der Scheitelabminderung kann, wie bereits im Kapitel 5.1 beschrieben, ausgehend von der bekannten

Beispiele

Scheitelabminderung (ΔQ_I) in Bezug auf die Sinuswelle mit der Periode T_1 für eine andere Sinuswelle mit der Periode T_2 relativ leicht durch entsprechende Skalierung erfolgen:

$$\Delta Q_2 = \left(\frac{T_1}{T_2} \right)^2 \Delta Q_1. \quad (5.2)$$

Welle 1: Periode $T_1 = 34,5$ h, Sinuswelle aus dem Beispiel 1.

Welle 2: Periode $T_2 = 72$ h, Main Ganglinie, vgl. Kap. 5.1.

$$\Delta Q_2 = \left(\frac{T_1}{T_2} \right)^2 \Delta Q_1 = \left(\frac{34,5}{72} \right)^2 \Delta Q_1 = 0,23 \Delta Q_1$$

Scheitelabminderung Istzustand:

$(\Delta Q_{Ist})_1 = \Delta Q_{Ist} = 0,337$ [%] (dieses Beispiel, vorher berechnete Scheitelabminderung).

$(\Delta Q_{Ist})_2 = 0,23 (\Delta Q_{Ist})_1 = 0,0775$ [%].

Scheitelabminderung Planungszustand:

$(\Delta Q_{Plan})_1 = \Delta Q_{Plan} = 0,575$ [%] (dieses Beispiel, vorher berechnete Scheitelabminderung).

$(\Delta Q_{Plan})_2 = 0,23 (\Delta Q_{Plan})_1 = 0,132$ [%].

Dementsprechend kann die Parameterstudie in Hinblick auf die Wellenform bzw. Sinuswelle relativ einfach durchgeführt werden, ohne dabei die komplette Berechnung der Scheitelabminderung wiederholen zu müssen.

Anmerkung: Die Fließzeit ist unabhängig von der Wellenform.

5.3 Beispiel 2 - Einengung/Rückstau

Im zweiten Beispiel wird der Fließquerschnitt ab ca. 200 m unterhalb des Sees beidseitig eingengt, um die Auswirkung dieser Einengung zu demonstrieren. Der resultierende Querschnitt am Auslauf ist somit nur noch 510 m anstatt 1200 m breit (Abb. 5.9). Außerdem wurden Vorlandrauheiten in zwei Abschnitte unterteilt und verändert. Die Vorlandrauheiten wurden wie folgt definiert: Vorland-1, $k_{St} = 20$ (Bereich um den Baggersee) und Vorland-2, $k_{St} = 10$.

Die gesamte Querschnittsbreite beträgt in den Abschnitten A1 und A2 $(b_S)_{A1/A2} = 1200$ m (d.h. wie im Beispiel 1) und im Einengungsbereich, Abschnitt A3, $(b_S)_{A3} = 510$ m.

Die Abflussaufteilung und die Fließgeschwindigkeiten im Vorland und im Flussschlauch können ähnlich wie im vorigen Kapitel beschrieben, annähernd ermittelt werden. Danach ergibt sich im Einengungsbereich eine Vorlandwassertiefe von $(h_V)_{A3} = 1,32$ m bzw. im Flussschlauch von $(h_F)_{A3} = 4,32$ m.

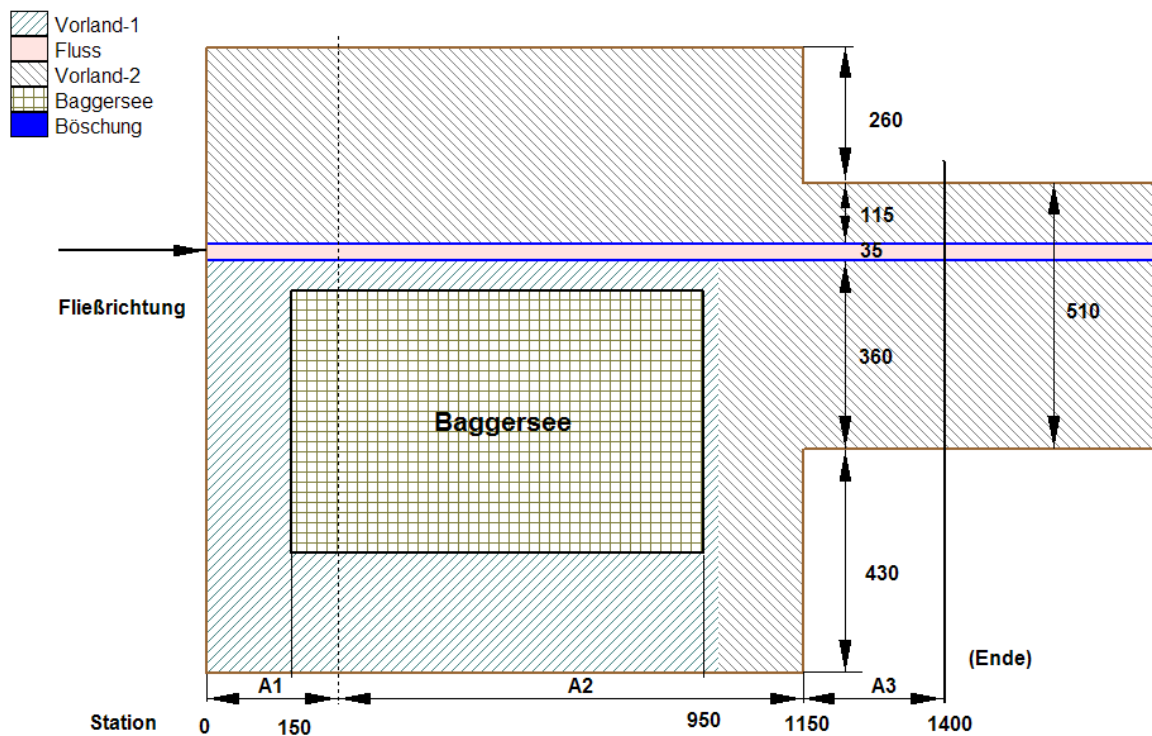


Abb. 5.9 Geometrie für Beispiel 2 mit Einengung.
A1, A3: freie Fließstrecken; A2: Rückstaubereich

