



DIPLOMARBEIT

Master's Thesis

Ein Beitrag zur flussmorphologisch orientierten Untersuchung der Sohlstabilität der Donau zwischen Wien und Marchmündung

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs unter der Leitung von

o.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dieter Gutknecht
und Dipl.-Ing. Tim Fischer-Antze

E222, Institut für Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Ing. Gerhard Klasz

Matr.-Nr.: 8225355

Dresdnerstraße 112/5/12, 1200 Wien

Wien, im Dezember 2002

INHALT

1	Zusammenfassung	5
	Abstract	8
	Vorwort und Danksagung	10
2	Problemstellung und Überblick	11
3	Randbedingungen	13
3.1	Geologie und erste Angaben zur Flussmorphologie	13
3.2	Abflussverhältnisse	17
3.2.1	Extreme Abflüsse	17
3.2.2	Abflussregime	18
3.3	Wasserstände und Wasserspiegelgefälle	20
3.4	Erste Angaben zur Eintiefungstendenz	22
3.5	Sediment, Sohl- und Geschiebekennwerte	28
3.5.1	Donaukies	29
3.5.2	Feinsedimentauflage	32
3.6	Erste Angaben zur mittleren Flusstopographie	34
3.7	Erste Angaben zum Geschiebetransportvermögen	34
3.8	Überblick über anthropogene Eingriffe seit etwa 1800	37
3.9	Donaukraftwerk Freudenu, Unterwassersicherung	42
4	Flussmorphologische Strukturen und Prozesse	45
4.1	Generelle Beschreibung	45
4.2	Gewässerbettstrukturen	46
4.2.1	Alternierende Kiesbänke und damit verbundene Kolk-Furt-Sequenz	47
4.2.2	Bogensituationen	48
4.2.3	Durch Regulierungsbauwerke stark beeinflusste Bereiche	49
4.3	Breiten- und Tiefenvarianz	52
4.4	Uferstrukturen	53
4.5	Flussmorphologisch relevante Prozesse	55
4.5.1	Sohlerosion, Prozessverständnis und weiterführende Bearbeitung	55
4.5.2	Geschiebetransport	60
4.5.3	Geschiebetransport und Transportkörper	62
4.5.4	Eine Anmerkung zur Kiesbankdynamik	64
4.5.5	Profildynamik, Auflandungs- und Eintiefungszonen	64
4.5.6	Deckschichtbildung	67

4.5.7	Abrieb und Sortierung	68
5	Geschiebetransport und Sohlstabilität, theoretische Grundlagen	69
5.1	Strömungsbedingte Sohlbeanspruchungen	70
5.1.1	Sohlschubspannung und deren quantitative Erfassung	70
5.1.2	Die transportwirksame (Sohl)Schubspannung	71
5.1.3	Ein Hinweis zur Schraubstrahlbeanspruchung	73
5.2	Die kritische (Sohl)Schubspannung	75
5.2.1	Zur Beanspruchbarkeit von Mischsohlen	77
5.3	Geschiebetransportgleichung nach Meyer-Peter und Müller	78
5.3.1	Anwendungsgrenzen und Voraussetzungen der Meyer-Peter-Formel	79
5.3.2	Übertragung auf natürliche Gerinne	80
5.4	Bilanzgleichung	81
5.5	Abrieb	82
5.6	Deckschichtbildung	83
5.7	Zum Begriff der Stabilität und des Sohlgleichgewichtes	84
5.8	Selbststabilisierungsmechanismen in Erosionsstrecken	85
6	Normalgeschiebezugabe versus Sohlvergrößerung	87
6.1	Zur Methode der Normalgeschiebezugabe	87
6.2	Grobkornzugabe zur Deckschichtbildung	90
6.3	Versuch einer Synthese: Granulometrische Sohlverbesserung	93
6.4	Begleitende wasserbauliche Maßnahmen	95
6.4.1	Niederwasserregulierung	95
6.4.2	Gewässervernetzung	96
6.4.3	Uferrückbau	97
6.5	Das Flussbauliche Gesamtprojekt der Wasserstraßendirektion	98
6.5.1	Granulometrische Sohlverbesserung im Flussbaulichen Gesamtprojekt	100
6.5.2	Überlegungen zur Materialeffizienz	101
6.6	Zum Vergleich der Sohlstabilisierungsmethoden	103
7	Geschiebehydraulische Berechnungen für eine Musterstrecke	106
7.1	Zweck der Berechnung, Fragestellung	106
7.2	Methodik und Eingangsdaten	107
7.3	Geschiebetransportvermögen im Referenzzustand „1996“	109
7.3.1	Geschiebetransportvermögen unter Hochwasserabflüssen	109
7.3.2	Bettbildender Durchfluss	110

7.4	Rechnerische Geschiebebilanz	111
7.5	Ergänzende Sensitivitätsuntersuchungen	113
7.5.1	Mittlerer Korndurchmesser	113
7.5.2	Rauhigkeitsverhältnis k_s/k_r	114
7.5.3	Sensitivität als Funktion des Energieliniengefälles	114
7.5.4	Gerinnebreite	115
8	Möglichkeit einer optimierten Geschiebebewirtschaftung	117
8.1	Überlegungen im Zusammenhang mit den Furten	118
8.2	Sohlstabilisierung und Uferrückbau	118
8.3	Sohlstabilisierung und Gewässervernetzung	120
8.4	Quantitative Angaben zur Geschiebebewirtschaftung	122
8.5	Andere wasserbaulich relevante Aspekte	124
	Abkürzungsverzeichnis	126
	Verwendete Formelzeichen	127
	Literatur und verwendete Unterlagen	129
	ANHANG A (Grafiken)	137
	ANHANG B (Rechnung nach Meyer-Peter, Referenzzustand „1996“)	139
	ANHANG C (Rechnung nach Meyer-Peter, Sensitivitätsuntersuchung)	141

1 Zusammenfassung

Im untersuchten Abschnitt zwischen Wien und Hainburg hat die Donau sowohl naturnahe als auch flussbaulich geprägte morphologische Strukturen, denn einerseits wurden die Ufer durch Uferdeckwerke und Regulierungsbauwerke fixiert, der Flusslauf also festgelegt, andererseits blieb die Flusssohle beweglich und formbar.

Im gestreckten Abschnitt zwischen Wien und Fischamündung findet man alternierende Kiesbänke mit einem mittleren Abstand von etwa 1,8 km. Flussbauliche Eingriffe (Buhnen, Leitwerke) haben diese Bänke weitgehend in ihrer Lage fixiert. Im Übergang zwischen den Kiesbänken liegen die Furten; dies entspricht dem Muster einer „riffle-pool“-Sequenz. Stromab der Fischa-mündung wird die Morphologie primär durch die Abfolge langgestreckter Gerinnebögen bestimmt, mit einer lokalen Besonderheit bei Str.km. 1901 (Orther Inseln am Außenbogen).

Ein dominantes Merkmal der flussmorphologischen Eigendynamik ist die Tiefenerosion des Stromes, welche nach heutiger Kenntnis bereits durch die Regulierung (vor knapp über hundert Jahren) initiiert wurde, zunächst aber nur sehr schwach und latent wirksam war. Durch laufende Eingriffe (Geschieberückhalt in der Oberliegerstrecke, Baggerungen in der Strecke) verstärkte sich dann die Eintiefung. Für den Zeitraum der letzten zwanzig oder dreißig Jahre können mittlere Eintiefungsraten von etwa 2 bis 3,5 cm/Jahr angegeben werden. Die Erosion verläuft aber im Längsschnitt und im zeitlichen Verlauf keineswegs gleichförmig, denn vorübergehend und lokal kommt es durchaus auch zu Auflandungen, speziell in den Furten, was dort zu Behinderungen der Schifffahrt führen kann. Eine durchgehende Fahrwassertiefe von 25 dm unter dem Regulierungsniederwasser (RNW) ist im derzeitigen Zustand jedenfalls nicht gegeben, die nautischen Empfehlungen der Donaukommission blieben damit bislang unerfüllt.

Das Wasserspiegelgefälle liegt im Mittel bei $0,4 \text{ m/km}$, mit einer leichten Gefällszunahme in Fließrichtung. Erwartungsgemäß treten bei Niederwasser verstärkt lokale Abweichungen vom mittleren Gefälle zutage, vor allem in Verbindung mit dem Wechsel zwischen Kolk- und Furtabschnitten.

Das Sohlmaterial hat einen mittleren Korndurchmesser von etwa 25 bis 30 mm, ist also im Wesentlichen als Grobkies zu bezeichnen. In Längsrichtung ist eine durch Abrieb (und Kornsortierung) bewirkte Abnahme der größeren Fraktionen erkennbar.

