

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Conference Paper, Published Version

Lattermann, Eberhard

Hochwasser und Wasserbau

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen

Zur Verfügung gestellt in Kooperation mit/Provided in Cooperation with:

Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/103938>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Lattermann, Eberhard (2003): Hochwasser und Wasserbau. In: Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik (Hg.): Zum 60. Geburtstag von Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Hans-Burkhard Horlacher. Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen 26. Dresden: Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik. S. 39-49.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



Hochwasser und Wasserbau

apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Eberhard Lattermann

1 Einleitung

Hochwasserereignisse gab es immer, und sie werden auch zukünftig auftreten. Doch das Ereignis vom August 2002 übertraf bisherige Höchstwerte auf dramatische Weise. Klimaforscher, Meteorologen und Hydrologen prognostizieren eine Zunahme von Extremereignissen nach Häufigkeit und Stärke. An vielen Orten wird der Wasserbauer reagieren müssen, ganz gleich, ob es sich um Neubau, Ertüchtigung oder Abriss von Bauwerken handelt. Zunehmend ist aber die Tendenz zu erkennen, dass Erkenntnisse der Wasserbauer nicht ausreichend beachtet werden, wenn Entscheidungen bei Verkehrsbauten, in der Industrie oder Landwirtschaft vorbereitet und getroffen werden. Auch mit Flächenversiegelungen und Flussbegradigungen Hochwasserkatastrophen zu erklären, trifft nur ein kleines Problemfeld, lenkt auch von den bevorstehenden großen Aufgaben der Bauingenieure und vor allem der Wasserbauer ab.

2 Der Bericht der IKSE

Die Internationale Kommission zum Schutz der Elbe (IKSE) stellte im Jahre 2001 ihre „Bestandsaufnahme des vorhandenen Hochwasserschutzniveaus im Einzugsgebiet der Elbe“ [1] vor. Zwei den Wasserbau betreffende Zusammenstellungen in diesem Bericht zeigen die Erfolge und besonders notwendige Aufgaben für den Wasserbau. Die Hochwasserereignisse in Sachsen in den Jahren 1954, 1957 und 1958 hatten ein umfangreiches Hochwasserschutzprogramm zur Folge. Nach Tabelle 3 in [1] wurden allein von 1961 bis 1970 im Einzugsgebiet der Elbe auf dem Territorium der ehem. DDR 20 Talsperren und Rückhaltebecken in Betrieb genommen. Auf tschechischem Gebiet kamen 19 Anlagen hinzu.

Den Deichen wird in [1] ein guter Zustand bescheinigt, aber nur im Bereich der staugeregelten Elbe und Moldau auf tschechischem Gebiet. Nicht ausreichend ist dort auf vielen Kilometern die Deichhöhe, die oft nur gegen ein HQ_3 oder HQ_5 sicher ist. Auf deutschem Gebiet kehren die Deiche im Einzugsgebiet der Elbe fast ausschließlich gegen ein HQ_{100} , aber der bauliche Zustand fordert erhebliche Instandsetzungsmaßnahmen. Die Ereignisse im August 2002 haben das leider eindrucksvoll bestätigt.

3 Deichertüchtigungen

Nicht jedes Hochwasser erreicht die Größe des Augusthochwassers 2002. Doch auch kleinere, insbesondere lang anhaltende hohe Wasserstände, können große Gefahren für die Deiche an der Elbe und ihren Nebenflüssen hervorrufen. Eine große Durchlässigkeit, fehlende Standsicherheit, starker Baumbewuchs und immer wieder Schwachstellen werden den deutschen Deichen im Einzugsgebiet der Elbe bescheinigt [1]. Fehlende Deichhöhe wird für einzelne Bereiche bemängelt.