Überschlägige Berechnung der Geschwindigkeitsverteilung im Auslaufquerschnitt (A3) – freie Fließstrecke

Vorlandabflussmenge:

$$Q_V = k_{St} b I s^{0,5} h^{(5/3)} = 10 * 475 * 0,00075^{0,5} * 1,32^{(5/3)} = 209,74 \text{ m}^3/\text{s}$$

Abflussmenge im Flussschlauch:

$$Q_F = k_{St} b I s^{0,5} h^{(5/3)} = 31,25 * 30 * 0,00075^{0,5} * 4,32^{(5/3)} = 298,64 \text{ m}^3/\text{s}$$

Gesamtabfluss:

$$Q_{Ges} = Q_F + Q_V = 298,64 + 209,74 = 508,38 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Der ermittelte Wert ist dadurch nur noch geringfügig größer als der tatsächliche Abflussspitzenwert $Q_{max} = 500 \text{ m}^3/\text{s}$. Auf einen weiteren Iterationsschritt wird darum verzichtet.

Nachdem die Wassertiefen ermittelt wurden, kann nun auch die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit $(c_{kin})_{A3}$ im Auslaufquerschnitt berechnet werden:

$$(b * v)_F = (Q / h)_F = 298,64 / 4,32 = 69,13$$

$$(b * v)_V = (Q / h)_V = 209,74 / 1,32 = 158,89$$

$$(c_{kin})_{A3} = 5/3 [(b * v)_F + (b * v)_V] / (b_S)_{A3} = 1,666 (158,89 + 69,13) / 510 = 0,745 \text{ m/s}.$$

Beispiele

Überschlägige Berechnung der Geschwindigkeitsverteilung im Abschnitt A1 – freie Fließstrecke:

Angenommene Vorlandwassertiefe von $(h_V)_{A1} = 0,75$ m und daraus resultierende Wassertiefe im Flussschlauch von $(h_F)_{A1} = 3,75$ m.

Linkes Vorland:

$$Q_{VL} = k_{St} b I_s^{0,5} h^{(5/3)} = 10 \cdot 375 \cdot 0,00075^{0,5} \cdot 0,75^{(5/3)} = 64,54 \text{ m}^3/\text{s}$$

Rechtes Vorland:

$$Q_{VR} = k_{St} b I_s^{0,5} h^{(5/3)} = 20 \cdot 790 \cdot 0,00075^{0,5} \cdot 0,75^{(5/3)} = 271,89 \text{ m}^3/\text{s}$$

Flussschlauch:

$$Q_F = k_{St} b I_s^{0,5} h^{(5/3)} = 31,25 \cdot 30 \cdot 0,00075^{0,5} \cdot 3,75^{(5/3)} = 235,90 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Gesamtabfluss: } Q_{Ges} = Q_F + Q_{VL} + Q_{VR} = 235,90 + 64,54 + 271,89 = 572,33 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Der ermittelte Abfluss liegt somit um ca. 15 % höher. Eine noch bessere Anpassung kann mit der Vorlandwassertiefe von $h_V = 0,65$ m erzielt werden.

$$\text{Veränderung des Vorlandabflusses: } s = (h^*_V / h_V)^{(5/3)} = (0,65 / 0,75)^{(5/3)} = 0,788.$$

$$\text{Veränderung des Abflusses im Flussschlauch: } s = (h^*_F / h_F)^{(5/3)} = (3,65 / 3,75)^{(5/3)} = 0,956.$$

$$\text{Neuer Gesamtabfluss: } Q_{Ges} = Q^*_F + Q^*_V = 0,956 \cdot 235,90 + 0,788 \cdot 336,43 = 490,6 \text{ m}^3/\text{s}.$$

(Der Abfluss im Flussschlauch verändert sich wegen der großen Wassertiefe nur geringfügig).

Die Vorlandwassertiefe wird somit als $h_V = 0,65$ angenommen. Es werden keine weiteren Iterationen durchgeführt.

Die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_{kin} im Abschnitt A1 beträgt somit:

$$(b \cdot v)_F = (Q / h)_F = 225,52 / 3,65 = 61,78$$

$$(b \cdot v)_V = (Q / h)_V = 265,10 / 0,65 = 407,85$$

$$(c_{kin})_{A1} = 1,666 (407,85 + 61,78) / 1200 = 0,652 \text{ m/s}.$$

Vor der Einengung kommt es zum Rückstau. Die maximale Länge des Rückstaubereichs kann annähernd wie folgt bestimmt werden (vgl. Kap. 3.1):

$(L_V^{Rück})_{max} = h_r / I_s = (h_V)_{A3} / I_s = 1,32 / 0,00075 = 1760$ m. D.h. der ganze Vorlandbereich vom Zulauf bis zur Einengung wird auf einer Gesamtlänge von $L_V^{Rück} = 1150$ m rückgestaut. Die relative Lauflänge des rückgestauten Bereichs beträgt dann:

$$L_R = F_{Ges}^{Rück} / (b_S)_{Aus} = L_V^{Rück} (b_S)_{A2} / (b_S)_{Aus} = 1150 \cdot 1200 / 510 = 2706 \text{ m}.$$

Die Fließstrecke kann somit im Istzustand in zwei charakteristische Abschnitte unterteilt werden: Rückstaubereich (A2) und freie Fließstrecke nach dem Rückstaubereich (A3).

(Freie Fließstrecke vor dem Rückstaubereich (A1) entfällt somit.)