Mit der Errichtung der Staustufe Wien-Freudenau wurde eine Unterwassersicherung wasserrechtlich vorgeschrieben, und zwar in Form einer Normalgeschiebezugabe, mit einer Zugabemenge (im langjährigen Mittel) von etwa $180.000 \text{ m}^3/\text{a}$. Für die Unterliegerstrecke wird dadurch nur die Verstärkung der Eintiefung zufolge der Staustufe kompensiert, nicht jedoch die Eintiefung an sich. Praktische Erfahrungen mit dieser Methode liegen am Oberrhein (unterhalb der Staustufe Iffezheim) und eben im untersuchten Donauabschnitt seit etwa 1996 vor.

In der vorliegenden Arbeit wird das Geschiebetransportvermögen der Donau nach dem Verfahren von Meyer-Peter berechnet, und zwar für eine längere Musterstrecke. Wegen des relativ geringen Gefälles werden die Anwendungsgrenzen des Verfahrens im Prinzip überschritten. Die

Rechenergebnisse reagieren teilweise sehr sensitiv auf einzelne Eingangsgrößen; vor allem die Erfassung des Verhältnisses zwischen Gesamtrauhigkeit und Flächenrauhigkeit k_s/k_r und die Einschätzung des charakteristischen Korndurchmessers d_m haben, wie im Rahmen einer Sensitivitätsuntersuchung gezeigt wird, einen sehr starken Einfluss auf das Resultat. Aus diesem Grund werden auch Kontrollen auf Basis von Geschiebebilanzierungen durchgeführt.

Für langjährig gemittelte Abflussverhältnisse ergibt die Rechnung ein Geschiebetransportvermögen von etwa 320.000 m³/a, was mit den beobachteten Eintiefungsraten und der damit abgeleiteten Geschiebebilanz vereinbar ist. Eine Literaturrecherche liefert geringfügig höhere Werte (zwischen ca. 350.000 und 400.000 m³/a). Aufgrund der nichtlinearen Beziehung zwischen Abfluss und Transportintensität sind die rechnerischen Transportleistungen der einzelnen Jahre stark unterschiedlich. Für die (an sich kurze) Reihe 1981/1995 wurden Werte (jeweils nach Meyer-Peter) zwischen etwa 161.000 m³/a (1984) und etwa 551.000 m³/a (1988) berechnet. Extrem transportwirksam sind kleinere, aber langanhaltende Hochwässer, etwa jenes von 1965, das über etwa fünf Monate andauerte und mit einer rechnerischen Transportleistung von etwa 890.000 m³ verbunden war. Abflussstärkere Hochwässer sind im Allgemeinen deutlich kürzer und damit letztlich weniger transportwirksam; so kann für das Hochwasserereignis im August 1991 eine Geschiebetransportkapazität von nur etwa 133.000 m³ abgeschätzt werden.

Methodik und Ergebnisse gewässerkundlicher Arbeiten werden sehr stark vom zugrundegelegten Maßstab bestimmt, also davon, ob primär lokale oder doch eher großräumige Phänomene betrachtet werden (sollen). Im vorliegenden Fall sind großmaßstäbliche Prozesse von Interesse, die lokale Variabilität des Stromes und der hier ablaufenden Vorgänge liegen also weitestgehend außerhalb des Blickfeldes. Insofern sind die vorgenommenen Untersuchungen und Auswertungen als fragmentarisch zu bezeichnen. Andererseits treten die Zusammenhänge zwischen Geschiebehaushalt, Gewässerdynamik und Morphologie in groben Zügen recht klar zutage.

Aus wasserbaulicher Sicht besteht nach dem Scheitern des Kraftwerksprojektes bei Hainburg natürlich nach wie vor die Möglichkeit der Errichtung einer oder mehrerer Staustufen, doch damit würde die freie Fließstrecke verloren gehen. Solche Varianten sind im Nationalpark Donau-Auen überaus unrealistisch geworden. Alternative Ansätze zur Sohlstabilität gehen daher von der Normalgeschiebezugabe oder einer flächigen Sohlvergrößerung aus; letztere, auch als „Granulometrische Sohlverbesserung“ bezeichnet, nutzt die starke Abnahme des Geschiebetransportvermögens bei Vergrößerung des mittleren Korndurchmessers. Dieser Zusammenhang wird auch in der vorliegenden Arbeit gezeigt, und zwar auf Basis des Rechenverfahrens von Meyer-Peter.

Die Möglichkeiten der Sohlvergrößerung werden aber durch die Donauschifffahrt begrenzt. Gerade bei Niederwasser, wenn die Schiffe häufig mit sehr geringem Flottwasser über die Sohle fahren, kommt es dort zu sehr starken lokalen Beanspruchungen durch den Schraubstrahl der Schiffe und umgekehrt können auch gröbere Steine (im Zuströmbereich) zum Propeller angesaugt werden, wodurch dann mit zunehmender (mittlerer) Korngröße schwerere Schäden an den Schiffsschrauben möglich sind. Aus diesem Grund wird eine starke Vergrößerung der Sohle als unverträglich mit der Schifffahrt beurteilt, es sei denn, man könnte die Schifffahrer (bei Niederwasser) zu einer reduzierten Abladetiefe verpflichten.

Mit der gelegentlichen Umpflüfung der Sohle durch den Schraubstrahl von Schiffen mit wenig Flottwasser wird einer nachhaltigen Deckschichtbildung entgegengewirkt, zumindest in weiten Teilen der Fahrrinne. Andererseits gibt es (aus früheren Arbeiten) Hinweise, dass sich die Stromsohle während der letzten Jahrzehnte infolge des verringerten Geschiebeeintrages (aus der Oberliegerstrecke) vergrößert hat. Mit einer Granulometrischen Sohlverbesserung würde man diesen Prozess lediglich unterstützen.

Unter den gegebenen ökologischen, nautischen und flussmorphologischen Randbedingungen könnte das flussbauliche Optimum dort liegen, wo die Elemente der Sohlvergrößerung (Granulometrische Sohlverbesserung), der Normalgeschiebezugabe und einer Gerinneverbreiterung (über dem RNW-Niveau) zu einer möglichst materialeffizienten Geschiebemanagement kombiniert werden. Eine solche Variante mit etwas größerem Kiesmaterial (d_m zwischen 30 und 40 mm) und in Form eines flächigen Kiesbelages, aber unter Aussparung der Furtabschnitte, wird in dieser Arbeit grob skizziert. Eine solche Lösung kann auch als Synthese aus verschiedenen, scheinbar widersprüchlichen flussbaulichen Ansätzen verstanden werden.

Abstract

The present river regime condition of the Danube between Vienna and the Austrian-Slovakian border is determined by river bed erosion. This problem originates not only from the river's channelization (in the late 19th century) but also due to permanent modifications, especially by retention of bed-load material in consequence of hydro power development in the upstream reach of the Danube (and some of its tributaries). Over the last twenty years annual deepening rates of the river bed were observed to be between 2 and 3,5 cm, with a clear increasing tendency.

In this paper [masters thesis], deepening rates are brought in relation to the changes of bed-load balance. The deficit between output, which is given by bed-load transport capacity, and input, which is given by bed-load supply, is compensated by changes of bed-material storage, and that results in river bed erosion. The banks of the Danube are fixed and stabilised generally by riprap, therefore erosion can only proceed in form of channel deepening.

According to the method of Meyer-Peter an averaged annual bed-load transport capacity of about 320.000 m³ is calculated. However the Meyer-Peter equation was developed for steeper sloping channels, steeper than the Danube. There are also elements of uncertainty in the formula: some parameters (k_s , k_r) cannot be measured directly, other parameters (such as d_m) can be specified theoretically, but they are influenced by stochastic effects, meaning that this parameter can significantly deviate from its mean value. Therefore other studies and investigations have been considered. The comparison of results shows a strong similarity. There is no contradiction between the calculated bed-load and the actually observed bed-material output.

The results of bed-load calculations are very sensitive in respect to some input parameters. By small variations of these values the results are strongly influenced. Most importantly d_m , the mean grain size: According to Meyer-Peter's formula the transport capacity can be reduced extremely by increasing the average grain size. This result has led to the development of the "Granulometric Bed Improvement" method.

In addition to these calculations and interpretation of the results, morphological patterns (such as alternate bars or riffle-pool sequences) and fluvial processes (such as abrasion of bed material or armouring) are briefly discussed. The relatively straight reach between Vienna and Fischamend is characterised by alternate gravel bars and by riffles with horizontal bottom and low water depth between the bars. The mean interval between the bars is about 1,8 km. Due to groynes and training works most gravel bars have become stable. Below Fischamend (river km: 1905), the morphology is determined mainly by a sequence of long stretched curves. There exists a particularity in form of gravel bars and islands on the outside bank of a curve near Orth (river km.: 1901).

