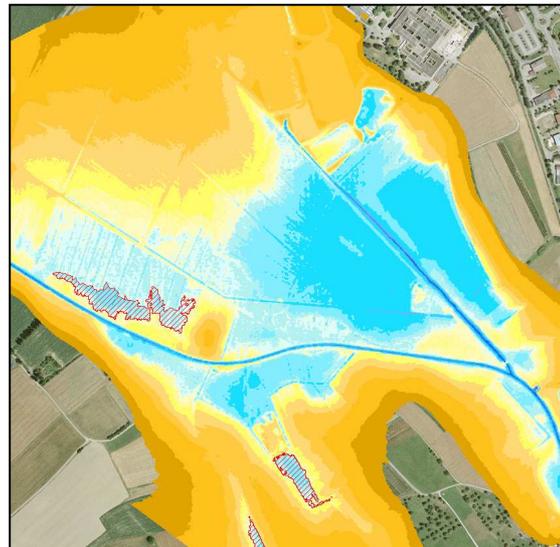




Strömungssimulation zur Analyse der Auswirkungen der geplanten Baumaßnahme „K 7743 neu Ortsumgehung Markdorf mit Querung Lipbach und Geländemodellierung“



Lipbach oberstrom der Lipbachbrücke [IWG, Dez 07]



Überflutungssimulation des Ist-Zustandes

Auftraggeber:

**Landratsamt Bodenseekreis,
Straßenbauamt**



Karlsruhe, März 2008



Strömungssimulation zur Analyse der Auswirkungen der geplanten Baumaßnahme „K 7743 neu Ortsumgehung Markdorf mit Querung Lipbach und Geländemodellierung“

Auftraggeber:

Landratsamt Bodenseekreis, Straßenbauamt

Bearbeitung:

Dipl.-Ing. Rebekka Rupprecht
Dipl.-Ing. Mark Musall
Dr.-Ing. Peter Oberle
Dr.-Ing. Jürgen Ihringer

Inhaltsverzeichnis

1	Veranlassung und Aufgabenstellung	1
2	Grundlagen und Methodik	2
3	Modellaufbau	5
3.1	Datengrundlage	5
3.2	Modellierung der Topografie unter besonderer Berücksichtigung hydraulisch relevanter Bauwerke.....	5
3.3	Erstellung der Berechnungsnetze.....	8
3.4	Rauhigkeitsverteilung	9
3.5	Randbedingungen	9
4	Berechnungsergebnisse.....	12
5	Zusammenfassung.....	16

Anlagenverzeichnis

Anlage 1 :	Vergleich Topografie [m ü. N.N.]
Anlage 2 :	Vergleich der Berechnungsnetze (Ausschnitt)
Anlage 3:	Vergleich Rauhigkeitszonen [$m^{1/3}/s$]
Anlage 4:	Vergleich der max. Wasserstände [m ü. N.N.]
Anlage 5:	Vergleich der max. Überflutungstiefen [m]
Anlage 6:	Vergleich der Differenzenraster [m]
Anlage 7:	Differenz der maximalen Wasserstände [m] ($h_{\max, \text{soll}} - h_{\max, \text{ist}}$)
Anlage 8:	Vergleich der Geschwindigkeitsvektoren im Bereich des Durchlasses [m/s]

1 Veranlassung und Aufgabenstellung

Im Rahmen eines Planfeststellungsverfahrens zur K 7743 neu Ortsumgehung Markdorf (mit Querung des Lipbachs und Geländemodellierung nördlich von Lipbach) sind die Auswirkungen der geplanten Baumaßnahme auf den Hochwasserabfluss zu untersuchen. Im Untersuchungsgebiet fließen der Quellgraben und der Espengraben zusammen, die Gewässerstrecke nach dem Zusammenfluss wird als Lipbach bezeichnet. Ein Regenüberlaufbecken (RÜB Lipbach West) und ein Regenüberlauf (RÜ) speisen im Hochwasserfall zusätzlich Wasser in den Lipbach ein.

Die geplante Maßnahme beinhaltet die Anlage eines Straßendamms, welcher durch das zu entwässernde Gebiet verläuft. Zudem wird der Espengraben verlegt. Er verläuft zukünftig entlang der Böschungsunterkante des Damms, bis er etwas oberstrom der bisherigen Mündungsstelle mit dem Quellgraben zusammenfließt. Nach dem Zusammenfluss verläuft der Lipbach für eine kurze Strecke ebenfalls in einem neuen Bachbett, bis er mittels Brückenbauwerk von der K 7743 neu gequert wird und anschließend in das ursprüngliche Bachbett zurückfließt. Unmittelbar südlich der K 7743 neu ist auf Höhe Lipbach eine Geländemodellierung vorgesehen.

In dieser Untersuchung soll zum Einen ein möglicher Rückstau einfluss nach oberstrom untersucht und zum Anderen die ggf. durch Reduktion von Retentionsvolumen verursachte Beeinflussung einer Hochwasserwelle analysiert werden. Die Untersuchung wird für ein 100-jährliches Hochwasser (HQ_{100}) durchgeführt.

Aufgrund der Zusammenführung der Zuflüsse Quellgraben und Espengraben direkt oberhalb des Straßendamms sowie der möglichen Ausuferungen im Hochwasserfall ist zur Simulation ein zweidimensionales hydrodynamisch-numerisches (2D-HN) Berechnungsmodell erforderlich. Die Analyse der Auswirkungen der Baumaßnahme auf das Retentionsverhalten des Fluss- Vorland-Bereichs erfolgt im instationären Modellbetrieb.

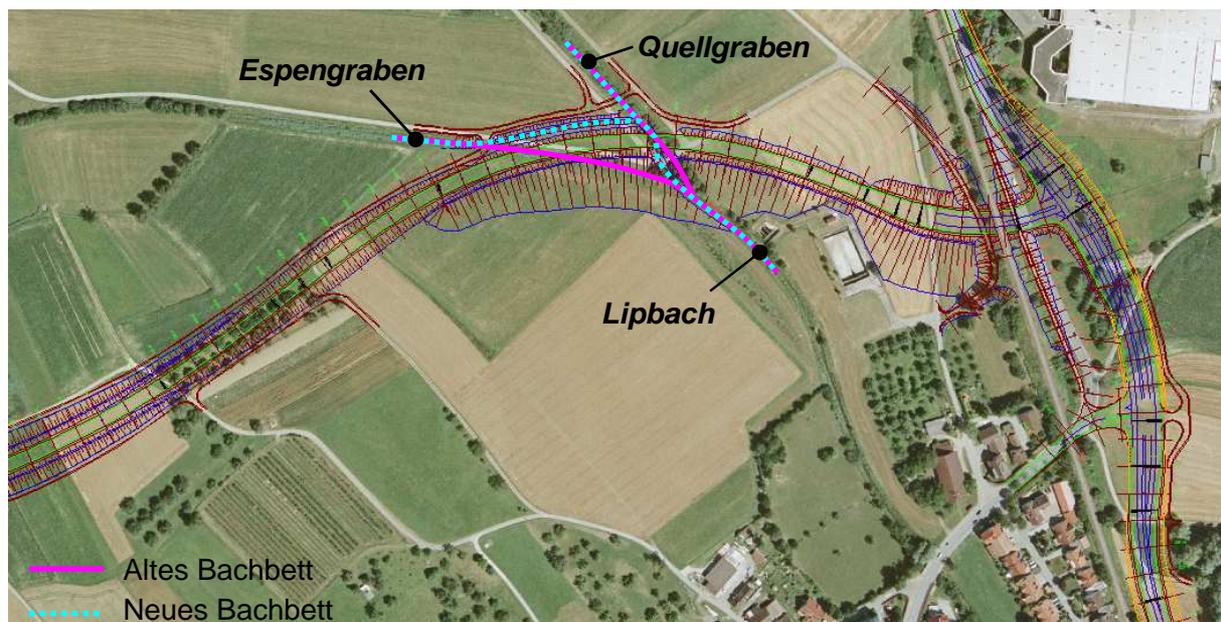


Abb. 1: Luftbild des Zusammenflusses Quellgraben - Espengraben mit CAD-Plan der Baumaßnahme und Skizzierung des derzeitigen und des geplanten Bachverlaufs