Berechnung der Fließzeit und der Scheitelabminderung im Istzustand:

$$t_{\text{Fließ}} = \sum (L / c)_{A_i} = (t_{\text{Lauf}})_{A_2} + (t_{\text{Lauf}})_{A_3}$$

$$(t_{\text{Lauf}})_{A_2} = t_{\text{See}} = 2706 / 0,745 = 3632 \text{ s}$$

$$(t_{\text{Lauf}})_{A_3} = 250 / 0,745 = 335,6 \text{ s}$$

$$(t_{\text{Fließ}})_{\text{Ist}} = 3632 + 335,6 = 3968 \text{ s.}$$

Die Scheitelabminderung für die rückgestauten Bereiche ist über die (Gl. 2.7) definiert:

$$\Delta Q_{\text{See}} = 50 [(\omega t_{\text{See}})^2 + (2 \omega^2 t_{\text{See}} t_{\text{Aus}}^*)] \quad [\%]$$

Wobei

$$t_{\text{Aus}}^* = t_{A_3}^* = \frac{Q_{\text{max}}}{2b_s l_s (c_{\text{kin}}^2)_{\text{Aus}}} \quad [\text{s}].$$

Daraus folgt: $t_{\text{Aus}}^* = 500 / (2 * 510 * 0,00075 * 0,745^2) = 1177,6 \text{ s.}$

$$(\Delta Q)_{A_1, A_2} = \Delta Q_{\text{See}} = 50 * [(5,0645 * 10^{-5} * 3632)^2 + (2 * 2,565 * 10^{-9} * 3632 * 1177,6)] = 2,787 \text{ \%}.$$

Dazu kommt die Scheitelabminderung vom Seeauslass bis zum Ende des Untersuchungsbereichs:

$$(\Delta Q)_{A_3} = 100 * 2,565 * 10^{-9} * 1177 * 335,6 = 0,101 \text{ [\%]}.$$

$$(\Delta Q)_{\text{Ist}} = (\Delta Q)_{A_2} + (\Delta Q)_{A_3} = 2,787 + 0,101 = 2,888 \text{ \%}.$$

Zustand mit Baggersee:

Im Zustand mit Baggersee wird der ganze Bereich vom Zulauf bis zur Einengung genauso wie im Istzustand komplett rückgestaut. Folglich hat sich bei der Strömungssituation gegenüber dem Istzustand auch nichts geändert.

Die ermittelten Werte wurden anschließend zum Vergleich zusammen mit den Werten aus der 2d-Simulation in der Tabelle 5.2 gegenübergestellt. Hier ist zwischen der 2d-Simulation und der Abschätzung nach der Formel ein geringer Unterschied von ca. 2 Minuten bei den ermittelten Fließzeiten vorhanden. Der Unterschied zwischen der Abschätzung und der 2d-Simulation in Hinblick auf die Scheitelabminderung hat eine Größenordnung von 1,5 Promille. Die abgeschätzten Werte stimmen allerdings für den Fall mit Baggersee etwas besser als für den Istzustand mit den Werten aus der 2d-Berechnung, überein.

		Istzustand	Zustand mit Baggersee	Änderung
Fließzeit [s]	Abgeschätzt nach Formel	3968	3968	0 %
	2d-Simulation	3850	3950	+2,6 %
Scheitelabminderung [%]	Abgeschätzt nach Formel	2,89	2,89	0 %
	2d-Simulation	2,73	2,85	+0,13 %

Tab. 5.2 Vergleich der ermittelten Werte für Beispiel 2 - Einengung/Rückstau

Beispiele

Insgesamt kann für das Beispiel 2 aufgrund der Abschätzung folgendes festgehalten werden: Sowohl die Fließzeit als auch die Scheitelabminderung verändern sich durch die Baggerung nicht. In einem solchen Fall ist in der Praxis mit keiner Verschlechterung der Hochwasserabflusssituation zu rechnen.

Eine Verschlechterung wäre für längere Baggerseen ($L > L_V^{Rück} = 1,5 \text{ km}$) zu erwarten.

Fazit: Die Einengung am Auslauf eines Baggersees zeigt eine positive Wirkung auf die zulässige Länge des Baggersees. D.h. die Baggerseen können in diesem Fall länger sein, ohne dabei eine negative Auswirkung auf das Abflussgeschehen auszuüben.

Die Abb. 5.10 zeigt abschließend zum Vergleich einen Längsschnitt der mit dem 2d-Simulationsmodell ermittelten maximalen Wasserspiegellagen für die Beispiele 1 und 2. Oben sind die Wasserspiegellagen im Gelände ohne Baggersee, unten mit Baggersee dargestellt.