The river bed is also strongly influenced by river navigation. On the one hand, dredging to maintain navigation depths (at least 2,5 m related to "RNW" = regulated low water) is often necessary, on the other hand the jets of propelling screws affect the bottom of waterway, which means

extremely heavy local stresses on the river bed. Therefore development of a surface armour layer is not possible.

There exists a multitude of possibilities for stabilisation of eroding river reaches. Since the construction of further barrages downstream from Vienna has become very unlikely, other stabilisation alternatives have been discussed also with significant controversy.

Permanent bed-load addition, which is feasible and well-tested in the river Rhein (downstream the barrage of Iffezheim), is expensive and must be evaluated to be not sustainable.

In the last years an alternative, called “Granulometric Bed Improvement”, has been developed. The idea is, to dump a layer of coarser gravel material (40/70 mm or so) over all exposed parts of riverbed, thereby changing the grain distribution in such a way that the bed-load transport capacity is decreasing and bed-load balance can be managed by relatively small amounts of permanent (coarse) bed load addition. This work can be done by hydro bottom-dump scows. Compared to the method of permanent bed-load addition over a long-time period, significantly less material is required.

Further improvements of this method may be possible. An optimised method of bed load management, which is discussed at the end of this paper [masters thesis], tries to combine different concepts: the Granulometric Bed Improvement, the variation of grain distribution (and thickness) depending on the morphological situation (riffles: finer; pools: coarser), removing bank protection in less exposed sections, so that bank erosion and the widening of channel can happen (but only above RNW), and the increase of flow capacity of bypass branches. In contrast to permanent bed-load addition such a synthesis of the introduced methods could result in a sustainable ecologically sound implementation scheme.

Vorwort und Danksagung

Diese Arbeit wurde auch durch meine berufliche Tätigkeit im Zivilingenieurbüro DonauConsult Zottl & Erber (früher: Zottl & Erber) geprägt. Seit dem Jahr 1996 konnten wir als Auftragnehmer der Wasserstraßendirektion und konnte ich als Sachbearbeiter, später auch als Projektleiter, an der Entwicklung des „Flussbaulichen Gesamtprojektes“ (für die Donau östlich von Wien) und an mehreren Projekten zur Gewässervernetzung und zum Uferrückbau arbeiten. Bei zwei dieser Gewässervernetzungsprojekte konnte ich für DonauConsult auch die Aufgaben der örtlichen Bauaufsicht übernehmen, und somit die Umsetzung unserer Planung auf der Baustelle begleiten.

Daraus resultiert eine für eine Diplomarbeit untypische Ausgangslage: einerseits ein mehrjähriger und ziemlich praxisbezogener Zugang zum Thema, andererseits, auch das soll hier erwähnt werden, eine Verzögerung und schließlich mehrjährige faktische Unterbrechung des Studiums.

Die Diplomarbeit war Anlass und Herausforderung, die Frage der Sohlstabilität aus einer grundsätzlicheren und wissenschaftlich orientierten Perspektive zu untersuchen, wobei aber andere Fragen, die für die praktische Planung Sachzwänge bedeuten, beispielsweise die Zielsetzung, die nautischen Verhältnisse (Fahrwassertiefen) zu verbessern, weitgehend ausgeklammert wurden. Eine Diplomarbeit hat in jedem Fall größere inhaltliche Freiheiten als eine reale Planung.

Diese Arbeit wurde vielfach durch die Unterstützung und konstruktive Kritik anderer beeinflusst. Ich möchte allen, die geholfen haben, an dieser Stelle herzlich danken. Dieser Dank gilt speziell:

- Herrn o.Univ.Prof. Dr. Gutknecht für die sehr fördernde und intensive Betreuung bei der Erstellung dieser Diplomarbeit;
- den Ziviltechnikern von DonauConsult (Dipl.-Ing. Zottl, Dipl.-Ing. Erber, Dipl.-Ing. Dr. Seebacher, Dipl.-Ing. Dr. Schmalfuß, Dipl.-Ing. Hanisch) für die Benützung von Hard- und Software und die Bereitstellung eines Teiles der verwendeten Quellen;
- Herrn Dipl.-Ing. Zottl, der mir eine spannende berufliche Entwicklung und ein sehr selbstständiges Arbeiten ermöglicht hat und mit seinen fachlichen Beiträgen entscheidend zu einer entemotionalisierten und konstruktiven Lösungsstrategie für die Donau östlich von Wien beigetragen hat, was nach „Hainburg 1984“ alles andere als einfach war;
- den Herrn Dr. Seebacher (Zivilingenieur f. Kulturtechnik und Wasserwirtschaft) und Dr. Schmalfuß (Ingenieurkonsulent für Bauingenieurwesen) für konstruktive Kritik;
- Herrn o.Univ.Prof. Dr. Ogris für wesentliche Hinweise zu (geschiebe)hydraulischen Fragen,
- Herrn Dr. Baumgartner (Nationalpark Donau-Auen) für wertvolle Hinweise zu ökologischen und naturschutzfachlichen Fragen, die Donauauen betreffend;
- Herrn Mag. Frik für fachliche Hinweise und konstruktive Kritik zum Geologie-Kapitel;
- den Herren Ing. Küblbäck (DonauConsult) und Dipl.-Ing. Schimpf (Austrian Hydro Power AG) für fachliche Hinweise zu flussbaulichen und geschiebehydraulischen Fragen,
- den Herren Dipl.-Ing. Bors, Dipl.-Ing. Schlögl, Dipl.-Ing. Kölbl, Dipl.-Ing. Wösendorfer (alle Wasserstraßendirektion) für Hinweise zu flussbaulichen bzw. hydrographischen Fragen.

2 Problemstellung und Überblick

Gegenstand dieser Diplomarbeit ist die flussmorphologische Situation der Donau im Abschnitt zwischen Wien und Hainburg, vor allem die dort zu beobachtende Sohlerosion und die Möglichkeiten einer flussmorphologisch und ökologisch orientierten Sohlstabilisierung.

Durch Regulierungs- und Ausbaumaßnahmen wurde der Geschiebehaushalt der Donau stark verändert; die damit verbundene Erosionstendenz, die sich während der letzten Jahrzehnte noch verstärkt hat, lässt weitere nachteilige Auswirkungen erwarten, vor allem das Absinken der donanahen Grundwasserstände, die weitere Austrocknung der Donauauen, und langfristig auch Beeinträchtigungen der Schifffahrtsverhältnisse.

Aus diesen Gründen werden seit dem Scheitern des Projektes eines Donaukraftwerkes bei Hainburg (im Winter 1984/1985) Möglichkeiten zur Stabilisierung der Sohle diskutiert, dies übrigens ziemlich kontrovers. Es ist klar, dass eine solche Sanierung nicht allein aus rein wasserbaulicher oder wasserwirtschaftlicher Sicht beurteilt werden kann. Die Bedeutung der Donau lässt sich unter völlig unterschiedlichen Perspektiven sehen, etwa als Wasserstraße, als nutzbares (und teilweise noch ungenutztes) Energiepotential, als zentraler Teil einer schönen Landschaft, als besonders schutzwürdiger Lebensraum für gefährdete Pflanzen- und Tierarten (Nationalpark Donau-Auen), als Gegenstand der öffentlichen Diskussion, gegebenenfalls auch als Thema der politischen oder publizistischen Inszenierung.

Schwerpunkt dieser Arbeit ist die Untersuchung der flussmorphologischen und geschiebehydraulischen Verhältnisse, speziell des Geschiebehaushaltes und der damit verbundenen Eigendynamik des Stromes. Auf dieser Grundlage sollen Hinweise und Kriterien für geeignete Möglichkeiten der Sohlstabilisierung erarbeitet werden.

Eine Prämisse der vorliegenden Arbeit ist die Aufrechterhaltung der freien Fließstrecke im gesamten Abschnitt zwischen Wien-Freudenau und Marchmündung. Eine solche Voraussetzung ist legitim, genauso wie es zulässig wäre, über Staustufenlösungen nachzudenken. Es darf hier aber angemerkt werden, dass Varianten mit Staustufen aus derzeitiger Sicht und unter den aktuellen rechtlichen Rahmenbedingungen (Wegfall des früher im Wasserrechtsgesetz möglichen „bevorzugten Wasserbaues“, Errichtung des Nationalparks Donau-Auen, Erfordernis einer Umweltverträglichkeitsprüfung, Umsetzung der Wasserrahmenrichtlinie¹, der Vogelschutz² und der Fauna-Flora-Habitat-Richtlinie³ im Rahmen nationaler Gesetze, Nominierung des Gebietes als NATURA-2000-Gebiet) unrealistisch geworden sind. Solche Staustufenlösungen können kaum als bewilligungs- und konsensfähig eingeschätzt werden.