2 Grundlagen und Methodik

Das im Rahmen dieser Untersuchungen eingesetzte zweidimensionale HN-Modell FLUMEN (fluvial.ch) wird seit Jahren am IWG eingesetzt und hat sich bei einer Vielzahl von Projekten mit vergleichbaren Zielsetzungen bewährt. Es liefert detaillierte Aussagen über die lokalen Verteilungen von Fließgeschwindigkeit, Wasserstand, Sohlschubspannung und weiterer abhängiger hydraulischer Größen im Untersuchungsgebiet. Das Programm löst die tiefengemittelten Flachwassergleichungen mittels eines Finite-Volumen-Verfahrens basierend auf einem unstrukturierten Dreiecksgitter. Es garantiert hohe Stabilität und die volle Einhaltung der Erhaltungsgleichungen von Impuls und Kontinuität. Es verfügt über ein Zeitschrittverfahren mit expliziter Zeitdiskretisierung. Die Möglichkeit des Benetzens und Trockenfallens von Modellbereichen ist gegeben. Hierbei wird das Konzept der "gefrorenen Zellen" angewendet. Dabei wird ab einem bestimmten unteren Grenzwert des Zellwasserstandes der Massen- und Impulsaustausch einer Zelle unterdrückt. Übersteigt der Wasserstand der Nachbarzellen ein bestimmtes Maß, nimmt die Zelle wieder am Abflussgeschehen teil. Damit kann auch eine komplexe Topographie bearbeitet werden.

Tiefengemittelte Flachwassergleichungen

Aus den Navier-Stokes-Bewegungsgleichungen, welche Fluidbewegungen exakt beschreiben, entstehen die Flachwassergleichungen durch die Annahme, dass die Druckverteilung bei Gerinneströmungen mit im Verhältnis zur Abflusstiefe großer Gerinnebreite näherungsweise hydrostatisch ist. Durch Integration über die Tiefe unter Annahme eines logarithmischen Geschwindigkeitsprofils werden die Flachwassergleichungen auf zwei Dimensionen reduziert und damit die tiefengemittelten Flachwassergleichungen erzeugt.

$$\frac{\partial}{\partial t} \begin{pmatrix} h \\ uh \\ vh \end{pmatrix} + \frac{\partial}{\partial x} \begin{pmatrix} uh \\ u^2h + \frac{gh^2}{2} \\ uvh \end{pmatrix} + \frac{\partial}{\partial y} \begin{pmatrix} vh \\ uvh \\ v^2h + \frac{gh^2}{2} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0 \\ gh \frac{\partial z_b}{\partial x} + \frac{\tau_{bx}}{\rho} \\ gh \frac{\partial z_b}{\partial y} + \frac{\tau_{by}}{\rho} \end{pmatrix} = 0 \quad (\text{Gl. 1})$$

mit: h	Abflusstiefe [m]
g	Erdbeschleunigung [m/s ²]
u, v	Komponenten der Fließgeschwindigkeit [m/s]
z _b	Sohlkote [m]
τ _{bx} , τ _{by}	Sohlschubspannung [N/m ²]
ρ	Dichte von Wasser [kg/m ³]
t	Zeit [s]
x, y	kartesische Koordinaten [m]

Diese sind für näherungsweise horizontale Strömungen in offenen Gerinnen mit im Verhältnis zur horizontalen Ausdehnung geringer Abflusstiefe gültig. Auch Wellenausbreitung wird gut simuliert. Aufgrund der o. g. Annahmen werden vom tiefengemittelten Flachwasser-

modell Dichteinflüsse (Annahme hydrostatischer Verteilung) und Sekundärströmungen (Mittelung über die Abflusstiefe) nicht erfasst.

Finite-Volumen-Verfahren

Bei dem verwendeten Finite-Volumen-Verfahren handelt es sich um ein Zellenmittelpunktverfahren, d.h. die Unbekannten werden jeweils in der Mitte (Schwerpunkt) einer Gitterzelle platziert und sind für die gesamte Zelle gültig. Der Vorteil dieses Verfahrens ist seine Stabilität bei Strömungen mit unter- sowie überkritischem Abfluss.

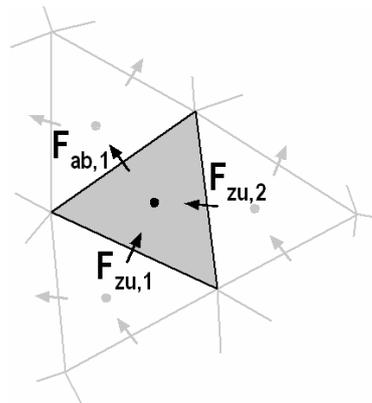


Abb. 2: Rechenzelle mit Lage der freien Parameter (Punkte) und der Flüsse (Pfeile)

Die Werte der Flüsse über die Zellränder ergeben sich durch Mittelung der Werte benachbarter Zellen. Die Werte der einzelnen Zellen werden für jeden Zeitschritt ausgehend von einem Anfangszustand über die diskrete Form der Bewegungsgleichungen ermittelt.

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \sum \frac{f_{ab,x,i}}{\Delta x_i} - \sum \frac{f_{zu,x,i}}{\Delta x_i} + \sum \frac{f_{ab,y,i}}{\Delta y_i} - \sum \frac{f_{zu,y,i}}{\Delta y_i} + s = 0 \tag{Gl. 2}$$

mit:	t	Zeit, [s]	
	$\Delta x_i, \Delta y_i$	Abstände der Zellenmittelpunkte benachbarter Zellen in kartesischen Koordinaten, [m]	
	u	Vektor der freien Parameter	Einheiten abhängig von Gl. 1
	$f_{zu,i}, f_{ab,i}$	Flussvektoren über die Zellseiten	Einheiten abhängig von Gl. 1
	s	Term der Quellen und Senken	Einheiten abhängig von Gl. 1

Der Modellbereich kann mit unstrukturierten Gittern den topographischen Gegebenheiten bestmöglich angepasst werden, so dass die detaillierte Abbildung komplexer Geländeformen möglich ist. Dabei können Bereiche unterschiedlicher Auflösung (Dreiecksgröße) definiert werden. Die Größe der Dreiecke eines bestimmten Bereichs ist abhängig von der in diesem Bereich benötigten Modellgenauigkeit und der Komplexität der Geländetopographie. Diese Flexibilität führt zu optimaler Ausnutzung der Rechenkapazität.

Zeitdiskretisierung

Zur Lösung des instationären Problems wird die Zeit in einzelne Zeitschritte Δt zerlegt. Alle gesuchten Größen zum Zeitpunkt t_0 sowie der Zeitschritt n sind bekannt.

$$t_n = t_0 + n \Delta t \quad (\text{Gl. 3})$$

Für den Anfangszustand t_0 können für alle Gitterzellen die freien Parameter wie Geschwindigkeit und Fließtiefe vorgegeben werden. Es besteht aber auch die Möglichkeit, mit einem anfänglich trockenen Modellgebiet zu starten. Zur Erreichung eines stationären Anfangszustandes wird dann bei konstanten Randbedingungen die Berechnung solange durchgeführt, bis sich stationäre Verhältnisse eingestellt haben. Die weiteren Zeitschritte werden dabei jeweils aus dem vorangegangenen, bekannten Zeitschritt berechnet. Das Ergebnis dieser quasistationären Berechnung kann dann als Anfangsbedingung einer instationären Berechnung hinzugezogen werden. Die Wahl der Zeitschrittlänge unterliegt aufgrund der expliziten Zeitdiskretisierung dem Courant-Kriterium. Hierbei wird gewährleistet, dass eine Störung während eines Zeitschrittes nur die betroffene Zelle beeinflusst. Damit verringert sich die Zeitschrittlänge mit feineren Berechnungsgittern, und der Rechenaufwand nimmt zu.

Randbedingungen

Das System von Differentialgleichungen, welches zur Berechnung einer Strömung zu lösen ist, stellt ein so genanntes Randwertproblem dar. Nur bei Vorgabe der erforderlichen Randbedingungen kann die Lösung eindeutig sein. Das numerische Modell benötigt somit zur Berechnung der Strömungsvariablen (v , h , q) im Modellgebiet Angaben am gesamten Modellrand. Diese Randbedingungen können sowohl den Wert der Variablen selbst als auch deren Gradienten beinhalten. Der Rand setzt sich aus Zustrom- und Ausstromrändern sowie aus undurchlässigen Rändern zusammen. Falls keine Angaben gemacht werden, setzt das Programm die entsprechenden Randzellen als undurchlässige Zellen fest. Für den Zustromquerschnitt werden die Zuflussmenge Q [m^3/s], die Geschwindigkeitsverteilung und die Zuströmrichtung festgelegt. Damit wird eine eindeutige Aussage über den spezifischen Abfluss q [$\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$] erreicht. Am Ausflussrand wird im vorliegenden Fall eines Flusssystemes der Wasserstand h [m ü. NN] als Randbedingung für die entsprechenden Randzellen des Querschnittes definiert.