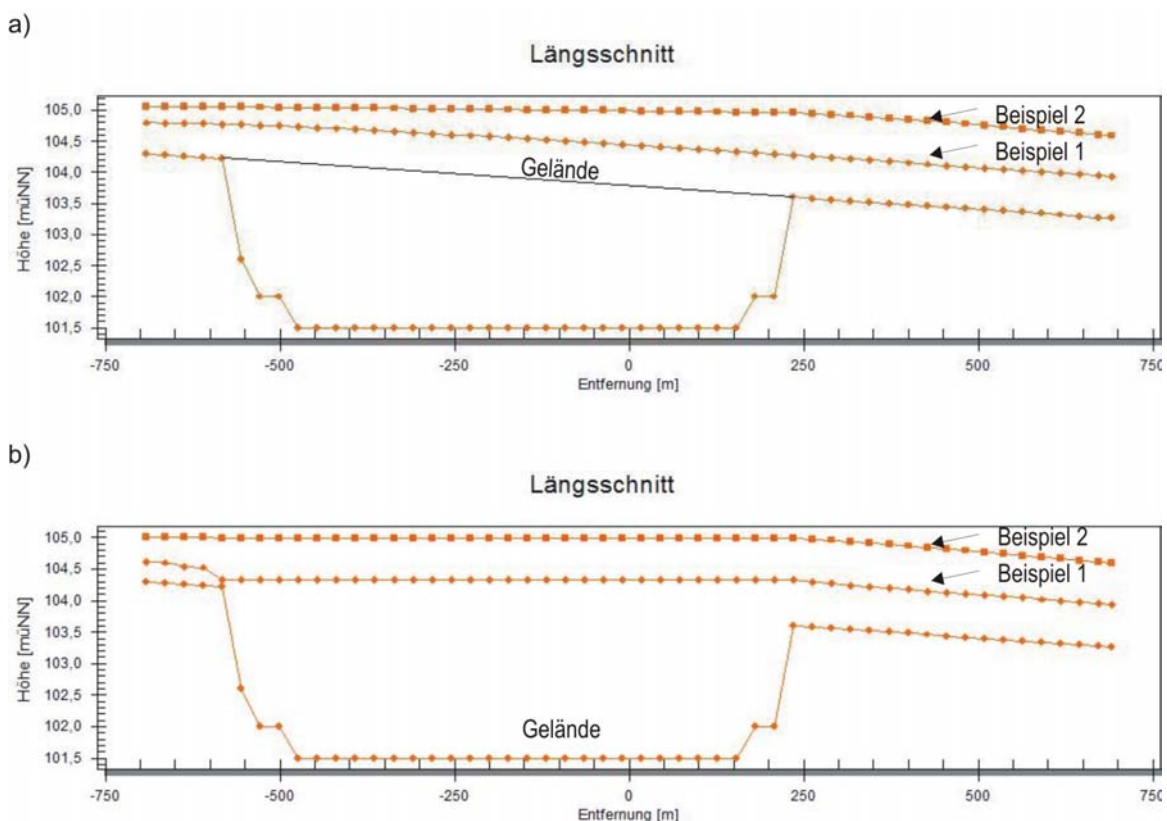


Abb. 5.10 Vergleich der ermittelten Wasserspiegellagen für die Beispiele 1 und 2. Istzustand (a), Planungszustand mit Baggersee (b)

5.4 Beispiel 3 - Querschnittsaufweitung am Seeauslass

Das dritte Beispiel stellt eine Querschnittsaufweitung am Seeauslass dar (Abb. 5.11). Für diesen Fall wird der Rechengang nicht mehr vollständig wiedergegeben, sondern es wird nur die Vorgehensweise kurz erläutert und einige Anmerkungen dazu gegeben.

Das Gebiet von Interesse kann für die Abschätzung in vier charakteristische Abschnitte unterteilt werden. Diese sind dabei wie in Kapitel 3.1 beschrieben definiert. Der Unterschied zum Beispiel 1 ist grundsätzlich durch die Länge des Rückstaubereichs A3 sowie durch die Breite B2 am Auslass gegeben. Infolge der Querschnittsaufweitung stellt sich am Seeauslass ein niedrigerer Wasserstand ein. Dieser verkürzt wiederum die Länge und die Fläche des Rückstaubereichs A3 ($F_V^{Rück}$) und somit auch die Fließzeit. Die relative Lauflänge beträgt dann:

$$L_R = F_{Ges}^{Rück} / (b_S)_{Aus} = (F_{See} + F_V^{Rück}) / B2.$$

Somit ist durch die größere Querschnittsbreite (B2) am Auslauf eine Verkürzung der Fließzeit gegeben.

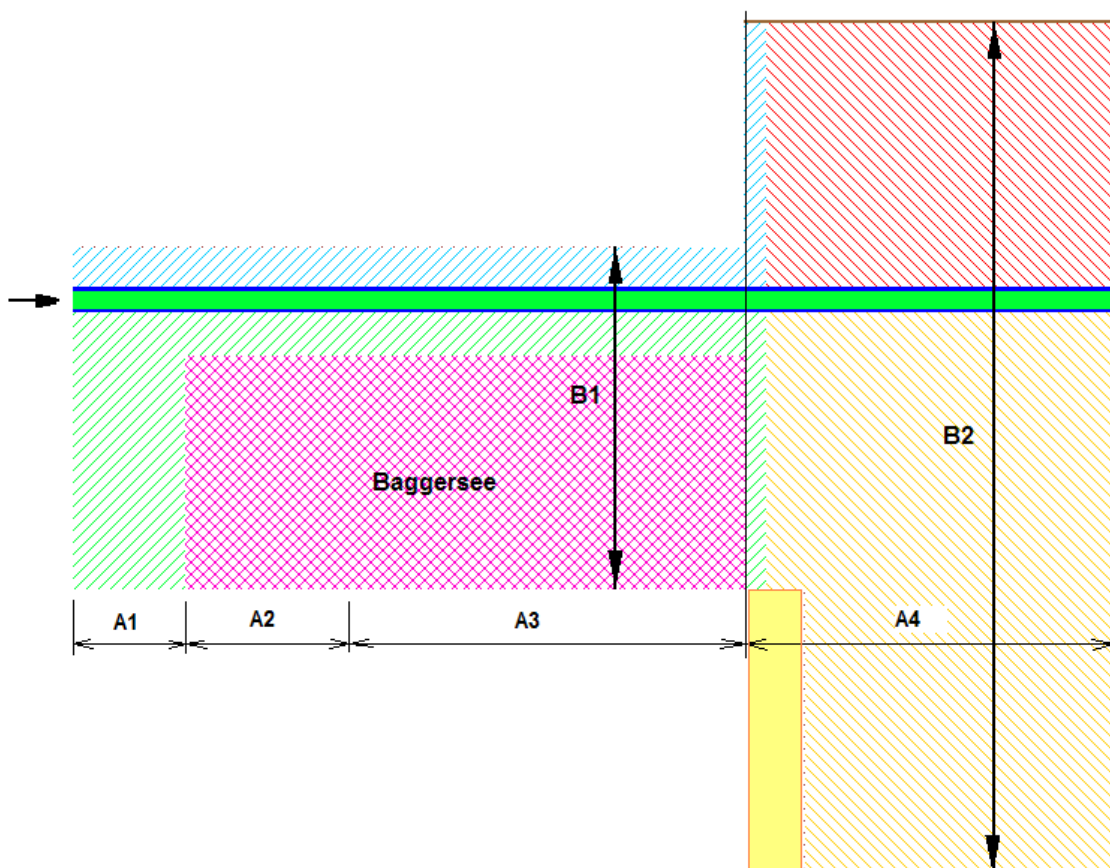


Abb. 5.11 Geometrie für Beispiel 3 Querschnittsaufweitung am Seeauslass.

A1, A4: freie Fließstrecken, A3: Rückstaubereich

Vorlandflächen im Abschnitt A2 werden vernachlässigt und die Seeflächen zählen zum Rückstaubereich

Beispiele

Die Querschnittsaufweitung am Seeauslass erhöht die Gefahr einer Abflussbeschleunigung (umgekehrte Wirkung wie bei einer Querschnittseinengung – Beispiel 2).

In einem solchen Fall ist deshalb Vorsicht geboten. Längere Seen sollen nach Möglichkeit vermieden werden. Eine im Vergleich zum Istzustand erhöhte Rauheit im Abschnitt A4 wirkt sich als mögliche Kompensation positiv auf das Abflussgeschehen aus.