Zahlreiche konstruktive Vorschläge wurden erarbeitet, um die Deiche zu sichern. Abgesehen von Neubauten, teils mit Rückverlegungen verbunden, sehen praktisch alle entweder eine Aufhöhung oder eine Dichtung der Deiche vor. Der folgende Vorschlag soll beides vereinen. Für alle mittleren Hochwasserereignisse bis zur Höhe der Deichkrone stabilisiert eine Innendichtung den Deich, bei drohender Überspülung kann der Deich einfach und vor allem schnell erhöht werden. Dazu wird von der Deichkrone aus eine Stahlspundwand (Abb. 1 und 2), deren Profil möglichst einheitlich festzulegen ist, in den Deich eingebracht [2]. Ihre Länge richtet sich nach der Deichhöhe und den Untergrundverhältnissen. In einheitlich festzulegenden, vom gewählten Spundwandprofil abhängigen Abständen von etwa 3 bis 5 m werden an die einzubringenden Spundbohlen Einstecklaschen schon beim Herstellen der Bohlen fest angeschweißt, die nach dem Einbringen der Spundbohlen durch Deckel verschlossen werden. Dadurch ist der Deich für alle Hochwasserereignisse, bei denen die Deichkrone nicht erreicht wird, ausreichend gesichert.

Droht das Hochwasser höher zu steigen, dann werden von zwei Einsatzkräften die Deckel entfernt und in die Einstecklaschen leichte Doppel-T-Träger (vorzugsweise aus Aluminium) eingesteckt. Zwei bis vier weitere Einsatzkräfte führen anschließend zwischen die Doppel-T-Träger leichte Dichtungskörper ein, deren Abmessungen fast den Abständen der Träger entsprechen (geringer Spielraum) und die den Belastungen aus dem Wasserdruck standhalten müssen. Je nach vorausgesagtem Hochwasserstand können zwei oder mehrere Dichtungskörper übereinander eingebaut werden. Da an vielen Stellen gleichzeitig gearbeitet werden kann, ist der Deich in kurzer Zeit auf großer Länge erhöht. Aus nicht von Überschwemmungen bedrohten Gebieten können weitere Dichtungskörper ausgeliehen werden, was die Anzahl der in unmittelbarer Nähe der Deiche vorzuhaltenden Dichtungskörper reduziert. Nach Ablauf der Hochwasserwelle werden die Dichtungskörper und die Doppel-T-Träger wieder entfernt, gereinigt und sicher gelagert.

Das dauerhafte Erhöhen bisher zu niedrig gewesener Deiche bzw. ihre Anpassung an neu festgelegte Bemessungshochwasserstände kann unabhängig von

den beschriebenen Deichsicherungen erfolgen. Es kann auch nach dem Rammen (Rütteln) der Spundwände durchgeführt werden, und je nach zur Verfügung stehenden Baukapazitäten bzw. Geldern und je nach Jahreszeit (Rasenansaat) auch später erfolgen. Nur bis zur endgültigen Fertigstellung des Deiches würden dann lediglich die oberen Teile der Spundwände sichtbar sein und das Landschaftsbild stören.