3 Modellaufbau

3.1 Datengrundlage

Vom Auftraggeber wurden alle maßgeblichen Informationen über die Topografie des jetzigen Zustands geliefert. Daten zur Topografie nach Fertigstellung der Baumaßnahme lagen in Form von Längs- und Querschnitten sowie Lageplänen vor. Des Weiteren wurden Geometriedaten vorhandener und geplanter Brücken bzw. Durchlässe bereitgestellt. Weitere Informationen des Ist-Zustands (Abmessungen des Regenüberlaufs, Durchmesser kleinerer Durchlässe etc.) wurden im Rahmen einer Ortsbegehung durch das IWG erhoben. Die hydrologischen Randbedingungen (Zuflussganglinien) konnten durch ein am IWG vorhandenes hydrologisches Modell aus dem Jahr 1992 ermittelt werden.

Daten	Quelle
Digitales Geländemodell (1*1 m Auflösung) des Ist-Zustands	LRA Bodenseekreis
Orthofotos des Modellgebiets (Ist-Zustand)	LRA Bodenseekreis
Bauwerksinformationen (Ist-Zustand)	LRA Bodenseekreis
Längs-/Querprofile, Lagepläne und Bauwerksinformationen (Ausbau-Zustand)	Ing. Büro K. Langenbach GmbH
Fotos, Skizzen und Abmessungen von kleineren Durchlässen und Bauwerken (IWG)	IWG
Fotos der Vegetation	IWG
Ganglinien eines 100-jährlichen 2-stündigen Niederschlagsereignisses	IWG
Aus hydrologischen Berechnungen abgeleitete Überflutungsflächen (HQ ₂₀ , HQ ₅₀ , HQ ₁₀₀)	Ing. Büro K. Langenbach GmbH

Tab. 1: Datengrundlagen

3.2 Modellierung der Topografie unter besonderer Berücksichtigung hydraulisch relevanter Bauwerke

DGM-Überarbeitung (Ist-Zustand)

Als topografische Datenbasis wurde durch den Auftraggeber ein Digitales Geländemodell (DGM) in einer Auflösung von 1*1 m bereitgestellt. Dieses wurde zur Darstellung des Ist-Zustandes seitens des IWG wie folgt manuell modifiziert:

- *Regenüberlauf (RÜ):*
Auf Basis der Messungen, Fotos und Skizzen der Ortsbegehung wurde die Außenmauer des Regenüberlaufs in der Höhe korrigiert und bis an das Bachufer verlängert.
- *Durchlass oberstrom des Zusammenflusses Quellgraben - Espengraben:*
Im Brückenbereich wurden als neue Geländehöhen die Oberkanten der Brücke definiert. Auf diese Weise wird die korrekte Topografie für die Um- bzw. Überströmung des Bauwerks gewährleistet. Die Durchströmung des Durchlasses wird in der numerischen Simulation mittels einer gesonderten Dükerfunktion (s.u.) modelliert.
- *Eintiefung des gesamten Bachbetts:*
Ein Vergleich des DGMs und der Querprofile des Ist-Zustandes ergab, dass die Bachtiefe im DGM unterschätzt wurde. Dies ist möglicherweise darauf zurückzuführen, dass die Signale einer Laserscanner-Befliegung durch den starken Bewuchs

im Böschungsbereich reflektiert wurden. Das Bachbett wurde daher im gesamten Modell um 0,5 m tiefer gelegt.

Bauwerke

Im Modellgebiet gibt es einige Bauwerke, welche bei der hydraulischen Modellierung gesondert berücksichtigt werden müssen (siehe Abb. 3 und Abb. 4).



Abb. 3: Hydraulisch relevante Bauwerke im Modellgebiet:

a) Durchlass am Sportplatz; b)/c) RÜ; d) Durchlass oberhalb des Zusammenflusses Quellgraben - Espengraben; e) Zuleitung in den Lipbach aus dem RÜ Lipbach West; f) Lipbachbrücke
[Fotos: IWG, Dez 07]

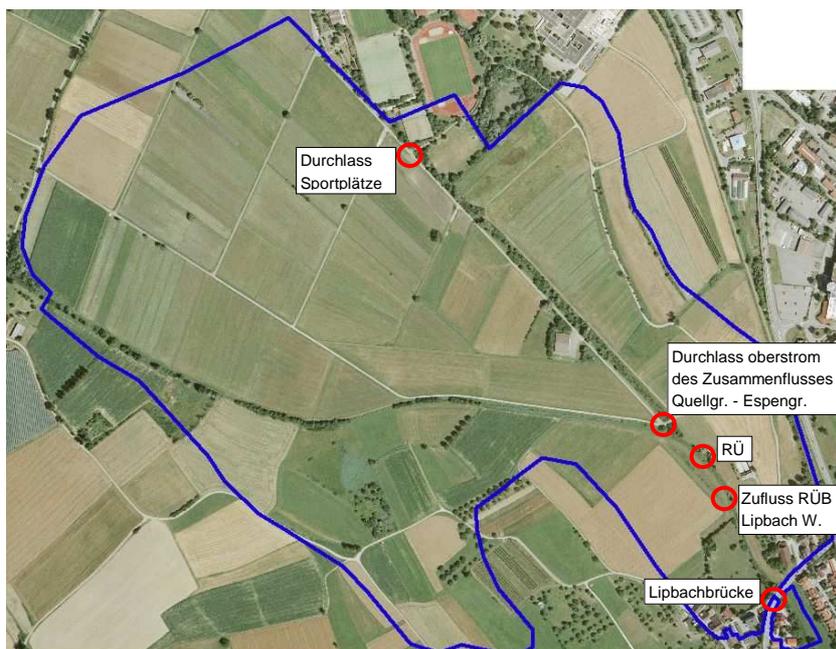


Abb. 4: Lage der Bauwerke im Modellgebiet

So gibt es beispielsweise mehrere Rohrdurchlässe. Deren Einfluss wurde im hydraulischen Verfahren durch eine gesonderte Dükerfunktion modelliert. Zudem besteht sowohl im Ist- als auch im Ausbauzustand die Möglichkeit eines Rückstaus an der Lipbachbrücke, der über die Geometrie modelliert wird. Testrechnungen zeigten, dass jedoch keine Gefahr eines vollkommenen Einstaus der Brücke (Druckabfluss) besteht.

In der Nähe der Sportplätze befindet sich ein weiterer Durchlass. Hier wird der Quellgraben unter der Zufahrtsstraße zu den Sportplätzen durch ein Rohr geleitet. Für die Modellierung der Durchströmung dieses Durchlasses wurde ebenfalls die Dükerfunktion verwendet.

Modellierung der Topografie des Ausbauzustands

Für die Abbildung des Ausbauzustands wurde das DGM des Ist-Zustands entsprechend der Lagepläne, der Längs- und Querprofile und der Bauwerksinformationen verändert:

- Anhand der Lagepläne wurden entlang maßgeblicher Kanten (wie z.B. Böschungsober- und –unterkanten) Punkte definiert, denen aus den Querprofilen neue Höhen zugewiesen wurden. Auf diese Weise wurde die Topografie des Straßendamms und der verlegten Bachabschnitte nachgebildet.
- An den Nahtstellen zwischen alter und neuer Topografie wurden die Übergänge geglättet.
- Am Durchlass des Espengrabens wurden im Brückenbereich als neue Geländehöhen die Oberkanten der Brücke definiert. Die Modellierung der Durchströmung im Ausbauzustand erfolgt auch hier mit der Dükerfunktion.
- Die Brücke der Ortsumgehung wurde als Aussparung des Straßendamms unter Einhaltung der vorgegebenen Abmessungen modelliert. Auch hier wird der Rückstau über die Geometrie erfasst. Ein vollkommener Einstau, und somit Druckabfluss-Verhältnisse im Brückenbereich ist auch hier nicht der Fall, wie Testrechnungen zeigten.