Abschließend wurden in Tabelle 5.3 die Ergebnisse der 2d-Modellierung für dieses Beispiel dargestellt. Es kommt zu einer Verschlechterung der Abflusssituation. Die Fließzeit wurde um mehr als 3 Minuten im Vergleich zum Istzustand verkürzt (Abflussbeschleunigung).

	Istzustand	Zustand mit Baggersee	Änderung
Fließzeit [s]	1.550	1.350	-12,9 %
Scheitelabminderung [%]	0,22	0,19	-0,03 %

Tab. 5.3 Vergleich der ermittelten Werte einer 2d-Simulation für Beispiel 3 - Querschnittaufweitung

5.5 Beispiel 4 - beidseitige Baggerseen

Das vierte Beispiel stellt eine Erweiterung des Beispiels 1 dar. Zusätzlich zum See_1 wurde ein zweiter Baggersee (See_2) auf der linken Vorlandseite angeordnet (Abb. 5.12).

Das Gebiet wurde aufgrund verzweigter Strömungsverhältnisse in sechs charakteristische Abschnitte unterteilt. Bei den Abschnitten A1 und A4 handelt es sich dabei um die freien Fließstrecken. In den Abschnitten A2 und A3 findet eine Wechselwirkung zwischen den beiden Seen und den Vorländern statt. Die Interaktion zwischen den Seen erschwert insbesondere die Abschätzung der W-Q-Beziehung unterhalb des Sees 1 sowie der Abflussaufteilung in diesem Bereich.

Die Tabelle 5.4 zeigt die Ergebnisse der zweidimensionalen Modellierung für dieses Beispiel. Wie daraus ersichtlich, kommt es im Zustand mit den Seen zu einer Verschlechterung der Abflusssituation. Insbesondere die Fließzeit wurde um ca. 7 Minuten im Vergleich zum Istzustand verkürzt (Abflussbeschleunigung).

	Istzustand	Zustand mit Baggersee	Änderung
Fließzeit [s]	4.100	3.650	-11,0 %
Scheitelabminderung [%]	0,78	0,68	-0,10 %

Tab. 5.4 Vergleich der ermittelten Werte einer 2d-Simulation für Beispiel 4 - beidseitige Baggerseen

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass eine zutreffende Abschätzung in einem solchen Fall nur bei einem geringeren Längsversatz zwischen den beiden Seen (nebeneinander verlaufende Seen, vgl. Abb. 5.13), d.h. wenn die Länge der Abschnitte A2_VL und A3_VR kleiner als ca. 200 m ist, möglich ist. In diesem Fall kann die Abschätzung ähnlich, wie in früheren Kapiteln beschrieben, durchgeführt werden. Der Rückstaubereich beginnt dann am unterstromigen Ende des zweiten Sees (Grenze zwischen den Abschnitten A3 und A4) und erstreckt sich über die beiden Vorlandbereiche (inkl. der beiden Seen) (Abb.5.13).

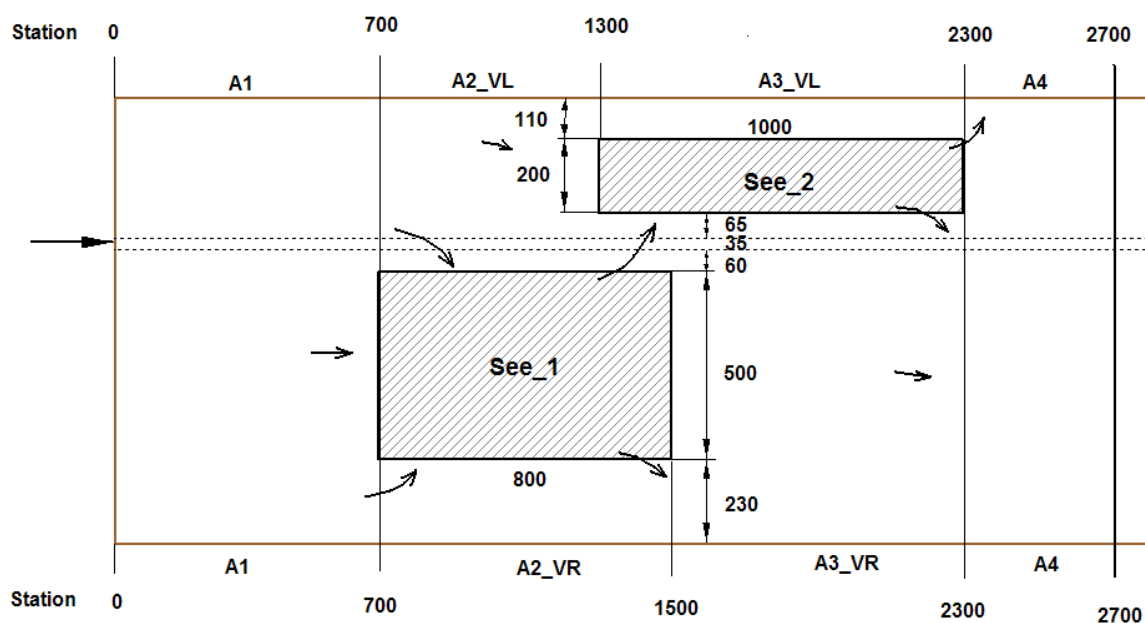


Abb. 5.12 Geometrie für das Beispiel 4 - zwei Baggerseen

Untersuchungen deuten darauf hin, dass die Verschlechterung bei annähernd nebeneinander verlaufenden Seen (Abb.5.13) i.d.R. geringer ist als bei einer Zick-Zack Anordnung, wie in der Abb. 5.14. Deshalb soll auf die Gestalt der Seen geachtet werden. Falls sich die beiden Seen im Rückstaubereich befinden, spielt die Gestalt keine Rolle mehr.

Bei deutlichem Längsversatz (Zick-Zack Anordnung) bedarf es u.U. für die Abschätzung des Einsatzes eines 2d- Modells.