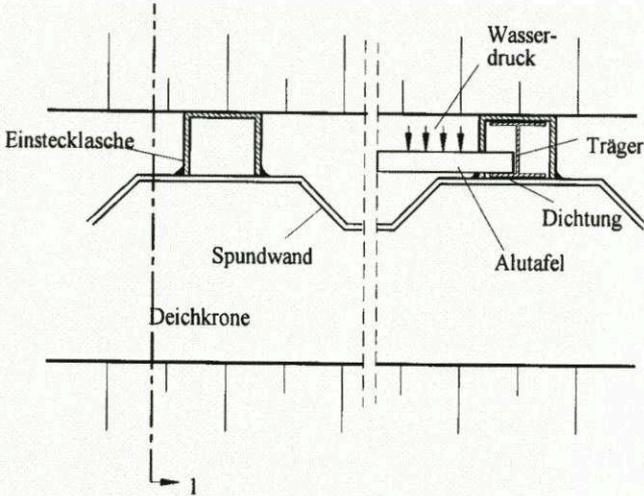


Abbildung 1 Draufsicht auf die Deichkrone

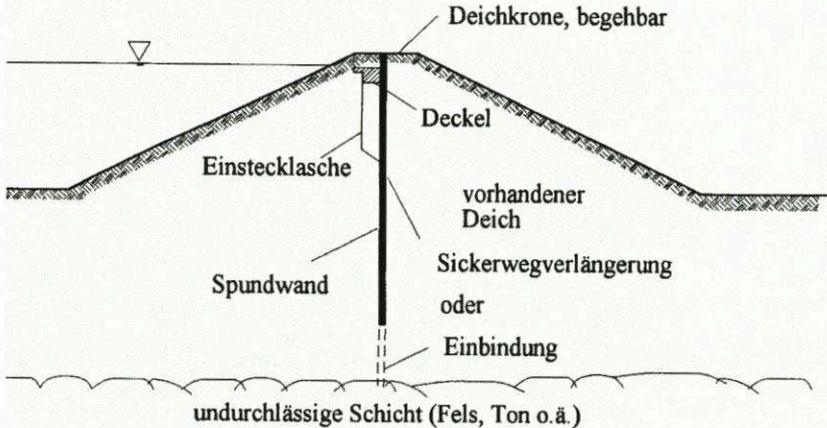


Abbildung 2 Deichquerschnitt, Spundwand und Einstecklasche (Schnitt 1 - 1)

4 Das Wehr im Lockwitzbach

In Dresden kam es am Lockwitzbach am 12. August 2002 zu einer Überflutung von Wohnhäusern, Straßen und Gärten. Neben dem großen Hochwasserabfluss, dessen genaue Größe nicht feststellbar ist, weil Pegel mitgerissen wurden, wurde auch das im Lockwitzbach befindliche Schwingwehr als Ursache der Katastrophe vermutet. Der seit Tagen etwa 60 cm geöffnete Verschluss des Schwingwehres konnte nicht höher gezogen werden, als die Flut kam. Selbst ein 9 – t – Kran konnte den Verschluss nicht aus dem versperrten Abflussprofil herausheben. Wie die Untersuchungen in [3] zeigten, war das Wehr nicht die einzige Ursache der Überschwemmung. Ein etwa 20 m unterhalb des Wehres befindlicher Durchlass muss in alle Überlegungen einbezogen werden.

Bisher beobachtete Hochwasserabflüsse im Lockwitzbach betragen 30 bis 35 m^3/s . Bei solchen Abflüssen hat die Einengung bei Profil 6 einen besonders großen Einfluss auf die Wasserstände, die anderen Profile lassen das Wasser ohne wesentlichen weiteren Aufstau durch, vorausgesetzt, das Wehr lässt sich normal bedienen, siehe auch Abb. 3.

Der klemmende Wehrverschluss führte schon bei 30 m^3/s zu einer Ausuferung. Mit der Zunahme des Abflusses auf 40 m^3/s und mehr wird der enge Straßendurchlass der Tögelstraße, auch als Brücke bezeichnet, zum entscheidenden Abflusshindernis. Am Wehr führt das zu einem rückgestauten Durchfluss unter dem nicht gezogenen Wehrverschluss, was zu einer Minderung der Abflussleistung am Wehr führt. Der Anteil des Wehres an der Wassertiefe im überschwemmten Gebiet und somit an der Höhe des Schadens nimmt mit steigendem Zufluss ab. Die Abb. 3 zeigt berechnete Wasserspiegel für einen Abfluss von 50 m^3/s . Dabei gilt Linie 1 für den Fall, dass kein Wehr vorhanden wäre, Linie 2 für ein funktionsfähiges und Linie 3 für das nicht funktionierende Wehr (Schütz klemmt).

Bei Abflüssen um 60 m^3/s werden die Unterschiede zwischen den Abflüssen bei nicht vorhandenem Wehr (Linie 1), hochgezogenem Verschluss (2) und nicht funktionierendem Wehr (3) immer kleiner, d. h. die Tögelstraße selbst und vor allem der viel zu enge Durchlass stauen die gesamte betroffene Umgebung schon so hoch ein, dass nur noch ein kleiner Anteil des Wassers unter dem klemmenden Schütz durchfließt, der weitaus größere Anteil bereits neben dem Wehr vorbeifließt.