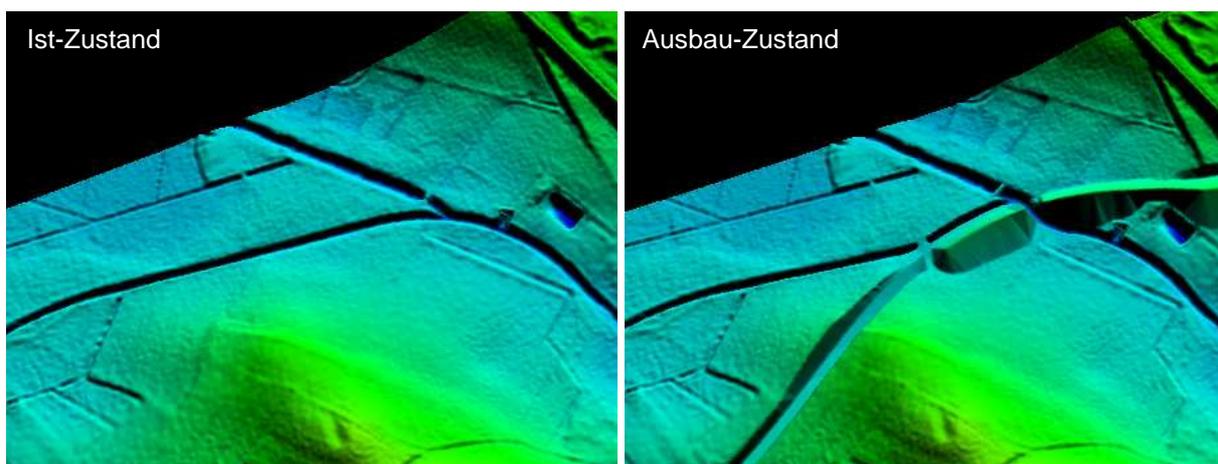


Abb. 5: Perspektivische 3D-Ansicht des Zusammenflusses Quellgraben - Espengrabens

Anlage 1 zeigt die Topografie (DGM) des Ist- und des Ausbau-Zustands im Vergleich.

3.3 Erstellung der Berechnungsnetze

Das den hydraulischen Simulationen zugrunde liegende Berechnungsnetz wurde auf Basis der vom Auftraggeber gelieferten geometrischen und topografischen Daten erstellt. Um die (hydraulisch) maßgebenden Geländestrukturen (z.B. Geländesprünge, Dammkronen, Böschungsoberkanten etc.) im Berechnungsnetz möglichst realitätsgetreu abzubilden, wurden Bruchkanten definiert, welche als Zwangskanten bei der Dreiecksvermaschung dienen. Durch Triangulation und Mapping (= Belegung der Knotenpunkte mit den Höhenwerten aus dem DGM) wurde unter Einhaltung des Vermaschkriteriums nach Delaunay ein Berechnungsnetz erstellt. Die maximale Größe einer Netzzelle beträgt im Vorland $A_{\max,1} = 30 \text{ m}^2$ und im Nahbereich des Flusses $A_{\max,2} = 10 \text{ m}^2$. Eine weitere Verfeinerung der Rechenzellen wurde im gesamten Bachbett sowie am unteren Modellrand vorgenommen ($A_{\max,3} = 1 \text{ m}^2$). Testrechnungen ergaben, dass eine weitere Verfeinerung des Netzes keinen nennenswerten Einfluss auf das Ergebnis hat. Das Netz zur Berechnung des Ist-Zustandes mit einigen Detailansichten ist in Abb. 6 dargestellt.

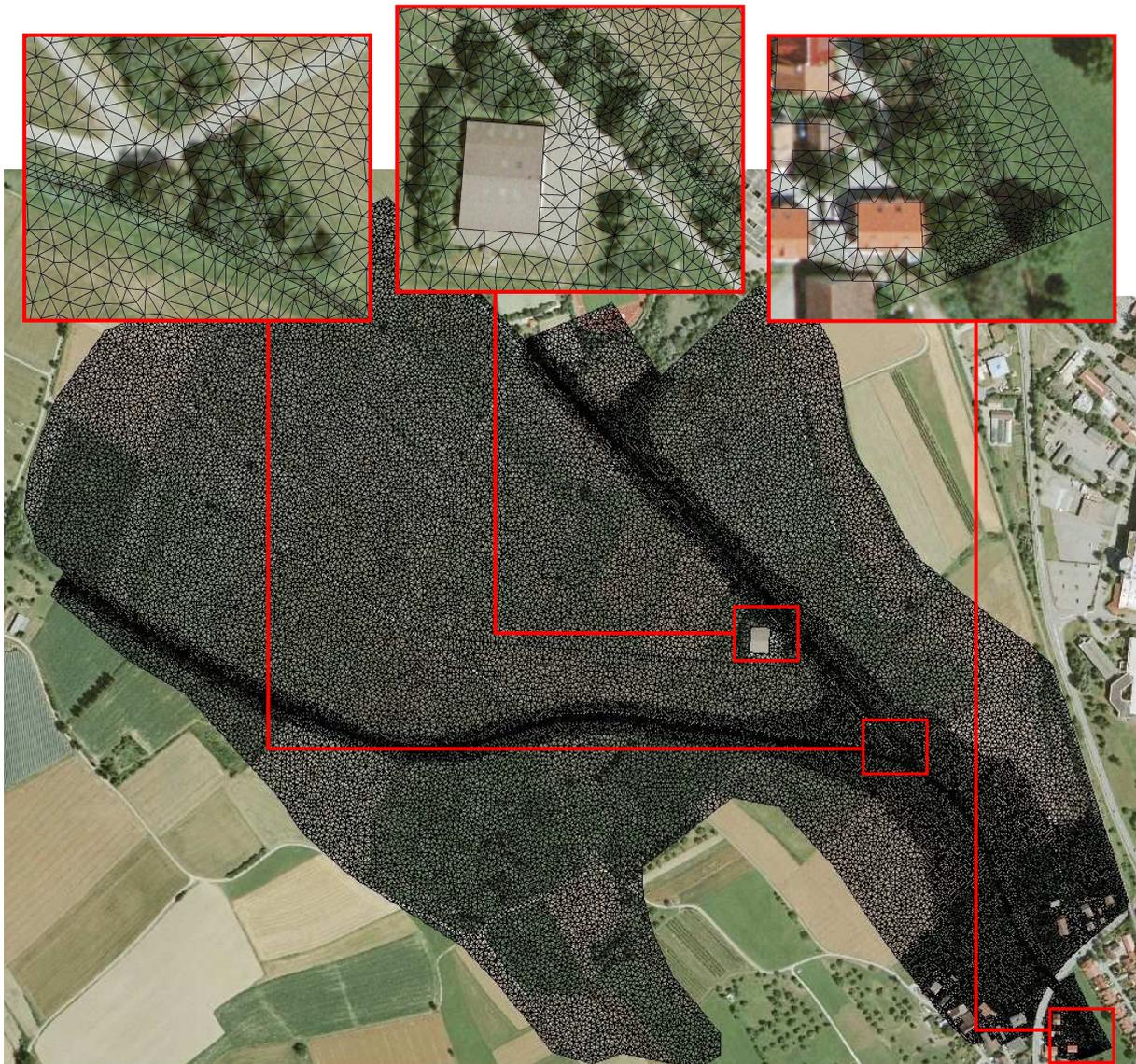


Abb. 6: Berechnungsnetz (Ist-Zustand) mit Detailansichten

Aufgrund der sich für den Ausbauzustand neu ergebenden Bruchkanten wurde für den Ausbauzustand ein eigenes Berechnungsnetz verwendet. Die Vorgabe der Zellgröße und der Verfeinerungsbereiche blieben gleich. Die Zellenanzahl der Berechnungsnetze beträgt 71480 (Ist-Zustand) bzw. 73135 (Ausbau-Zustand). Anlage 2 zeigt beide Netze im Vergleich.