¹ Richtlinie 2000/60/EG des Europäischen Parlamentes und des Rates vom 23. Oktober 2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik;

² Richtlinie 79/409/EWG des Rates vom 2. April 1979 über die Erhaltung wildlebender Vogelarten;

³ Richtlinie 92/43/EWG des Rates vom 21. Mai 1992 zur Erhaltung der natürlichen Lebensräume sowie der wildlebenden Tiere und Pflanzen;

Im folgenden, **dritten Kapitel** werden die für die Sohlstabilisierung wesentlichen Randbedingungen zusammenfassend beschrieben, speziell die naturräumlichen Gegebenheiten (Geologie, Hydrologie, Geschiebekennwerte, Flussgeometrie usw.) und das Problem der Sohleintiefung, wobei die Frage der geschiebehdraulischen Hintergründe und der zeitlich-räumlichen Entwicklung erst später diskutiert wird.

Im **vierten Kapitel** werden die vorherrschenden flussmorphologischen Strukturen und Prozesse im Abschnitt zwischen Wien und Marchmündung behandelt. Im Vordergrund steht dabei die Analyse der aktuellen Eintiefungstendenz und der morphologischen Dynamik des Stromes.

Im **fünften Kapitel** sollen die theoretischen hydraulischen und geschiebehdraulischen Grundlagen zusammenfassend und knapp dargestellt werden, also die Rechenansätze (Beanspruchungen und Beanspruchbarkeiten der Sohle, Geschiebetransportvermögen nach Meyer-Peter, Abrieb, Deckschichtbildung, Schraubstrahlbeanspruchung). Darüber hinausgehend wird der Begriff der „Sohlstabilität“ kritisch hinterfragt und differenziert, unter Rückgriff auf Überlegungen von Jäggi, und es werden (mögliche) natürliche Mechanismen der Selbststabilisierung beschrieben. Da eine umfassende Darstellung den Rahmen einer Diplomarbeit sprengen würde, werden teilweise nur Literaturhinweise angegeben.

Eine kurze Beschreibung der bisher unter der Vorgabe der Fließstreckenerhaltung diskutierten Möglichkeiten, speziell der Normalgeschiebezugabe, der „Grobkornzugabe zur Deckschichtbildung“ und der „Granulometrischen⁴ Sohlverbesserung“, bildet den Inhalt des **sechsten Kapitels**. Auf konzeptiver Ebene sollen hier vor allem die Unterschiede zwischen den Methoden herausgearbeitet werden; dazu werden auch die jeweiligen Probleme und Nachteile diskutiert.

Im **siebenten Kapitel** wird eine Geschiebetransportrechnung (nach dem Rechenverfahren von Meyer-Peter) für eine als charakteristisch aufgefasste Teilstrecke entwickelt. Damit sollen schließlich auch Möglichkeiten der Reduktion des Geschiebetransportvermögens - etwa durch Profilaufweitungen, Ausleitungen oder Sohlvergrößerung- rechnerisch geprüft werden.

Auf der Grundlage der vorherigen Abschnitte der Arbeit wird im **achten Kapitel** das Konzept einer modifizierten Geschiebepflichtung skizziert. Sie unterscheidet sich von den im sechsten Kapitel dargestellten Ansätzen dadurch, dass sie verschiedene Elemente (Normalgeschiebezugabe, Gerinneverbreiterung, abschnittsweise Sohlvergrößerung) miteinander kombiniert, im Sinn einer „Kombinationstherapie“, während auf eine nennenswerte Verbesserung der Schiffsverkehrsverhältnisse verzichtet wird.

⁴ „Granulometrische Sohlverbesserung“ wird im Folgenden im Sinn eines Eigennamens verwendet, in diesem Sinn wird das Adjektiv „granulometrisch“ groß geschrieben.

3 Randbedingungen

Im Folgenden werden die für die Fragestellung wesentlichen geologischen, hydrographischen, granulometrischen, flusstopographischen und geschiebehdraulischen Randbedingungen in möglichst knapper Form beschrieben.

3.1 Geologie und erste Angaben zur Flussmorphologie

Die Angaben zur Geologie entstanden unter Berücksichtigung der von ao. Univ.Prof. Dr. van Husen an der TU-Wien gehaltenen Vorlesung „Geologie des Wiener Raumes“. Weiters wurden Angaben aus TOLLMANN (1985) und DONAUCONSULT (2002a) herangezogen.

Die Donau verläuft zwischen Wien und Hainburg, also auf einer Länge von etwa 60 km, generell in südöstlicher bis östlicher Richtung, mit einem erkennbaren, gegen Süden ausgebildeten Durchhang. Knapp westlich von Wien, zwischen Leopoldsberg und Bisamberg („Wiener Pforte“), durchbricht die Donau die Flyschzone⁵ und erreicht etwa bei Nußdorf⁶ das **Wiener Becken**, ein bis in die Gegenwart tektonisch aktives Zerrungsbecken zwischen Alpen und Karpaten, das während des Jungtertiärs an tektonischen Störungslinien sukzessive eingebrochen ist (vgl. Abb. 3.1-1). Die verschiedenen alpinen Zonen (Flysch-, Kalkalpen-, Grauwacken- und Zentralalpine Zone) setzen sich im Untergrund fort und bilden die Basis der jungtertiären Beckenfüllung⁷, die in unterschiedlicher Fazies (marin, brackisch, limnisch, in Randbereichen des Beckens

⁵ Die Sedimente der Flyschzone wurden in der Kreide und im Alttertiär in einem langgestreckten Tiefseeegraben (Zerrstruktur) nördlich der sich damals bildenden Nördlichen Kalkalpen - also unter marinen Bedingungen - abgelagert und später, im Tertiär, infolge des nach Norden gerichteten Abgleitens der Kalkalpen intensiv durchgefaltet, von ihrer Unterlage abgeschert und weit nach Norden geschoben. Für sie ist die Wechselfolge von sandigen (bis konglomeratischen) Bänken und zwischenliegenden Mergel- und Tonschieferlagen kennzeichnend. Stromab des Donaukraftwerkes Greifenstein, etwa bis Str.km 1934 (Wien-Nußdorf), wird die Sohle der heutigen Donau weitgehend durch Flysch gebildet, allerdings mit einer geringmächtigen Kiesauflage.

⁶ Im Jungtertiär mündete die Donau, vom Westen kommend, etwa in der Linie von Hollabrunn – Mistelbach in das Wiener Becken, erst später (vor vermutlich rund 2,5 Mio. Jahren) verlagerte sich ihr Lauf nach Süden; nach der Austrocknung des pannonischen Süßwassermeeres dürfte sich die Mündung dann bereits bei der heutigen Wiener Pforte befunden haben, wo sich der Fluss in einer alten tektonischen Störungszone zwischen Leopoldsberg und Bisamberg tiefergegraben hat. An dieser Stelle war die Höhenlage der Donau des Pleistozän etwa 80 bis 100 m höher als heute; vgl. DONAUCONSULT (2002a).

⁷ Das Wiener Becken ist somit Teil der Molassezone. Als Molasse werden ganz allgemein jene Sedimente bezeichnet, die aus dem Abtragungsschutt der Alpen in einem eher seichten Randmeer („Paratethys“), das sich im Tertiär zwischen Kalkalpen und Böhmischer Masse erstreckte, abgelagert wurden; die Sedimentation erfolgte zunächst unter vollmarinen, dann unter brackischen und schließlich, nach Aussüßung des Meeres (im Pannon), unter limnischen, teilweise auch fluviatilen Bedingungen. Speziell die Ablagerungen über dem abgesunkenen Teil der Alpen werden als „inneralpine Molasse“ bezeichnet. Nach Heraushebung und Faltung der Nördlichen Kalkalpen kam es im Jungtertiär (vor vermutlich rund 17 Mio. Jahren) zur Einsenkung des Wiener Beckens; in den dadurch entstandenen Senkungsraum drang das Molassemeer ein, sodass es über dem abgesunkenen Teil der Kalkalpen zur Sedimentation kam; die Mächtigkeit der tertiären Ablagerungen erreicht bis zu rund 5.500 m (Maximum im Bereich des Schwechat-Tiefes). Diese Sedimente sind mit Ausnahme der randnahen Bereiche feinkörnig, also tonig, tonmergelig bis schluffig, sie werden aber nach oben, in ihren jüngsten Teilen infolge zunehmend fluviatilen Einflusses grobkörniger, weitgehend schluffig bis sandig, lokal findet man auch Kieseinschlaltungen, vgl. DONAUCONSULT (2002a).

fluviatil) vorliegt; vgl. DONAUCONSULT (2002a). Über diese tertiären Beckenfüllung hat dann die Donau im Pleistozän ihre Grobklastika abgelagert und teilweise wieder abgetragen.