Das Nichtfunktionieren ist auf einen konstruktiven Fehler am Wehr selbst zurückzuführen, der bei der Rekonstruktion der Anlage gemacht wurde. Die früher vorhandene federnd am Verschluss angebrachte Seitendichtung wurde bei der Rekonstruktion durch eine mit dem Verschluss starr verschraubte Dichtung

(Notenprofil) ersetzt. Die neue Dichtung ist den Dehnungen des Verschlusses bei Erwärmung ausgesetzt und wird dadurch an die seitlich im Beton befindlichen Schleifleisten angedrückt. Diese Schleifleiste ist im oberen Teil erheblich verrostet.

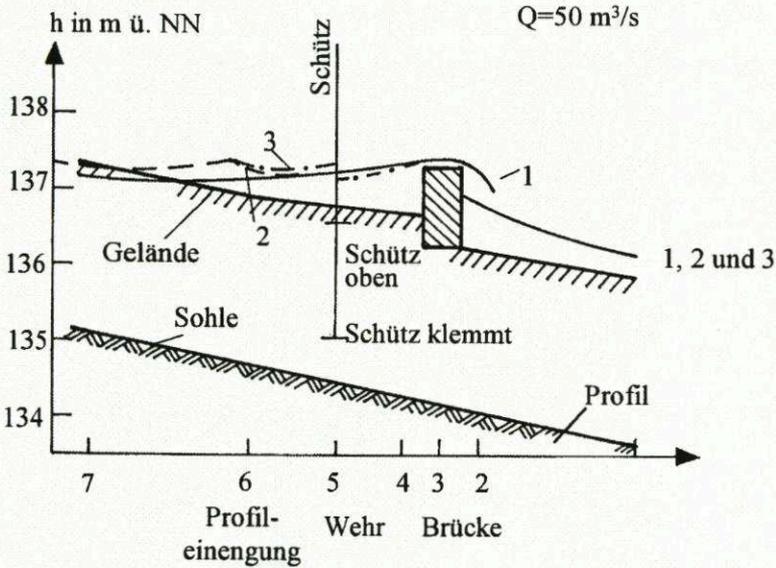


Abbildung. 3 Wasserspiegellagen bei $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$

Im Projekt zur Rekonstruktion des Schwingwehres am Lockwitzbach in Dresden sind die Aufzugskräfte falsch berechnet worden. Kann man beim Reibungsbeiwert noch geteilter Meinung sein (auch weil sein Einfluss nicht sehr groß ist), so ist die Berechnung des Druckes D_W , mit dem die Dichtung gegen die Schleifleiste gedrückt wird, falsch und von größerem Einfluss. Zunächst soll der Reibungsbeiwert untersucht werden. Die Literatur liefert keinen Wert für die Reibung zwischen Gummi und verrostetem Stahl. Der im Projekt angenommene Wert für $\mu = 0,8$ soll deshalb mit drei Zitaten aus [4] kritisch betrachtet werden.

- 1) S. 199 „Sofern ein inniger Kontakt zwischen Gummi und Bauwerksfläche vorhanden ist, sind hohe Reibungsbeiwerte bis weit über 1 möglich.“
- 2) S. 200 „Bei Elastomerlagern von 50° Shore wurden beispielsweise Reibbeiwerte gemessen, die etwa halb so groß sind wie nach Bild 4.84.“ (Anmerkung: Auf dem Bild 4.84 in [4] sind Shore-Werte von 60 ° dargestellt, das am Schwingwehr verwendete Notenprofil wird mit 70 ° angegeben).
- 3) S. 201 „Es wurde beobachtet, dass unter lang anhaltenden Auflagerpresungen die Reibzahl kräftig ansteigen kann.“

Da konkrete Zahlen für den Reibungsbeiwert nicht für den hier vorliegenden Fall aufgeführt sind, wurde in [3] mit $\mu = 1,0$ gerechnet.

Wesentlicheren Einfluss auf die Größe der Aufzugskraft hat die Berichtigung der auf die Dichtung wirkenden Kräfte. Diese haben sich bei der Rekonstruktion entscheidend geändert. Eine Prinzipskizze der alten Dichtungsvariante zeigt Abb. 4 auf der linken Seite, rechts ist die neue Dichtung dargestellt.