3.4 Rauigkeitsverteilung

Die kontinuierlichen Energieverluste aufgrund der Rauigkeit wurden mittels des Strickler-Beiwerts k_{st} modelliert. Hierbei wurde unterschieden zwischen Bachbett, Böschung, Bereiche mit Buschwerk und/oder Bäumen sowie Vorland ohne Bewuchs. Zur Festlegung dieser Bereiche wurden Luftbilder genutzt und im Rahmen einer Ortsbegehung validiert. Anlage 3 zeigt die Rauigkeitsverteilung im gesamten Modellgebiet. Bei der Modellierung des Ausbauzustands wurde entsprechend der Veränderung des Verlaufs des Espengrabens auch die Rauigkeitszuweisung angepasst.

3.5 Randbedingungen

Für die numerische Simulation sind Zufluss- bzw. Wasserstands-Bedingungen an den Modellrändern zu definieren.

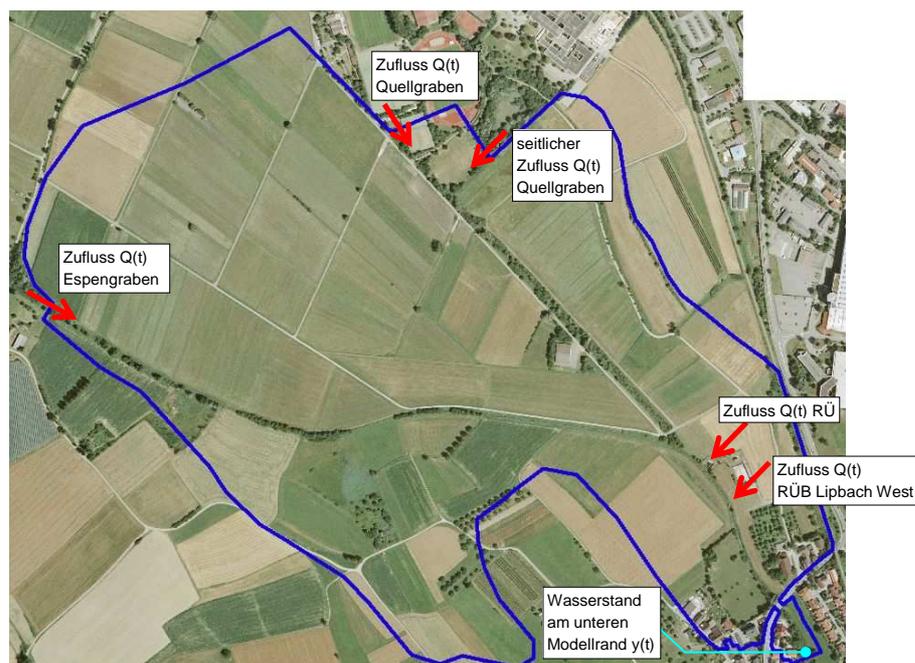


Abb. 7: Modellgebiet mit Randbedingungen

Zufluss-Randbedingung

Die Zufluss-Randbedingungen wurden von einem am IWG vorhandenen hydrologischen Modell aus dem Jahr 1992 bereitgestellt. Das Modell ermittelt an bestimmten Stellen im Gebiet die Durchflussganglinien, welche sich nach einem bestimmten Niederschlagsereignis aufgrund der naturräumlichen Verhältnisse, der Retention, sowie der Ein- und Ausleitungen ergeben. Die für die Untersuchung ermittelten Ganglinien beziehen sich auf ein 100-jährliches Niederschlagsereignis (Niederschlagsdauer: 2 h). Abb. 8 (oben) zeigt die Zuflussganglinien des Quellgrabens, des Espengrabens und der Regenentwässerung. Aus

der Betrachtung der Topografie ergibt sich, dass im Hochwasserfall die Entwässerung der Ortslage Markdorf in den Quellgraben nicht nur über das Bachbett, sondern auch seitlich über die Fläche erfolgen wird. Daher wurde die Zuflussganglinie des Quellgrabens aufgeteilt, wobei der größere Anteil als seitlicher Zufluss angegeben wurde. Auch die Ganglinie der Regenentwässerung wurde aufgeteilt (im Verhältnis 2 zu 1). Die größere Durchflussmenge wurde dem Regenüberlauf zugewiesen, die kleinere Menge dem Regenüberlaufbecken Lipbach West.

Wasserstands-Randbedingung

Die zeitabhängige Wasserstands-Randbedingung wurde am unteren Modellrand anhand der Ergebnisse einer umfassenden Sensitivitätsanalyse definiert (siehe Abb. 8, unteres Diagramm). Hier zeigte sich, dass aufgrund der Kontrollfunktion der Lipbachbrücke der Einfluss der unteren Randbedingungen nicht bis oberstrom der Brücke reichte. Die maßgeblichen Ergebnisse der Modelluntersuchung sind somit unabhängig vom Einfluss des gewählten Wasserstands am unteren Modellrand.

Eine Skizze aller angesetzten Randbedingungen zeigt Abb. 7.

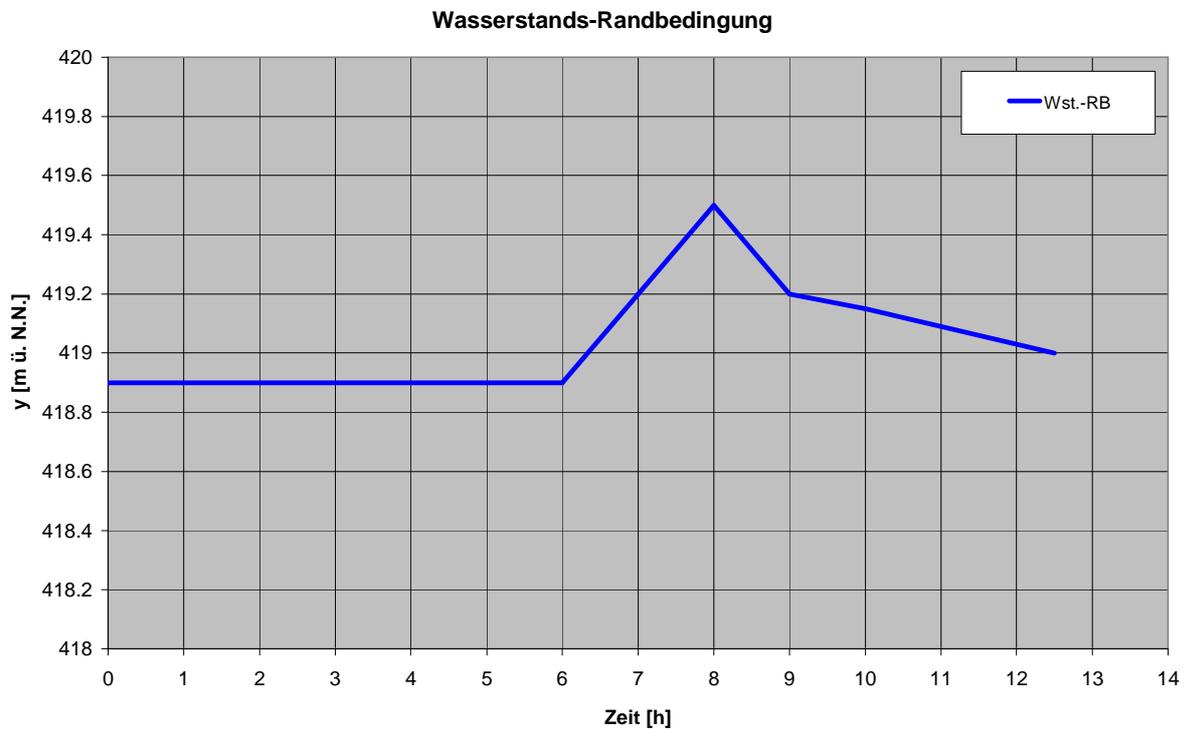
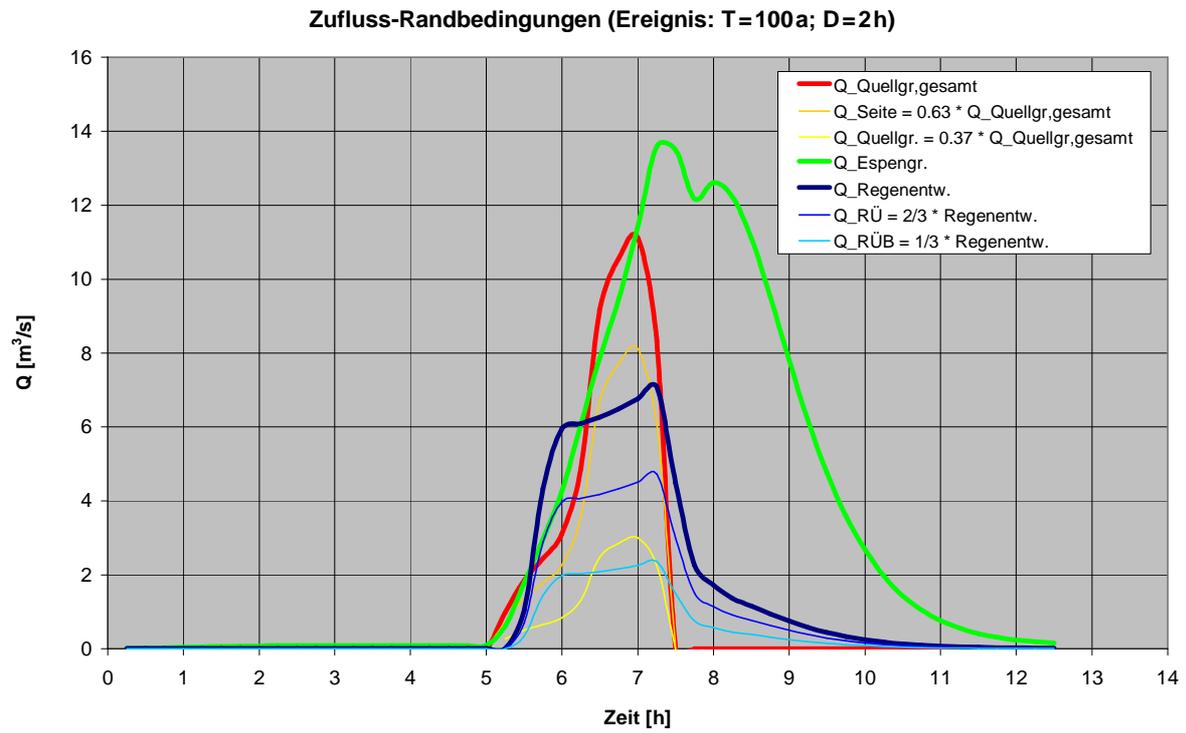