Im Fall, dass der zweite See mindestens in einer Entfernung 200 m bis 300 m vom Auslauf des ersten Sees beginnt ($DL = A2_VL - A2_VR = A2_VL - L_{See_1} > 300$ m), können die beiden Seen getrennt analysiert werden (Abb. 5.14).

Beispiele

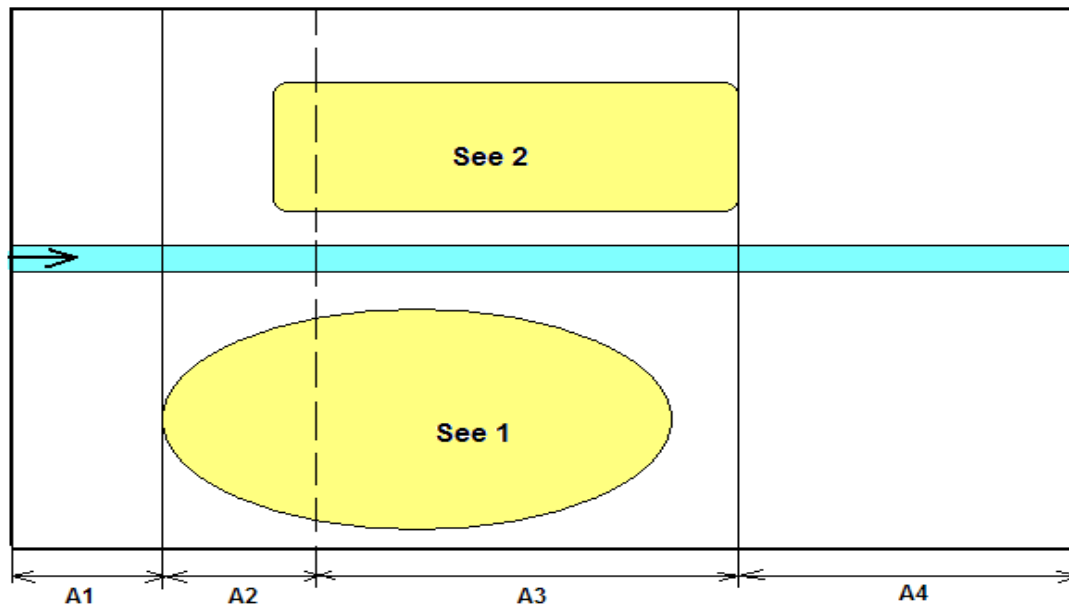


Abb. 5.13 Darstellung der charakteristischen Abschnitte für zwei nebeneinander verlaufende Seen.
A1, A4: freie Fließstrecken; A3: Rückstaubereich; Vorlandflächen im Abschnitt A2 werden vernachlässigt und die Seeflächen zählen zum gesamten Rückstaubereich

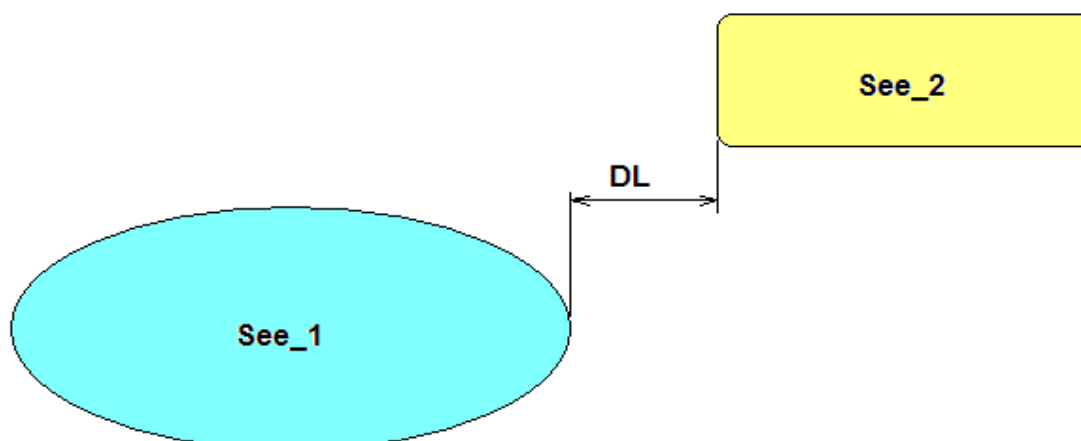


Abb. 5.14 Darstellung für zwei Seen in Zick-Zack-Anordnung.
Falls der Abstand $DL > 300\text{m}$, werden die Seen getrennt analysiert

6 Zusammenfassung

In der vorliegenden Untersuchung wurden empirische Formeln abgeleitet, mit deren Hilfe eine mögliche Veränderung des Hochwasserabflussverhaltens in Folge des Abbaus von Bodenschätzen – insbesondere in Form von Baggerseen - hinsichtlich Fließzeit und Scheitelabminderung abgeschätzt werden kann.

Im Kapitel 2 werden Ansätze beschrieben, die eine grundlegende Abhängigkeit zwischen den maßgebenden hydraulischen und geometrischen Kenngrößen und der Fließzeit bzw. der Scheitelabminderung wiedergeben. Aus den Formeln (2.6) und (2.7) ist ersichtlich, dass für einen Zustand mit Baggerseen nur die unterhalb des Seeauslasses herrschenden Strömungsbedingungen von Bedeutung sind. Für den Istzustand spielt hingegen der gesamte Fließabschnitt (der später ausgebaut werden soll) eine entscheidende Rolle. Deshalb kommt für den Zustand mit Baggerseen vor allem dem unterstromigen Bereich eine besondere Bedeutung zu.

Eine zutreffende Beurteilung ist mit Hilfe der abgeleiteten Ansätze in vielen praktischen Fällen möglich. Eine Ausnahme davon stellt eine Zick-Zack-förmige Anordnung der Baggerseen beidseitig des Flusses dar (Beispiel 4, Kap. 5.5). In einem solchen Fall bedarf es u.U. des Einsatzes eines 2d- Abflussmodells.