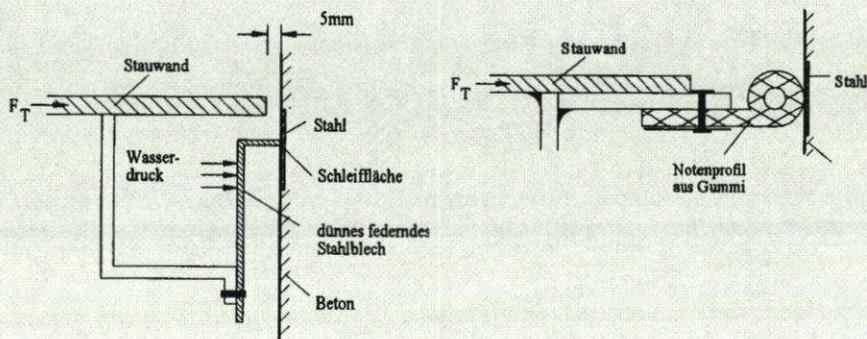


Abbildung 4 Seitendichtungen vor (links) und nach der Rekonstruktion (rechts)

Wie aus den Skizzen hervorgeht, konnte die alte Dichtung eine temperaturbedingte Dehnung der Stauwand von insgesamt 10 mm problemlos aufnehmen. Für die neue Dichtung wurde die Temperaturdehnung nicht berechnet. Als Belastung der Dichtung wurde lediglich der Wasserdruck auf die etwa 5 cm breite linke Seite des Notenprofils angesetzt. Die Belastung F_T aus der temperaturbedingten Dehnung ist um Größenordnungen größer.

Das Montageende war auf den 30. 4. 1991 festgelegt. Nach der Dokumentation zur Rekonstruktion ist der Profilnotengummi „nach Montage der Stauwand mit 2 mm Vorspannung einzupassen.“ Wenn auch die Spannung nicht in mm gemessen wird, ist der Sinn dieser Aussage doch verständlich.

Es muss davon ausgegangen werden, dass an den Tagen vor dem 12. 8. 2002 wesentlich höhere Temperaturen herrschten als am Tag der Dichtungsmontage. Am Nachmittag des 1. 6. 2003 fühlte sich die Stauhaut warm an bei einer Umgebungstemperatur von 25°C und leichter Bewölkung. Beachtet man außerdem, dass die Stauhaut in südliche Richtung zeigt, sind Annahmen von zeitlichen Temperaturunterschieden im Stahl zwischen 20 und 60 K zu vertreten. Mit der Gl. (1) lassen sich Längenänderungen der etwa 8,50 m breiten Stauwand einfach berechnen.

$$\Delta l_T = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot l \quad (1)$$

Mit $\alpha_T = 12 \cdot 10^{-6}$, dem linearen Ausdehnungskoeffizienten für Stahl, ergeben sich die in der Tabelle 1 dargestellten Längenänderungen.

Tabelle 1 Längenänderungen der Stauwand

ΔT in Kelvin	20	30	40	50	60
Δl_T in mm	2,04	3,06	4,08	5,1	6,12

Von der früheren Dichtung wären diese Längenänderungen problemlos aufzunehmen gewesen. Bei der neuen Dichtung führen die Längenänderungen zu Spannungen, die von der Stauhaut auf die Dichtung und von dieser auf die Schleifleiste in der seitlichen Wand übertragen werden. Diese Spannungen pressen die Dichtung fest an die Schleifleiste.

Da keine Angaben zu bekommen waren, wann das Wehr zuletzt ohne Schwierigkeiten hochgezogen werden konnte (und somit über die Temperatur an diesem Tag), soll vorsichtshalber von der nur geringen Temperaturdifferenz von 30 K ausgegangen werden. Das bedeutet, dass die im August 2002 tagelang einwirkende Sonne das Staublech um 30 K gegenüber der unbekanntenen Vergleichstemperatur erwärmt hatte. (Eine höhere Annahme für die Temperaturdifferenz wäre sicher auch gerechtfertigt.). Die Längenänderung von etwa 3 mm soll auf beide Seitendichtungen gleichmäßig (also je 1,5 mm) einwirken. Die spezifische Verformung der ca. 15 mm dicken Wände des Notenprofils beträgt folglich 0,1. Für diese Verformung ergibt sich nach Bild E 60-3 in [5] eine Spannung von $0,08 \text{ kN/cm}^2$, die das Notenprofil auf die Schleifleiste überträgt. Die Übertragung erfolgt auf einer Breite des nunmehr zusammengedrückten Notenprofils von etwa 4 cm. Die beiden je 1,962 m langen Dichtungen haben damit eine Fläche von $2 \cdot 4 \cdot 196,2 = 1569 \text{ cm}^2$. Mit dem Reibungsbeiwert von $\mu = 1,0$ und der o. g. Spannung ergibt sich eine Vertikalkraft von $F = 1569 \cdot 0,08 \cdot 1,0 = 125 \text{ kN}$ (12,5 t). Schon diese nicht besonders ungünstig gewählten Annahmen zeigen, dass der eingesetzte 9-t-Kran nicht in der Lage war, das Wehr zu öffnen.