Abb. 8: Randbedingungen für das numerische Modell: Q-Randbedingungen (oben), Wst.-Randbedingung (unten)

4 Berechnungsergebnisse

Die Ergebnisse der hydraulischen Simulation sind im Anhang jeweils für den Ist- und für den Ausbauzustand gegenübergestellt.

Vergleich der Überflutungsfläche im Ist-Zustand

Abb. 9 zeigt die maximal auftretenden Wassertiefen im Modellgebiet für das simulierte Hochwasserereignis. Ein Vergleich zwischen der berechneten und der vom Auftraggeber gelieferten Überflutungsfläche ergab eine relativ gute Übereinstimmung. Die Unterschiede zwischen den beiden Flächen sind vor allem auf Ungenauigkeiten bei der groben Ermittlung der ursprünglichen Überschwemmungsfläche (auf Basis eines hydrologischen Modells) zurückzuführen. Die anhand des HN-Modells berechnete Überschwemmungsfläche weist dagegen einen deutlich höheren Detaillierungsgrad auf.

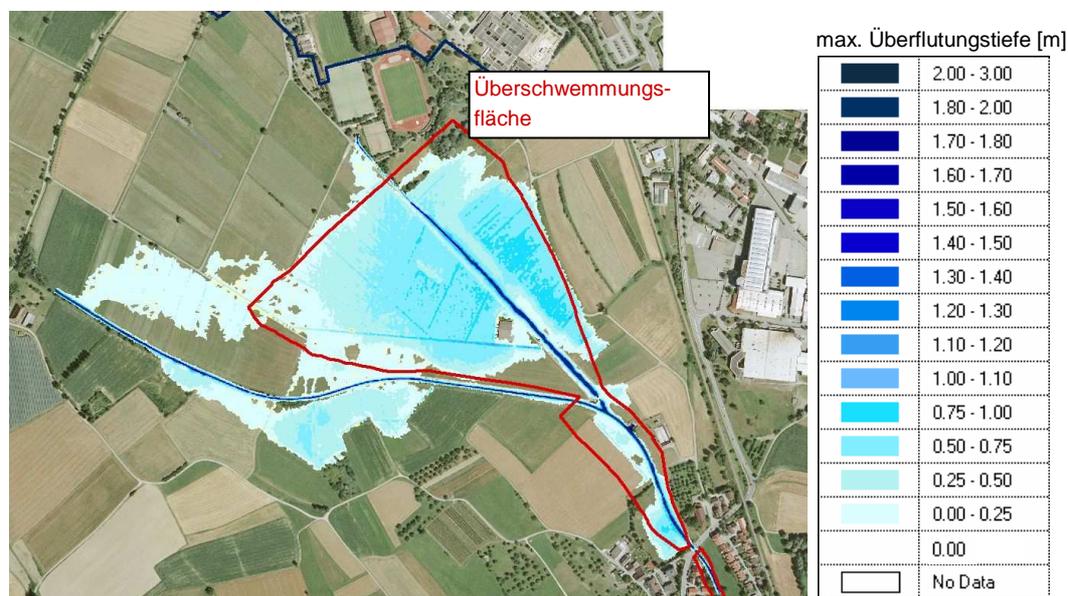


Abb. 9: Vergleich der Überschwemmungsflächen im Ist-Zustand [m]

Einfluss der Baumaßnahme auf die Wasserstände

Durch die Baumaßnahme wird im Hochwasserfall ein verstärkter Rückstau erzeugt, welcher darauf zurückzuführen ist, dass das überschüssige Wasser bei einer Auslastung des Durchlasses (oberstrom des Zusammenflusses Espengraben - Quellgraben) nicht mehr wie bisher am Durchlass vorbei fließen kann, sondern dort zurückgehalten wird (siehe Abb. 10). Die Erhöhung der Wasserstände bei Scheiteldurchgang oberstrom der Baumaßnahme beträgt rechnerisch maximal 6 cm, wohingegen unterstrom der Ortsumgehung der Wasserstand aufgrund des reduzierten Durchflusses (siehe unten) um bis zu 6 cm absinkt. Eine Gegenüberstellung der maximalen Wasserspiegellagen ist in Abb. 12 dargestellt, Abb. 11 zeigt die Differenz der Wasserstände des Ausbau- und des Ist-Zustandes.

Abb. 13 zeigt das Differenzenraster, d.h. die Höhe des Geländes in Bezug zum maximalen Wasserstand, für den Ist- und den Ausbauzustand. In Abb. 14 und Abb. 15 sind Detailansichten dieser Differenzenraster dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die gering-

fürige Erhöhung des maximalen Wasserstands oberhalb der Baumaßnahme zu keiner zusätzlichen Gefährdung der bebauten Gebiete in Markdorf und Lipbach führt. Diese liegen mindestens 1m über dem maximalen Wasserspiegel eines HQ_{100} .



Abb. 10: Vergleich der Geschwindigkeitsvektoren im Bereich des Durchlasses [m/s]

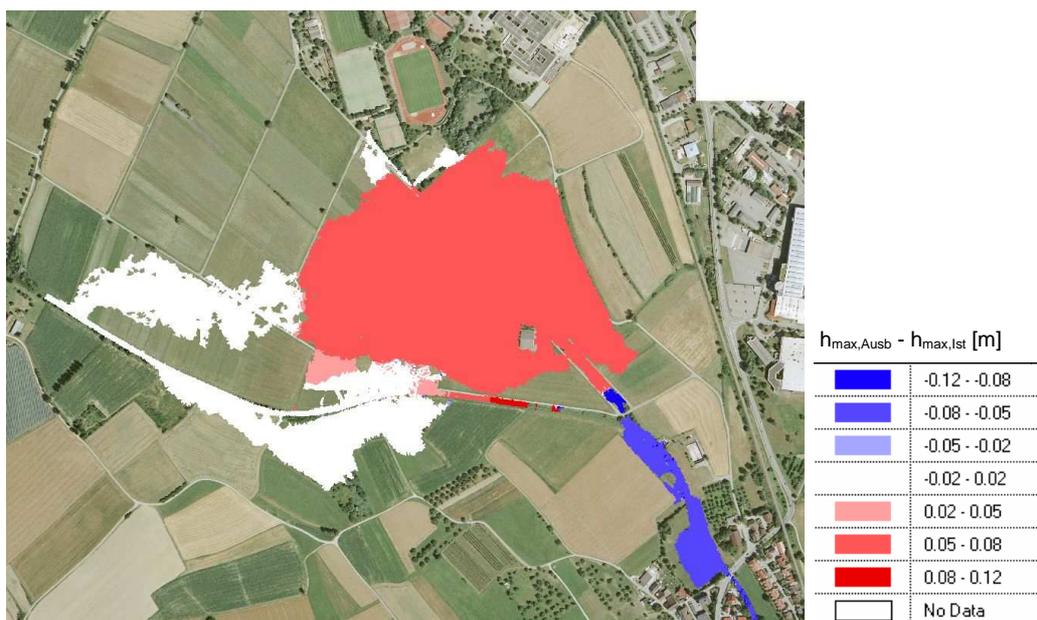


Abb. 11: Veränderung der maximalen Wasserstände in [m] (Ausbau-Zustand – Ist-Zustand)