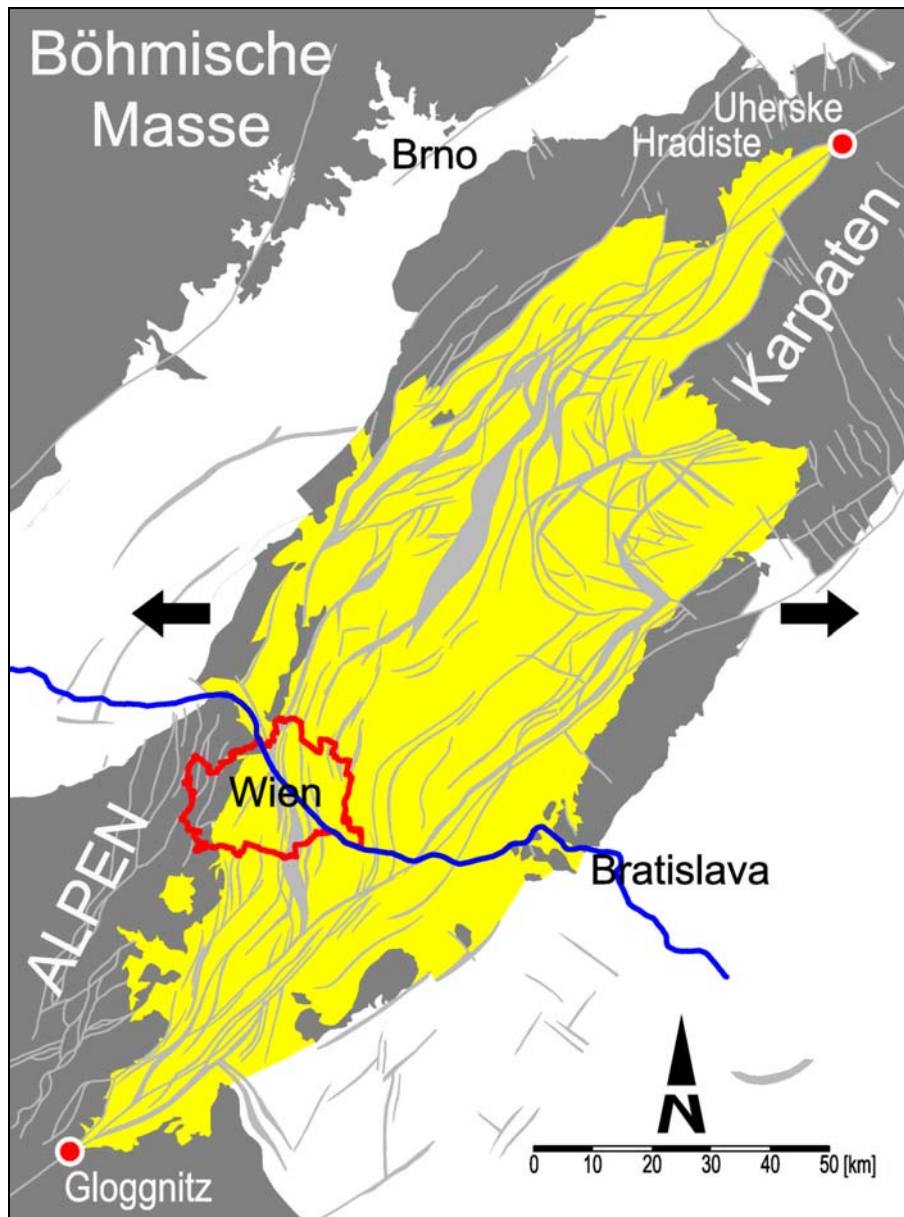


Abb. 3.1-1: Wiener Becken (gelb) mit tektonischen Störungen und der tektonischen Dehnungsrichtung (Pfeile) in der Phase der Entstehung des Wiener Beckens; nach DECKER, LANKREIJER (1997), übernommen aus DONAUCONSULT (2002a)

Es treten also (vom Liegenden zum Hangenden) zunehmend fluviatile Vorgänge in den Vordergrund. Speziell im Wiener Stadtbereich lassen die hier vorhandenen **Schotterterrassen** die enorme Dynamik dieses Flusses erahnen. In Zeiten des Geschiebeüberschusses (eiszeitlich) hat der Fluss ausgedehnte Schotterterrassen⁸ abgelagert, die er dann nach- bzw. zwischeneiszeitlich bis auf seitliche Reste wieder abgetragen hat. Durch diesen mehrmaligen Wechsel von Auf-

⁸ Nach bautechnischen und flussbaulichen Kriterien ist dieses Material, weil gerundet und überwiegend in der Siebklasse zwischen 2 und 63 mm, als „Kies“ zu bezeichnen; im allgemeinen Sprachgebrauch wird das gleiche Material häufig als „Schotter“ bezeichnet.

schotterung und Abtrag entstand eine Serie von Terrassen, die mit umgekehrter stratigraphischer Reihenfolge, die ältesten (hoch) oben an den Beckenrändern, die jüngsten tief und nahe des heutigen Flusses, aufeinanderfolgen, vgl. Tab. 3.1-1:

Eiszeit ⁹ :	Terrasse (im Wiener Bereich):	Oberkante ¹⁰ (im Wiener Bereich):	Terrasse (östlich von Wien):
Würm	Praterterrasse	ca. 160 m ü.A	Niederterrasse
Riss	Stadtterrasse	ca. 170 m ü.A	Gänserndorfer-Terrasse bzw. Hochterrasse
Mindel	Arsenalterrasse	ca. 200 m ü.A	Terrasse von Lehen bzw. Ornding; Jüngere Deckenschotter; Petronell-Prellenkirchener Niveau
Günz	Wienerbergterrasse Laaerbergterrasse	ca. 215 m ü.A ca. 240 m ü.A	Terrasse von Hochstrassburg bzw. Schneiderberg; Ältere Deckenschotter

Tab. 3.1-1: Pleistozäne Schotterterrassen im Wiener Becken;
DONAUCONSULT (2002a) mit Ergänzungen

Während des Pleistozäns tiefte die Donau ihr Sohlniveau also um ca. 80 bis 100 m ein: Die Sohle der ältesten Donauschotter liegt (bei Wien) zwischen etwa 225 und 240 m ü.A., die (spät)würmzeitliche Erosionsbasis (bei Wien) hingegen bei etwa 140 bis 150 m ü.A..

Die Praterterrasse, also der Bereich der jüngsten alluvialen Ablagerungen, wird auch als „Zone der rezenten Mäander“ bzw. „Niederterrasse“ bezeichnet¹¹. Hier fließt die heutige Donau in ihren eigenen alluvialen Ablagerungen aus würmeiszeitlichen Grobklastika und aus jüngstem, durch Donauzubringer eingetragenen Geschiebe. Abgesehen von dieser jüngsten Niederterrasse sind die pleistozänen Schotterterrassen zumeist von Löss¹² bedeckt; vgl. DONAUCONSULT (2002a).

Die **Mächtigkeit der Mächtigkeit der Niederterrasse** ist unterschiedlich, stellenweise hat sich die Flusssohle bereits in die jungtertiären Feinsande und Schluffe hineingearbeitet (beispielsweise im Bereich Wildungsmauer, entlang eines Krümmungskolkes), abschnittsweise ist noch eine Schichtstärke von etwa 15 bis 20 m vorhanden (im Bereich der „Schwechater Mulde“, also etwa zwischen Str.km 1921 und Str.km 1916). Für den Abschnitt zwischen der Mündung der Fische und Hainburg kann im Mittel eine Schichtstärke von etwa 3 bis 5 m (unter der derzeitigen Do-

⁹ Die Eiszeiten werden nach bayerischen Donauzubringern benannt: Günz, Mindel, Riss und Würm. Das Wiener Becken war selbst nie durch Gletscher bedeckt. Hier, im Vorfeld der alpinen Vergletscherung, die etwa bis zur Rax reichte, herrschten periglaziale Verhältnisse, ohne einer geschlossenen Vegetationsdecke, wodurch die Windverfrachtung von Feinsanden und Schluffen (speziell: Löss) begünstigt wurde; vgl. DONAUCONSULT (2002a).

¹⁰ Die hier angegebenen Höhen sind als grobe Richtwerte zu verstehen.