Sollte das Wehr weiterhin benötigt werden, was bei insgesamt drei Besuchen vor Ort nicht festgestellt werden konnte, dann muss die alte Dichtung wieder hergestellt werden, um Dichtigkeit und Beweglichkeit wieder zu garantieren. Ein Abriss des Wehres, aus Gründen des Denkmalschutzes kaum möglich, bringt nur dann eine größere Sicherheit gegen Überschwemmung, wenn der Durchlass Tögelstraße, also die Brücke, erweitert wird. Am 19. 6. 2003 konnte festgestellt werden, dass die Tögelstraße asphaltiert wird bei alten Abmessungen des

Durchlasses. Ob dafür eine wasserwirtschaftliche Genehmigung vorliegt oder überhaupt ein Wasserbauer gefragt wurde, darf bezweifelt werden.

5 Pöppelmannbrücke Grimma

Besonders große Hochwasserschäden traten in Grimma auf. Die Hauptursache war das zeitgleiche Zusammentreffen der Abflüsse eines HQ_{1000} in der Freiburger Mulde und eines HQ_{200} der Zwickauer Mulde. Beide Flüsse vereinen sich 10 km oberhalb von Grimma. Hinzu kam, dass die Mulde vor Grimma ihr breites Profil verlässt und immer mehr eingezwängt wird durch die Stadt und den hoch aufragenden Stadtwald. Am Ende dieses etwa 1,5 km langen engen Profils verbaut ein Durchlass über 50 Prozent des Flussquerschnitts. Doch dieses aus wasserbaulicher Sicht als Durchlass definierte Bauwerk ist eine Brücke und wurde vor 300 Jahren von Daniel Pöppelmann entworfen.

Die Pöppelmannbrücke in Grimma verursachte beim Auguthochwasser 2002 einen erheblichen Aufstau, schießenden Abfluss, große Kolke im Brückenbereich mit folgendem Einsturz eines Teiles der Brücke. In Grimmas Innenstadt entstanden durch das Hochwasser bisher nicht für möglich gehaltene Wasserstände, teilweise schießender Abfluss (Brückenbereich und Schulstraße) und, was besonders schwerwiegend ist, ein so schneller Anstieg des Wasserstandes, dass nur wenig Hab und Gut zu retten war. Die Abb. 5 zeigt die Brücke etwa zum Zeitpunkt des größten Abflusses.