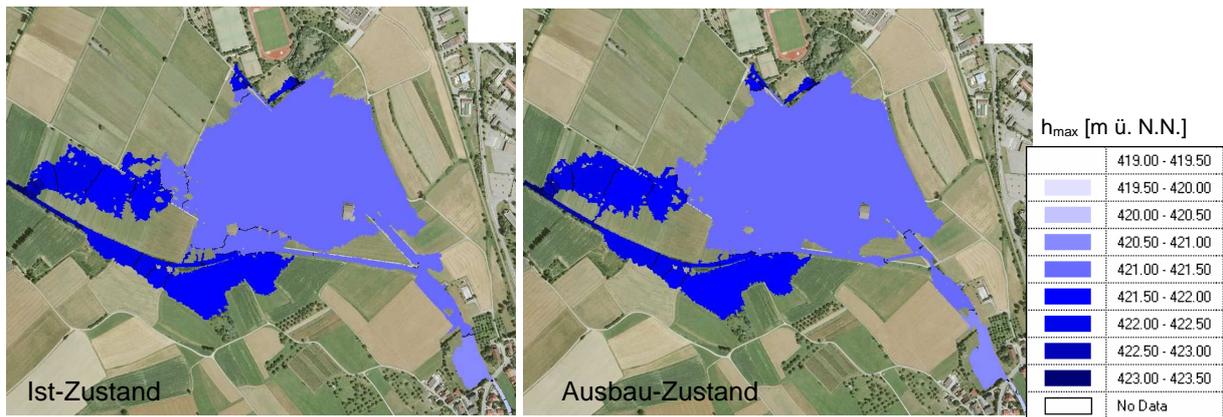


Abb. 12: Vergleich der maximalen Wasserspiegellagen [m ü. N.N.]

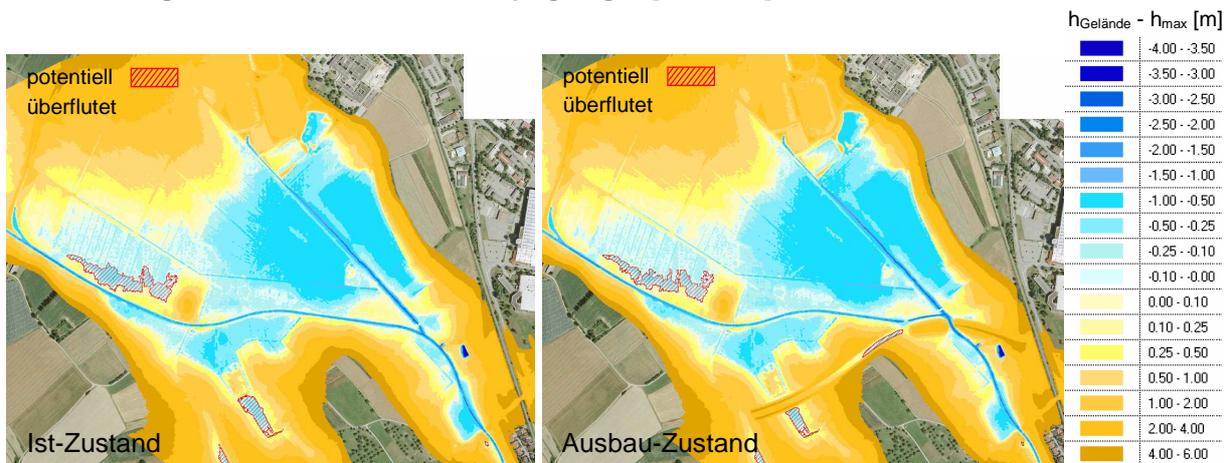


Abb. 13: Vergleich der Differenzenraster [m]