¹¹ Die dortigen Kiese zeigen weder Verwitterungsspuren noch Ansätze einer diagenetischen Verfestigung.

¹² Löss ist ein gelbes bis gelbbraunes, recht poröses, feinkörniges Lockersediment, das durch Windverfrachtung (also äolisch) entstanden ist. Der Durchmesser der Einzelkörner liegt zumeist zwischen 0,01 und 0,6 mm. Dieses Sediment hat somit eine sehr enge Kornverteilung.

nausohle) angegeben werden. Der Schichtkontakt der tertiären und quartären Schichten ist nicht konkordant ausgebildet, sondern durch Tektonik und Erosion gestört. An der quartären Basis findet man häufig größere Blöcke („Blockschotter“), gelegentlich auch Baumstämme und konglomeratische Schotter; vgl. DONAUCONSULT (2002a).

Im Allgemeinen sind die pleistozänen Kiese der Flussniederung durch **Ausande und Aulehm**¹³, die bei Hochwasser abgelagert werden, überdeckt. Die Mächtigkeit dieser Deckschichte schwankt zwischen einigen Zentimetern und mehreren Metern; im Bereich von Altarmverfüllungen können diese Sedimente auch etwa fünf bis zehn Metern mächtig werden. Der Mittelwert dürfte im Bereich zwischen etwa 2,5 und 3,0 m liegen.

Bei Hainburg verlässt der Strom das Wiener Becken und durchquert die Zone der Kleinen Karpaten¹⁴ (Kristallin) in südöstlicher Richtung, mit einer lagemäßigen Fixierung zwischen dem Thebner Kogel (auf slowakischer Seite) und dem Braunsberg: „Thebner Pforte“.

Bis zur Donauregulierung¹⁵ zeigte der Strom Merkmale eines **verzweigten Flusssystemes** (Furkationstyp, braided river), war also in zahlreiche Arme aufgespalten, wobei häufig jeweils ein Hauptarm dominant blieb, vgl. auch MICHLMAYR, MOHILLA, (1996). Die Kiesinseln zwischen den einzelnen Teilgerinnen wurden (in alten Karten) vielfach als „Haufen“ bezeichnet, eine Bezeichnung, die bis heute in örtlichen Flurbezeichnungen weiterbesteht, z.B. „Mitterhaufen“, „Biberhaufen“, „Gänshaufen“, „Mühlhaufen“. Infolge größerer Erosions- und Sedimentationsvorgänge kam es immer wieder, vor allem bei Hochwasser, zur Veränderung des Strombettes und zur Verlagerung der Arme. Eisstoß und Eisstauhochwässer konnten ebenfalls erhebliche Materialumlagerungen und Strombettveränderungen bewirken. Aber auch nach seiner Regulierung ist dieser Donauabschnitt infolge seiner hohen Abflussfrachten und seines Geschiebetransportvermögens (vgl. Kap. 7.3) als dynamischer Gebirgsfluss zu bezeichnen. Prozesse der Seitenerosion werden aber, da die Ufer praktisch durchgehend mittels Steinsicherungen befestigt und fixiert wurden, weitestgehend unterbunden. Der Fluss arbeitet daher in die Tiefe (Sohl- bzw. Tiefenerosion), was in den folgenden Kapiteln näher zu untersuchen sein wird.

¹³ Ausand ist ein schluffiger, schwach grobsandiger Fein- bis Mittelsand; Aulehm ist ein schwach feinsandiger, schwach toniger Schluff, oft mit organischen Beimengungen, die zur Schwarzfärbung führen können.

¹⁴ Die Berge rund um Hainburg (Hundsheimer Berg, Schloßberg, Braunsberg usw.) können als südwestliche Ausläufer der Kleinen Karpaten aufgefasst werden; sie bestehen im Kern aus kristallinen Gesteinen (Granite, Gneise, Glimmerschiefer) und bilden eine geologische Einheit mit dem Leitha- und Rosaliengebirge im Südwesten und den Kleinen Karpaten in Nordosten (kristalline Zentralzone). Über der kristallinen Basis findet man (teilweise mehrere hundert Meter mächtige) mesozoische Karbonate (Kalke und Dolomite) und abschnittsweise auch Leithakalke (tertiäre Rotalgenrasen und Rotalgenriffe).

¹⁵ Bei Wien zwischen 1869 bis 1875; östlich von Wien im Wesentlichen bis 1900, vgl. auch Pkt. 3.8

3.2 Abflussverhältnisse

Bei einem Einzugsgebiet von rund 100.000 km² führt die Donau bei Wien im Mittel (MQ) knapp über 1.900 m³/s. Im Folgenden sollen vor allem jene Kennwerte angeführt werden, die für flussmorphologische und geschiebehdraulische Fragen wesentlich sind, also einerseits Parameter zur Beschreibung hydrographischer Extremsituationen und andererseits Angaben zum langjährigen Abflussregime.

3.2.1 Extreme Abflüsse

Seit 1893 werden die Abflüsse der Donau bei Wien¹⁶ systematisch beobachtet und in Hydrographischen Jahrbüchern (herausgegeben vom HYDROGRAPHISCHEN ZENTRALBÜRO im Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft) veröffentlicht. In diesem Zeitraum wurden

⇒ als geringster Abfluss (NNQ): 392 m³/s (09.02.1895)

⇒ und als höchster Abfluss (HHQ): 10.500 m³/s (18.09.1899) registriert;

Extreme **Niederwassersituationen** treten vor allem im Herbst und Winter auf (vgl. auch Abb. 3-1, Anhang A), das mittlere Jahresniederwasser (MJNQ_T) für die Reihe 1951/1995 liegt bei 842 m³/s, vgl. Hydrographisches Jahrbuch für 1995 (HYDROGRAPHISCHEN ZENTRALBÜRO). Die Jahres-NQ der Reihe 1894/2002 werden in Abb. 3-2 (Anhang A) dargestellt; diese Werte streuen zwischen etwa 400 und 1200 m³/s, also recht weit.

Hochwässer sind mit höherer Wahrscheinlichkeit in den Monaten Juni bis September zu erwarten, grundsätzlich aber zu jeder Jahreszeit möglich (vgl. auch Abb. 3-1, Anhang A). Das mittlere Jahreshochwasser (MJHQ) für die Reihe 1951/1995 liegt bei 5.824 m³/s, vgl. Hydrographisches Jahrbuch für 1995 (HYDROGRAPHISCHEN ZENTRALBÜRO).

Es sind zahlreiche historische Donauhochwässer bekannt, teilweise mit verheerenden Auswirkungen. Einen raschen und guten Überblick gibt eine Untersuchung von KRESSER (1957), auf deren Basis (aber mit Ergänzungen für die Hochwässer nach 1954) die nachfolgende Tab. 3.2-1 erstellt wurde:

¹⁶ Früher (bis einschließlich 1995): Pegel Wien-Reichsbrücke zuzüglich Donaukanal (Pegel Brigittenau).
Ab Betriebsnahme des Kraftwerkes Wien-Freudenau (Teilstau 1996): Pegel Korneuburg;

Datum:	HQ [m ³ /s] für Wien:	Quelle:	Anm.:
August 1501	ca. 14.000	KRESSER(1957)	Scheitelwert vom Hydrographischen Zentralbüro grob abgeschätzt
November 1787	ca. 11.700	KRESSER(1957)	„Allerheiligenhochwasser“; Scheitelwert vom Hydrographischen Zentralbüro grob abgeschätzt
04.02.1862	9.864	KRESSER(1957)	Tauflut (Schneesmelze und Regen)
03.08.1897	9.422	KRESSER(1957)	hydrographisch bereits gut dokumentiert
18.09.1899	10.500	KRESSER(1957)	hydrographisch bereits gut dokumentiert
14.07.1954	9.600	KRESSER(1957)	abflussstärkstes Ereignis im 20. Jahrhundert; hydrographisch gut dokumentiert
04.08.1991	8.800	Hydrographische Jahrbücher	Scheitelwert wahrscheinlich etwa höher, nach Angaben der WSD etwa 9.000 m ³ /s
22.03.2002	ca. 8.370	Wasserstraßendirektion	vorläufige Angabe seitens WSD (Ende 2002)
13./14.08.2002	ca. 10.000	Wasserstraßendirektion	vorläufige Angabe seitens WSD (Ende 2002)

Tab. 3.2-1: Historische Extremhochwässer (Auswahl) für den Bereich Wien.