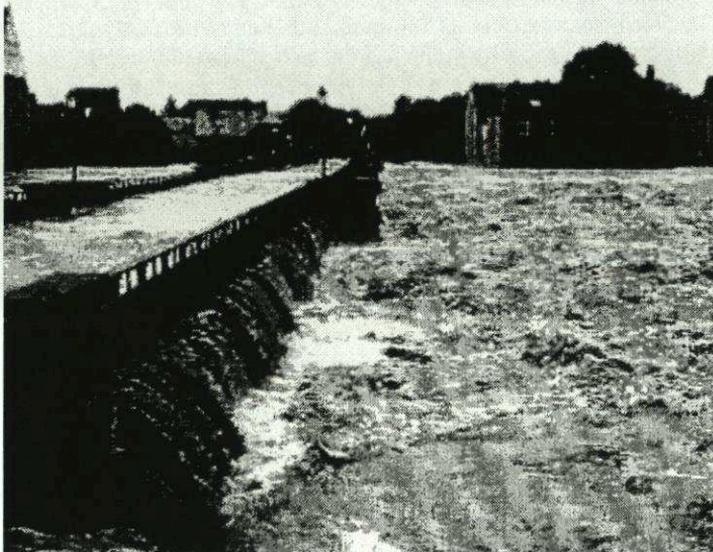


Abbildung 5 Pöppelmannbrücke beim Auguthochwasser 2002

Für den geplanten – möglichst historischen - Wiederaufbau der Brücke waren wasserbauliche Begleituntersuchungen durchzuführen [6]. Ziel dieser Berechnungen war die Beurteilung verschiedener Varianten für den Brückenbau nach Kriterien wie Verbaunungsverhältnis, Aufstau, Fließwechsel, Kolkbildung und deren Einfluss auf die Standsicherheit der Brücke.

Für die vergleichenden Untersuchungen mussten Werte ermittelt und festgelegt werden wie z. B. Gefälle $I = 0,5$ Promille; Flussquerschnitt beginnend bei 121,2 m über NN (tiefster Punkt) mit 1 : 18 geneigter Sohle bis zur Wassertiefe $h = 4$ m, danach Neigung 1 : 2. Rauheitsbeiwert für Sohle, Böschung und Brückenpfeiler einheitlich $k_{st} = 37 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Vergleichsberechnungen mit anderen Profilen (insbesondere anderer Sohlenhöhe) und anderem Gefälle wurden durchgeführt. Der Abfluss Q in m^3/s , dessen Spitzenwert und auch seine Verteilung (Durchfluss durch die Stadt !) erst Ende 2003 genauer angegeben werden können, wurde in dieser Ausarbeitung als unabhängig Veränderliche betrachtet und bis maximal $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ angenommen.

Die ausgezogene Linie ist die Abflusskurve des angenommenen Flussprofils ohne Brücke. Die unterbrochene Linie zeigt den Einfluss der zunächst noch intakt gewesenen Brücke. Das HQ_{1954} wird mit $1740 \text{ m}^3/\text{s}$ angegeben.

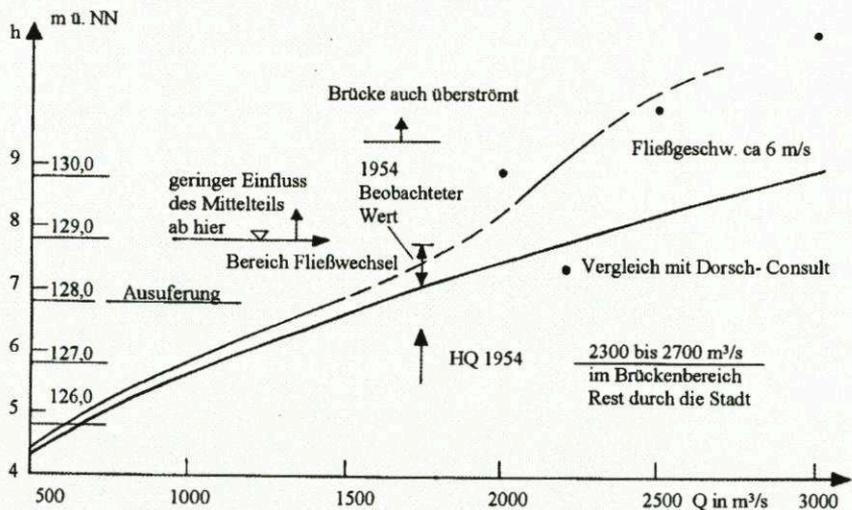


Abbildung 6 Wasserstände, Abflussverhalten und Stauwerte für die vor dem Hochwasser vorhandene Pöppelmannbrücke

Anmerkungen zur Abbildung 6

- Der 1954 beobachtete Wert für den Aufstau liegt höher als hier berechnet.