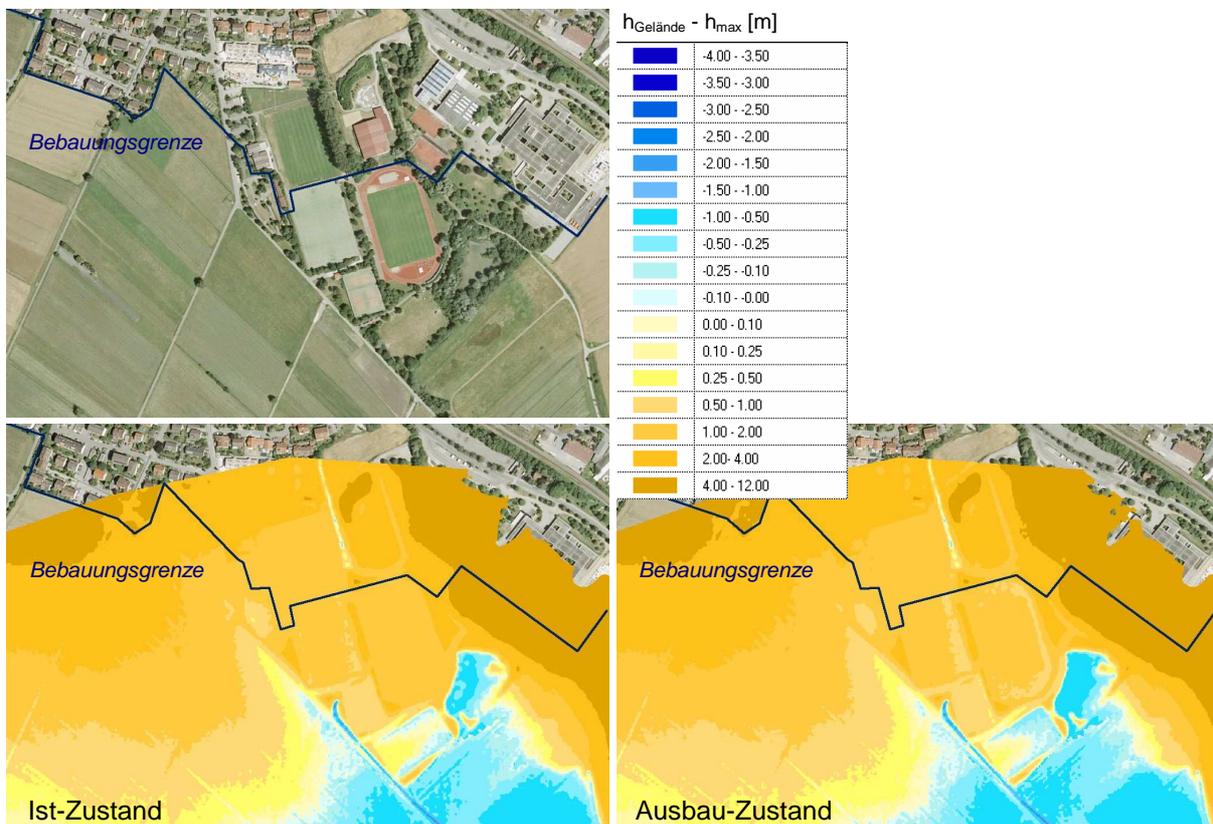


Abb. 14: Vergleich der Differenzenraster [m] – Detailansicht: Ortsrand Markdorf

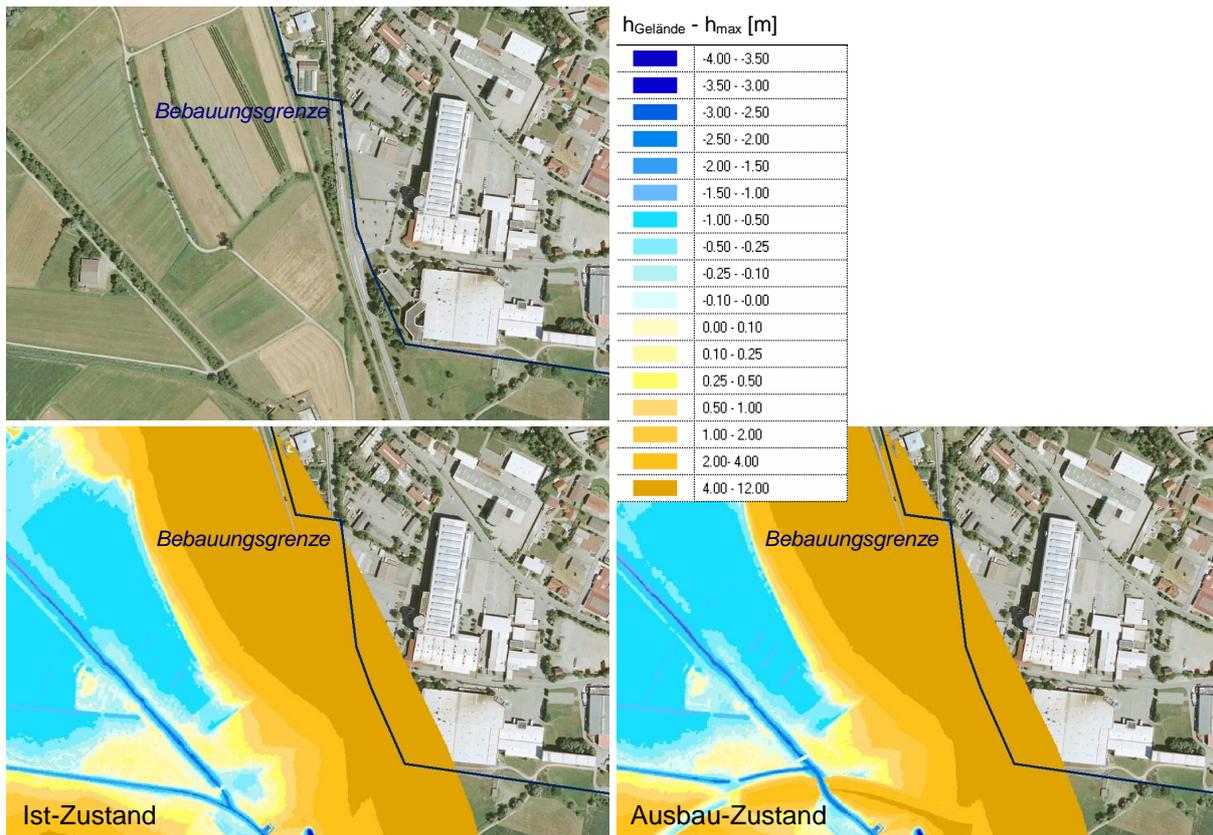


Abb. 15: Vergleich der Differenzenraster [m] – Detailansicht: Ortsrand Oberfischbach

Einfluss der Baumaßnahme auf das Wellenablaufverhalten

Der durch die Baumaßnahme auftretende Rückstau verursacht bei einem HQ₁₀₀ eine Vergrößerung des Retentionsvolumens um 11400 m³. Diese Rückhaltewirkung hat einen dämpfenden Effekt auf die Hochwasserwelle, d.h. die Abflussganglinie verläuft flacher und lang gezogener. Die zusätzliche Rückhaltewirkung ergab rechnerisch eine Reduktion des Scheitelabflusses um ca. 2 m³/s. In Abb. 16 sind die Volumina im Untersuchungsgebiet für den Ist- und den Ausbauzustand gegenübergestellt.

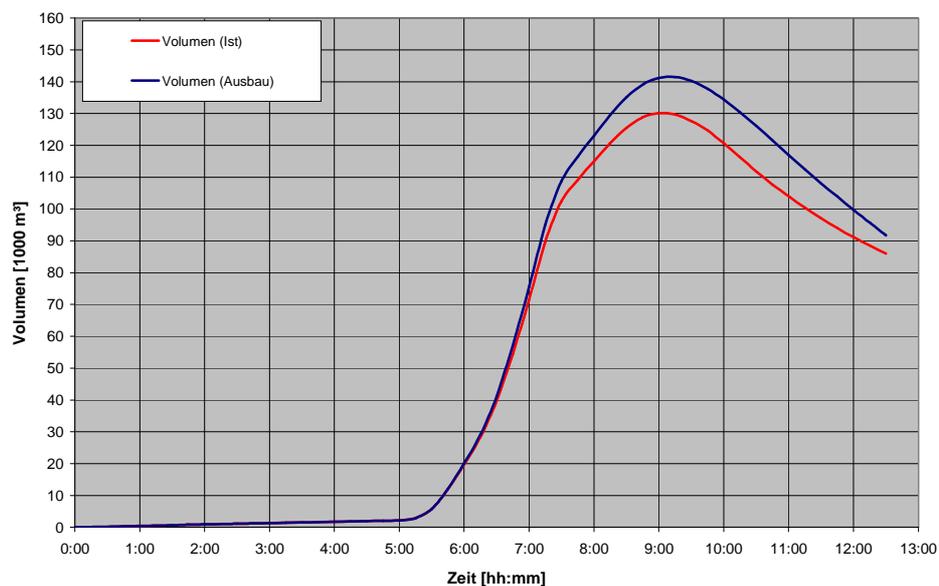


Abb. 16: Volumenentwicklung im instationären Modell

5 Zusammenfassung

Inhalt dieser Studie war eine Analyse der hydraulischen Auswirkungen der Baumaßnahme für die geplante Umfahrung Markdorf K 7743 im Hochwasserfall (HQ₁₀₀). Im Untersuchungsgebiet fließen der Quellgraben und der Espengraben zusammen, das Gewässer unterstrom der Mündung wird als Lipbach bezeichnet. Weiterhin speisen ein Regenüberlauf (RÜ) und ein Regenüberlaufbecken (RÜB Lipbach West) im Hochwasserfall erhebliche Wassermengen in den Lipbach ein. Zudem waren mehrere hydraulisch relevante Bauwerke wie Verrohrungen und Brücken bei der Simulation zu berücksichtigen.

Im Zuge der geplanten K 7743 neu Ortsumgehung Markdorf ist die Querung des Lipbachs bzw. des zu entwässernden Gebiets in Dammlage, sowie eine Geländemodellierung südlich der Trasse auf Höhe Lipbach geplant. Der Espengraben und der Lipbach sollen in diesem Bereich verlegt werden. Ziel der Untersuchung war die Quantifizierung der Auswirkungen der geplanten Maßnahme auf den Hochwasserabfluss eines HQ₁₀₀ (Analyse möglicher Rückstaueffekte sowie Veränderung des Retentionsvolumens).

Die hydraulische Simulation wurde mit einem zweidimensionalen hydrodynamisch-numerischen Verfahren durchgeführt. Für den Modellaufbau standen als topographische Datenbasis u. a. Laser-Scannerdaten sowie punktuell terrestrische Vermessungsdaten zur Verfügung.

Die instationären Berechnungen ergaben eine geringfügige Erhöhung der Scheitelwasserstände oberstrom der Maßnahme. Der Rückstaueffekt ist jedoch nicht auf die geometrische Gestaltung des Straßendamms zurückzuführen, sondern auf die Verlegung des Durchlasses oberstrom des Zusammenflusses Quellgraben - Espengraben. Ursache ist hierbei, dass eine Umströmung des (im Hochwasserfall ausgelasteten) Durchlasses im Ausbauzustand eingeschränkt wird. Die Wasserstandserhöhung im Gebiet oberstrom des Durchlasses beträgt bei dem untersuchten Ereignis (HQ₁₀₀) rechnerisch maximal 6 cm. Der zusätzliche Rückstau bewirkt eine Vergrößerung des Retentionsvolumens um 11400 m³ und hat einen dämpfenden Effekt auf die Hochwasserwelle. Die zusätzliche Rückhaltewirkung ergab rechnerisch eine Reduktion des Scheitelabflusses um ca. 2 m³/s und eine Reduktion der Wasserstände unterstrom der Maßnahme um maximal 6 cm.

Karlsruhe, den 06.03.2008

Franz Nestmann

Rebekka Rupprecht