Für Wien kann die folgende Zuordnung zwischen HW-Spitzenwerten und Eintrittswahrscheinlichkeit (Jährlichkeit) angegeben werden, sh. Tab. 3.2-2; DONAUCONSULT (1997a)¹⁷

Jährlichkeit T [a]:	1	5	10	20	30	50	100	500	1.000	5.000
HQ _(T) [m ³ /s]:	5.300	6.650	7.300	8.800	9.350	9.800	10.400	11.500	11.900	12.800

Tab. 3.2-2: HQ-Bemessungswerte für Wien (lt. DONAUCONSULT, 1997a)

Das Hochwasserschutzsystem der Stadt Wien ist auf das sogenannte PHQ¹⁸, ein Hochwasser mit einem Scheitelabfluss von 14.000 m³/s ausgelegt. Dieser Wert entspricht dem Schätzwert für den Scheiteldurchfluss des historischen Hochwassers von 1501 und kann mit praktischer Genauigkeit dem RHHQ¹⁹ gleichgesetzt werden, vgl. KRESSER (1957).

3.2.2 Abflussregime

Die **jahreszeitliche Verteilung der Abflüsse** im langjährigen Mittel kann durch den Vergleich der mittleren Monatsmittel (Monats-MQ) einer längeren Reihe, im vorliegenden Fall der Reihe

¹⁷ Die Werte ab der Jährlichkeit T=20 stimmen mit den in KRESSER (1957) angegebenen Werten überein. Die Werte für 1- bis 10-jährlicher Eintrittswahrscheinlichkeit liegen höher als bei KRESSER (1957), sie stammen aus einer zweiten, (mutmaßlich) jüngeren statistischen Bearbeitung.

¹⁸ PHQ = „Projekts-HQ“;

¹⁹ RHHQ = „Rechnungsmäßig höchstes Hochwasser“;

1951/1995, gut dargestellt werden, sh. Abb. 3-1 (Anhang A). Deutlich erkennbar ist die Zunahme der mittleren Abflüsse im Sommerhalbjahr; das Verhältnis von MQ_{November} zu MQ_{Juni} liegt bei etwa 1:2.

Die Zuordnung zwischen Abflüssen und Überschreitungsdauer wird in der **Abflussdauerlinie** angegeben. Abb. 3-3 (Anhang A) zeigt die entsprechende Funktion für die Reihe 1971/1990 (ermittelt aus Daten aus den Hydrographischen Jahrbüchern, HYDROGRAPHISCHES ZENTRALBÜRO).

Als Beispiel für ein besonders abflussarmes Jahr wird die Dauerlinie von 1971 (Quelle: Hydrographische Jahrbücher, HYDROGRAPHISCHES ZENTRALBÜRO), und als Beispiel für ein besonders abflussstarkes Jahr die Dauerlinie von 1970 (Quelle: Hydrographische Jahrbücher) angegeben, sh. Abb. 3-4 und Abb. 3-5 (Anhang A). Die zugehörigen Abflussganglinien sind ebenfalls eingetragen. Das in Abb. 3-6 (Anhang A) angegebenen Abflussjahr 1991 kann in doppelter Hinsicht als außergewöhnlich bezeichnet werden: einerseits wegen des (mit rund $8.800 \text{ m}^3/\text{s}$) sehr starken Augusthochwassers und andererseits wegen der in Summe langen Niederwassersituationen zwischen Februar und April und zwischen September und Dezember; trotz der beiden Hochwässer (im August und Dezember) lag das Jahres-MQ in diesem Jahr nur bei etwa 87% des langjährigen Durchschnittswertes.

Aus Dauerlinien mit langjähriger Datenbasis (Reihe) können schließlich die beiden für Wasserbau und Schifffahrt sehr wichtigen Kennwerte „RNQ“ und „HSQ“ (gem. KWD-1996⁽²⁰⁾) abgeleitet werden, vgl. Tab. 3.2-3:

²⁰ KWD: „Kennzeichnende Wasserstände der österreichischen Donau, erstellt und herausgegeben von der Wasserstraßendirektion (früher: Bundesstrombauamt), zuletzt für den Zustand „1996“: KWD-1996; vgl. Kap. 3.3;

Zustand:	Definition:	Durchfluss für Wien:	Durchfluss für Hainburg ²¹ :	zugehörige Wasserstände:
RNQ	Abfluss mit einer Überschreitungsdauer von 94% (rd. 343 Tage)	910 m ³ /s	915 m ³ /s	RNW: „Regulierungsniederwasser“
MQ	Mittelwasser	1.915 m ³ /s	1.930 m ³ /s	MW: „Mittelwasser“
HSQ	Abfluss mit einer Überschreitungsdauer von 1% (rd. 3,6 Tage)	5.010 m ³ /s	5.030 m ³ /s	HSW: „Höchster Schifffahrtswasserstand“ ²²
HQ ₁₀₀	100-jährliches Hochwasser	10.400 m ³ /s	10.400 m ³ /s	HW ₁₀₀

Tab. 3.2-3: Charakteristische Wasserstände bzw. Durchflüsse gem. KWD-1996

3.3 Wasserstände und Wasserspiegelgefälle

Für die gesamte österreichische Donau werden die sogenannten KWD („Kennzeichnende Wasserstände“), das sind RNW-, MW-, HSW- und HW₁₀₀-Stände²³, von der Wasserstraßendirektion (früher: Bundesstrombauamt) aus Pegelschlüssel und ergänzenden Wasserspiegellagenaufnahmen ermittelt und veröffentlicht. Solche Angaben sind für die Jahre 1949 (KWD-1949), 1956 (KWD-1956), 1970 (KWD-1970), 1976 (KWD-1976), 1985 (KWD-1985) und zuletzt 1996 (KWD-1996) verfügbar. Tab. 3.3-1 enthält die entsprechenden Werte der KWD-1996 für die Pegelstellen zwischen Wien und Bratislava. Damit wird im Übrigen auch das derzeitige Oberflächenpegelnetz angegeben:

²¹ Unter Berücksichtigung (Abschätzung) der Zuflüsse aus Wienfluss, Schwechat und Fischa.

²² Dieser Begriff ist etwas irreführend, weil die Donauschifffahrt in diesem Stromabschnitt nicht bei HSW sondern erst knapp darüber (bei HSW + 90 cm) eingestellt wird.

²³ Die Definition dieser Zustände und der zugehörigen Abflüsse wird in Kapitel 3.2.2 (Tab. 3.2-3) gegeben

Str.km.:	Pegelstelle:	RNW-1996:	MW-1996:	HSW-1996:	HW ₁₀₀ :
1921,42	KW Freudenau OW	161,25	161,35	161,45	160,28
1920,67	KW Freudenau UW	150,77	152,42	155,95	158,42
1919,43	Donaukanalmündung	150,59	152,20	155,45	158,01
1917,70	Mannswörth Rohrbrücke	149,88	151,46	154,72	157,64
1914,24	Barbarabrücke	148,80	150,28	153,34	156,42
1907,90	Fischamend	146,27	147,87	150,90	153,81
1901,83	Orth	144,16	145,68	148,45	150,93
1894,72	Wildungsmauer	141,21	142,64	145,24	148,23
1886,86	Bad Deutsch-Altenburg	137,68	139,34	142,35	145,58
1886,24	Hainburg Straßenbrücke	137,43	139,05	142,12	145,34
1883,92	Hainburg	136,46	138,10	141,27	144,68
1879,80	Bratislava-Devín	134,62	136,04	139,58	143,23
1879,25	Thebnerstraßl	134,43	135,91	139,44	142,93
1876,85	Devín-Lom (Theben-Steinbruch)	133,44	135,20	138,59	142,00
1874,84	Wolfsthal	132,88	134,59	137,93	141,52
1873,50	Berg	132,54	133,88	137,13	141,07
1868,75	Bratislava	131,57	132,48	135,44	138,58

Tab. 3.3-1: Kennzeichnende Wasserstände für die Pegelstellen zwischen Wien und Bratislava gem. KWD-1996

Die Wasserstände sind nicht nur für die Pegelstellen, sondern für jeden Stromkilometer verfügbar. Dazwischen kann mit hinreichender Genauigkeit linear interpoliert werden. In Abb. 3-7 (Anhang A) wird ein Längenschnitt mit den RNW-, MW- und HSW-Spiegellagen angegeben. Zusätzlich wird der Sohlverlauf für den Talweg eingetragen; diese Werte stammen aus einer Auswertung von DONAUCONSULT (2002a), wobei Rohdaten (Stromgrundaufnahmen) aus dem Jahr 1996 verwendet wurden.

Der durchschnittliche Höhenabstand zwischen RNW und MW beträgt etwa 1,5 m, die Differenz zwischen MW und HSW etwa 2,7 m. Innerhalb dieses (in Summe also 4,2 m hohen) Bereiches zwischen HSW und RNW schwanken die Wasserstände über ca. 93% der Zeit.