- Beginnender Fließwechsel ist immer ein gewisser Bereich, kein klar definierter Punkt.
- Mit Berechnungen des Dorsch-Consult (eindimensionale Modellierung) verglichene Werte liegen im Bereich der eigenen Berechnungen.
- Im Bereich der Brücke sind im August 2002 geschätzte 2300 bis 2700 m³/s abgeflossen, durch Grimma etwa 400 bis 500 m³/s.
- Mit hoher Wahrscheinlichkeit lag zur Bauzeit (Einweihung der Brücke 1719) die Sohle der Mulde tiefer als in den vorliegenden Berechnungen angenommen wurde, aber gegenwärtig liegt die Sohle im Brückenbereich über den Rechenwerten!
- Als der Wasserstand das Sprengwerk und die Fahrbahn erreichte, überlagerte ein Absperschwall den hohen Wasserstand. Das führte zu plötzlich ansteigendem Wasserstand, schießendem Abfluss in der Schulstraße (der 5. Parallelstraße weg von der Mulde, also etwa 600 m entfernt vom Fluss), Hereinstürzen des Wassers durch die senkrecht zur Mulde verlaufenden Straßen und zu bis 6 m tiefen Kolken im Brückenbereich, bis die ersten Pfeiler zusammenbrachen.

Dass die Sohle der Mulde in Grimma vor 300 Jahren tiefer lag, geht aus Bildern zur Brücke aus dieser Zeit hervor. Die Ablagerungen auf der Flusssohle sind vor allem auf zwei Wehre in Golzern und zwischen Golzern und Grimma sowie auch auf die Pöppelmannbrücke selbst zurückzuführen. Das feste Wehr zwischen Golzern und Grimma ist inzwischen so sedimentiert, dass es auf Karten nicht mehr dargestellt wird. Das Wehr in Golzern abzubauen, stößt auf Widerstände des Nutzers (Stromgewinnung) und der Naturschützer wegen der dann geringeren Wasserspiegelhöhen.

6 Zusammenfassung

Wie die Beispiele zeigen, liegt das Betätigungsfeld des Wasserbauers nicht nur bei den Wasserbauwerken. Brückenbauer, Architekten, Denkmalschützer, aber auch Naturschützer, Landwirte und Stadtplaner sollten mehr als bisher den Rat der Wasserbauer einholen, wenn ihr Tätigkeitsfeld am oder gar im Wasser liegt.

Klimaforscher, Meteorologen und weitere Experten warnen vor einer Zunahme extremer Wetterereignisse sowohl nach der Größe als auch nach der Häufigkeit. Demzufolge ist die Forderung „Gebt den Flüssen mehr Raum“ verständlich.

Wasserbauliche Erkenntnisse zum Einfluss von Brücken und ähnlichen den Fluss einschnürenden Bauwerken gab es zur Zeit Pöppelmanns noch nicht – heute sind sie vorhanden. Ein historischer Wiederaufbau der Brücke mit einem Verbaunungsverhältnis von über 50 % ist aus wasserbaulicher Sicht abzulehnen. Heute wäre eine solche Brücke nicht genehmigungsfähig. Viele andere einge-

stürzte Brücken zeigen eindrucksvoll, wie wichtig die Zusammenarbeit des Brückenbauers mit dem Wasserbauer ist.

7 Literaturverzeichnis

- [1] Bestandsaufnahme des vorhandenen Hochwasserschutzniveaus im Einzugsgebiet der Elbe. Internationale Kommission zum Schutz der Elbe (IKSE). Magdeburg 2001
- [2] Hochwasserschutzwand. Deutsches Patent- und Markenamt, München, Anmeldernummer-Nr. 2661977
- [3] Lattermann, E. Gutachten zum Schadensfall vom 12. 8. 2002 am Lockwitzbach. Landgericht Dresden, Geschäftsnummer 9 – OH – 4197 / 02 (unveröffentlicht)
- [4] Eggert/Kauschke „Lager im Bauwesen“, 2. Auflage, Berlin 1996
- [5] Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen, 9. Auflage (1996)
- [6] Lattermann, E. Wasserbauliche Stellungnahme zum geplanten Wiederaufbau der Pöppelmannbrücke in Grimma. AG.: Planungsbüro Köhler und Seitz, Dresden 2003 (unveröffentlicht)

apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Eberhard Lattermann
TU Dresden
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
01062 Dresden
E-Mail: eberhard.lattermann@mailbox.tu-dresden.de