Im Kapitel 5 wurden einige Anwendungen beschrieben. Die dargestellten Beispiele zeigen, welche Aspekte für den Wellenablauf eine wesentliche Rolle spielen können und wie mögliche negative Auswirkungen von Baggerseen gemindert wenn nicht ganz verhindert werden können. Voraussetzungen dieser Art sind z.B., dass die Vorlandbedingungen (Rauheit, Sohlgefälle) unterhalb des Baggersees in etwa denjenigen Bedingungen des Vorlands im betreffenden Abschnitt vor dem Ausbau entsprechen und sich der Baggersee vorwiegend über die gesamte abflusswirksame Vorlandbreite ausdehnt.

Generell sind Auswirkungen von Baggerseen selbst in extremen Fällen (Hochwasserereignisse von kurzer Dauer und geringer Vorlandüberflutungshöhe) im Größenbereich von 1-2 Promille Änderung der Scheitelabminderung und einer Laufzeitänderung von weniger als 5 Minuten angesiedelt. Dennoch konnten einige praktische Regeln abgeleitet werden, unter deren Einhaltung eine mögliche Verschlechterung der Hochwasserabflusssituation durch Abflussbeschleunigung oder Scheitelerhöhung verhindert werden kann:

Zu einer Verschlechterung der Hochwasserabflusssituation können ein größeres Wasserspiegelgefälle, geringere Rauheit sowie eine größere Wasserspiegelbreite am Auslauf eines Sees führen (Beispiel 3).

Gleichermaßen können zu kurze Abstände von einem See zum anderen zu einem größeren Wasserspiegelgefälle am Seeauslass und somit zur Wellenbeschleunigung führen (Beispiel 4). Andererseits ist, wenn sich der Seeauslass in einem Rückstaubereich befindet, mit keiner negativen Auswirkung zu rechnen (Beispiel 2).

Zusammenfassung

Auch die Form und die Anordnung der Seen haben eine wichtige Bedeutung für den Wellenablauf, wie im Beispiel 4 erläutert. Daneben können auch schmale längliche Seen u.U. zu einer Wellenbeschleunigung führen (Beispiel 1). Die meist einseitig errichteten Baggerseen können evtl. die Abflussaufteilung bedeutend verändern. Durch vorwiegend einseitig abfließendes Wasser wird die abflusswirksame Wasserspiegelbreite verringert und dadurch evtl. die Fließgeschwindigkeit erhöht, was zu einer Wellenbeschleunigung führt.

Bei einer größeren Vorlandwassertiefe sowie einem geringeren Wasserspiegelgefälle ist im normalen Fall bei nicht allzu langen Seen keine (bedeutende) Verschlechterung zu erwarten.

Beispiel: $h_V = 0.7$ m, $I_s = 0,75$ Promille \Rightarrow Rückstaulänge $L = 0,7 / 0,00075 = 933$ m. D.h. für die Seen mit einer Länge (in Strömungsrichtung) bis zu ca. 900 m ist mit keiner Verschlechterung zu rechnen. Voraussetzungen dieser Art sind z.B. am Main-Abschnitt zwischen Schwüritz und Kemmern meistens erfüllt.

Die Wirkung von Baggerseen kann außerdem durch einen gezielten bzw. optimierten Ausbau in vielen Fällen in akzeptablen Grenzen gehalten werden. Dabei soll folgendes beachtet werden, um eine mögliche negative Wirkung zu verhindern bzw. zu minimieren:

- Der Abstand zwischen den Seen in Strömungsrichtung soll nach Möglichkeit mehr als 300 m betragen. Ausnahme: die Seen befinden sich im Rückstaubereich.
- Zick-Zack-Formation der Seen soll vermieden werden, d.h. dass die Seen auf den beiden Vorlandseiten nach Möglichkeit nebeneinander verlaufen sollen (Kap. 5.6).
- Schmale längliche Seen sollen vermieden werden.
- Die Seelänge (in Strömungsrichtung) soll folgendes Kriterium erfüllen:

$$L_{See} < (h_V)_{Aus} / I_s,$$

wobei I_s = Sohlgefälle und $(h_V)_{Aus}$ = Vorlandwassertiefe am Seeauslass, d.h. ein See sollte kürzer sein als die mögliche Rückstaulänge.

Literatur

- ABBOTT, M.B., 1979, Computational Hydraulics, Elements of the Theory of Free-Surface Flows. - London [Pitman Publ.]
- CUNGE, J.A. (1969): On the subject of a flood propagation (Muskingum method),. - J. Hydr. Res., ASCE, Vol. 7, No. 2.
- LIGHTHILL, M.J. & WHITHAM, G.B. (1955): On kinematic waves, I, Flood movement in long rivers. - Proc. Soc. London, Sr. A, 229, 281-316.
- NUJIC, M. (1999): Praktischer Einsatz eines hochgenauen Verfahrens für die Berechnung von tiefenmittelten Strömungen. - Mitteilungen des Instituts für Wasserwesen der Universität der Bundeswehr München, Nr. 64.
- NUJIC, M. (2003): HYDRO_AS-2D Benutzerhandbuch, Kolbermoor.
- SCHRÖDER, R.C.M. (1990): Hydraulische Methoden zur Erfassung von Rauheiten. - DVWK Schriften, Heft 92, Hamburg-Berlin [Parey].
- STRANG, G. (1986): Introduction to applied Mathematics. -Cambridge, USA [Wellesley-Cambridge Press]
- TAN, W. (1992): Shallow Water Hydrodynamics. - Amsterdam. [Elsevier]
- TANG, X. & KNIGHT, D.W. (1999): Variable parameter Muskingum-Cunge method for flood routing in a compound channel. - J. Hydr. Research, Vol. 37, No. 5.
- XIA, R. (1994): Impact of coefficients in momentum equation on selection of inertial models. - J. Hydr. Research, Vol. 32, No. 4.

Anhang

A1: Berechnung der kinematischen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_{kin}

Im Kapitel 3.3 wurde folgende Formel für die kinematische Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_{kin} angegeben:

$$c_{kin} = \frac{\partial Q}{\partial A} = \frac{1}{b_s} \frac{\partial Q}{\partial h} \quad (\text{A 1.1})$$

Der Gesamtabfluss Q setzt sich i.d.R. aus den Teilabflüssen zusammen (vgl. Abb.3.7):

$$Q = \sum_i Q_i = \sum_i v_i A_i = \sqrt{I_s} \sum_i (k_{st} R^{2/3} A)_i \quad (\text{A 1.2})$$

Für Rechecksquerschnitte bei denen die Querschnittsbreite b wesentlich größer als die Wassertiefe h ist ($b \gg h$) gilt annähernd:

$$Q = \sum_i Q_i = \sqrt{I_s} \sum_i (b k_{st} h^{5/3})_i \quad (\text{A 1.3})$$

Vorausgesetzt, dass die Veränderungen dh_i für alle Teilquerschnitte identisch sind (stark gekoppelte Fluss – Vorland Strömungen, vgl. Abb. A 1.1) folgt daraus:

$$\frac{\partial Q}{\partial h} = \frac{\partial \sum_i Q_i}{\partial h} = \frac{5}{3} \sqrt{I_s} \sum_i (b k_{st} h^{2/3})_i = \frac{5}{3} \sum_i v_i b_i \quad (\text{A 1.4})$$

wobei v_i die mittlere Fließgeschwindigkeit für den Teilquerschnitt i darstellt.

Eine ähnliche Ableitung ist ebenfalls im allgemeinen Fall der Gl. (A 1.2) möglich. Die Geschwindigkeiten v_i entsprechen dabei den querschnittsgemittelten Fließgeschwindigkeiten.

Anmerkung: Für Teilquerschnitte mit vollkommenem Überfall (z.B. überströmte Straße) ist der Teilabfluss entsprechend der Wehrüberfallformel definiert:

$$Q_i = \frac{2}{3} \mu b_i \sqrt{2g} (h_u^{3/2})_i \quad (\text{A 1.5})$$

Die betreffende Ableitung ergibt dann:

$$\left(\frac{\partial Q}{\partial h} \right)_i = \frac{3}{2} \frac{2}{3} \mu b_i \sqrt{2g} (h_u^{1/2})_i = \frac{3}{2} v_i b_i, \text{ wobei} \quad (\text{A 1.6})$$

$v_i = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} (h_u^{1/2})_i$ - Geschwindigkeit bezogen auf die Überfallhöhe h_u .

Die kinematische Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_{kin} kann daher im allgemeinen Fall formell wie folgt geschrieben werden:

$$c_{kin} = \frac{\sum_i \varphi_i v_i b_i}{\sum_i b_i} = \frac{\sum_i \varphi_i v_i b_i}{b_s} \quad (\text{A 1.7})$$

Für den Reibungsverlustansatz nach Manning-Strickler ergibt sich für den Koeffizienten φ (auf einer freien Fließstrecke) ein Wert von $\varphi = 5/3$ (vgl. Gl. A 1.6).

Für Bauwerke mit dem Grenzzustand wie z.B. eine überströmte Straße mit vollkommenem Überfall beträgt der Koeffizient $\varphi = 3/2$ (vgl. Gl. A 1.6). Daneben ist darauf zu achten, dass sich die Geschwindigkeit v_i auf die Überfallhöhe h_i bezieht.

A2: Glossar

Q	=	Abfluss [m^3/s]
A	=	Wasserbenetzte Querschnittsfläche [m^2]
b_S	=	Gesamte Wasserspiegelbreite im Querschnitt [m]
h	=	Wassertiefe [m]
$L_V^{\text{Rück}}$	=	h_r / I_S = Rückstaulänge im Vorlandbereich [m]
I_S	=	Sohlen- / Wasserspiegelgefälle [-]
h_r	=	Wassertiefe am unterstromigen Ende des Rückstaubereichs [m]
c_{kin}	=	Kinematische Wellenausbreitungsgeschwindigkeit [m/s]
t	=	Zeit [s]
ω	=	$2\pi / T$ = Rotationsgeschwindigkeit [s^{-1}]
T	=	Periode der Sinus-Welle [s]
t_{Lauf}	=	L / c_{kin} = Fließzeit auf einer freien Fließstrecke [s]
L	=	Fließlänge [m]
t^*	=	Zeitlicher Versatz zwischen dem Zeitpunkt des Auftretens von Abflussmaximum und von Wasserspiegelmaximum (Pegelmaximum) [s]
L_R	=	$F_{\text{See}} / (b_S)_{\text{Aus}}$ = relative Fließlänge [m]
F_{See}	=	Rückgestaute Fläche (Seefläche) [m^2]
$(b_S)_{\text{Aus}}$	=	Gesamte Wasserspiegelbreite im Auslaufquerschnitt [m]
$(c_{kin})_{\text{Aus}}$	=	Kinematische Wellenausbreitungsgeschwindigkeit am (See) Auslauf [m/s]
t_{See}	=	$L_R / (c_{kin})_{\text{Aus}}$ = Fließzeit für die Rückstaubereiche [s]
ΔQ_{See}	=	Prozentuelle Scheitelabminderung für die Rückstaubereiche [%]
v_i	=	Mittlere Fließgeschwindigkeit für den Teilquerschnitt „ i “ [m/s]
b_i	=	Zugehörige Wasserspiegelbreite für den Teilquerschnitt „ i “ [m]
φ_i	=	Koeffizient für die kinematische Wellenausbreitungsgeschwindigkeit
ΔH	=	Wasserspiegeldifferenz [m]
ΔQ	=	Abflussdifferenz [m^3/s]
k_{st}	=	Rauheitswert nach Strickler
h_{FB}	=	Wassertiefe im Flussschlauch beim bordvollen Abfluss
$t_{\text{Fließ}}$	=	Gesamte Fließzeit [s]

A3: Indizes

<i>F</i>	=	Flussschlauch
<i>FB</i>	=	bordvoller Abfluss im Flussschlauch
<i>VL</i>	=	Vorland links
<i>VR</i>	=	Vorland rechts
Aus	=	Auslauf
See	=	See / Abbaufäche; Rückstaubereich
Lauf	=	Freie Fließstrecke
max	=	Maximalwert bzw. der Wert zum Zeitpunkt des Abflussmaximums
<i>Ges</i>	=	Gesamtwert
Ist	=	Ist- Zustand
Plan	=	Planungszustand (Zustand mit Baggersee)
<i>i</i>	=	Teilquerschnitt
Rück	=	Rückstaubereich
A1, A2, A3	=	charakteristische Strömungsabschnitte