Aus den Wasserständen der KWD-1996 können natürlich auch die **Gefällsverhältnisse** (Wasserspiegelgefälle) errechnet und im Längenschnitt aufgetragen werden. Über die Gesamtstrecke liegt das Wasserspiegelgefälle

- ⇒ für RNW bei 0,40 m/km,
- ⇒ für MW und HSW bei 0,41 m/km;

Berechnet man die Werte für die einzelnen Stromkilometer, dann zeigen sich über den Längsverlauf deutliche Schwankungen, vgl. Abb. 3-8 (Anhang A). Stromauf von Str.km. 1903 liegen die MW-Werte zwischen 0,35 und 0,40 m/km, der Wasserspiegel ist dort etwas flacher, stromab

davon steigen sie auf etwa 0,42 bis 0,43 m/km und im Bereich von Hainburg sind sie noch höher, etwa bei 0,50 m/km.

Abb. 3-8 (Anhang A) zeigt auch die entsprechenden Verhältnisse für RNW und HSW. Die Werte für RNW streuen wesentlich stärker als jene für Mittelwasser, was schlüssig ist, weil sich örtliche Unregelmäßigkeiten bei Niederwasser besonders stark auswirken; das betrifft in vor allem den Wechsel von Kolk- und Furtstrecken, daneben aber auch die Wirkung von Regulierungsbauwerken. Der generelle Trend im Längenschnitt entspricht einer **Zunahme des Gefälles in Fließrichtung**: etwa 0,3 bis 0,4 m/km knapp unterhalb von Wien und etwa 0,4 bis 0,5 m/km bei Hainburg. Die Werte für HSW zeigen einen recht glatten Verlauf, über weite Strecken liegen sie knapp unter oder knapp über 0,40 m/km. Abweichungen von den MW-Verhältnissen können mit der Beaufschlagung einzelner Nebenarme (Aus- und Rückleitungen) erklärt werden.

3.4 Erste Angaben zur Eintiefungstendenz

Eine zumindest schwache Erosionstendenz im Abschnitt zwischen Wien und Hainburg ist bereits seit Jahrzehnten zu beobachten und unter Experten bekannt, vgl. HYDROGRAPHISCHES ZENTRALBÜRO (1948). Früher wurde dies aber vor allem unter dem Gesichtspunkt des Hochwasserschutzes gesehen und insofern als günstig bewertet. Außerdem war (zumindest bis 1984) die Errichtung einer durchgehenden Staukette geplant, mit einer Staustufe bei Hainburg, die Sohlerosion wäre also nur vorübergehend wirksam geblieben.

Mittlerweile hat sich die Situation grundlegend verändert, die Errichtung einer Staustufe östlich von Wien ist äußerst unwahrscheinlich geworden, die Eintiefungsraten haben sich verstärkt und die negativen Auswirkungen der Eintiefung treten immer klarer zutage.

Die meisten quantitativen Aussagen über die Eintiefung der Donau stützen sich nicht direkt auf die Beobachtung der Veränderung der Sohlage, sondern auf **Messungen und Vergleiche der Niederwasserstände bzw. Niederwasserspiegel**. Dies hat mehrere Gründe:

- (a) Sohlaufnahmen zeigen nur einen lokalen Zustand bzw. lokale Veränderungen; es wäre also eine ziemlich aufwendige Auswertung für viele Querschnitte und eine daran anschließende synoptische Betrachtung (in Form einer Massenbilanz) nötig²⁴;
- (b) Informationen über NW-Stände liegen bereits seit der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts vor, teilweise sogar noch länger; im Gegensatz dazu sind ältere Stromgrundaufnahmen heute kaum noch verfügbar;
- (c) für wasserwirtschaftliche Fragestellungen sind in erster Linie die Wasserstände und deren Veränderungen von Bedeutung, während die Höhenlage der Sohle für solche Fragen nur indirekt von Interesse ist;

Solche Untersuchungen auf Basis von NW-Ständen wurden bereits vom HYDROGRAPHISCHEN ZENTRALBÜRO (1948) vorgenommen, und zwar im Längsschnitt über die gesamte österreichische Donau, für die erste Hälfte des 20. Jahrhunderts (zwischen 1893/97 und 1942).

²⁴ Ansatzweise wird dies in dieser Arbeit im Kap. 4.5.5 für einen 2 km langen Donauabschnitt gezeigt.

Damit findet man sehr starke Eintiefungen vor allem im Tullner Feld, während der Abschnitt zwischen Wien und Hainburg zunächst deutlich geringere Eintiefungsraten hatte, vgl. Tab. 3.4-1:

Pegel:	Lage:	Differenz zw. 1893/97 und 1942:
Pegel Spitz	Str.km. 2018,89	ca. –45 cm
Pegel Stein-Krems	Str.km. 2003,54	ca. –55 cm
Pegel Zwentendorf	Str.km. 1975	ca. –115 cm
Pegel Greifenstein	Str.km. 1949,08	ca. –80 cm
Wien-Nußdorf	Str.km. 1934,05	ca. –15 cm
Fischamend, alter Pegel	Str.km. 1908,87	ca. –20 cm
Hainburg	Str.km. 1883,93	ca. –30 cm

Tab. 3.4-1: Zur Eintiefung während der ersten Hälfte des 20.Jahrhunderts; nach Angaben des HYDROGRAPHISCHEN ZENTRALBÜROS (1948)

Für den Zeitraum der zweiten Hälfte des zwanzigsten Jahrhunderts liegen für verschiedene Pegelstellen zeitlich differenzierte Angaben zur Eintiefungsdynamik vor, und zwar sowohl von KRESSER (1984, 1987, 1988), als auch vom Bundesstrombauamt (heute: Wasserstraßendirektion), wobei verschiedene Methoden zur Ermittlung der Werte angewandt wurden. Im Folgenden werden die entsprechenden Angaben für die Pegelstellen :

⇒ Fischamend, Orth, Bad Deutsch-Altenburg (Tab. 3.4-2),

⇒ Hainburg, Thebnerstraßl und Wolfsthal (Tab. 3.4-3)

aufgelistet:

Pegel:	Quelle:	Methode²⁵:	Zeitreihe / abgeleitete Eintiefungsrate:
Wien-Nußdorf	HYDROGRAPHISCHES ZENTRAL-BÜRO (1948)	NW	1895/1925: - 0,1 cm/a 1925/1950: - 1,5 cm/a
Wien-Reichsbrücke	BUNDESSTROM-BAUAMT (1983)	PS(Q=1000 m ³ /s)	1963/1977: - 1,9 cm/a 1977/1983: - 2,5 cm/a
Fischamend	HYDROGRAPHISCHES ZENTRAL-BÜRO (1948)	NW	1895/1925: ± 0,0 cm/a 1925/1950: - 1,0 cm/a
Fischamend	KRESSER (1984,1987)	Jahres-MW	1940/1983: - 1,1 cm/a 1940/1985: - 1,3 cm/a
Fischamend	KRESSER (1984,1987)	RNW	1940/1983: - 1,2 cm/a
Fischamend	BUNDESSTROM-BAUAMT (1983)	PS(Q=1000 m ³ /s)	1950/1955: - 1,4 cm/a 1955/1960: - 2,2 cm/a 1960/1970: - 0,5 cm/a 1970/1975: - 4,2 cm/a 1975/1980: - 0,0 cm/a
Orth	BUNDESSTROM-BAUAMT (1983)	PS(Q=1000 m ³ /s)	1950/1955: - 0,6 cm/a 1955/1960: - 2,2 cm/a 1960/1965: - 1,2 cm/a 1965/1970: - 1,0 cm/a 1970/1975: - 0,6 cm/a 1975/1980: - 3,1 cm/a
Bad Dt.-Altenburg	KRESSER (1984,1987)	RNW	1940/1983: - 1,4 cm/a
Bad Dt.-Altenburg	BUNDESSTROM-BAUAMT (1983)	PS(Q=1000 m ³ /s)	1956/1965: - 1,9 cm/a 1965/1970: - 0,6 cm/a 1970/1979: - 1,3 cm/a 1979/1982: - 2,9 cm/a

Tab. 3.4-2: Pegelbezogene Eintiefungsraten, Wien bis Bad Deutsch-Altenburg; verschiedene Quellen; alles zitiert nach STROBL et al. (2000);

²⁵ NW = Vergleich von Niederwasserständen über die Zeit; Jahres-MW = Vergleich von Jahresmittelwasserständen über die Zeit; PS = Vergleich von Pegelschlüssel (für einen speziellen Referenzdurchfluss) über die Zeit.

Pegel:	Quelle:	Methode:	Zeitreihe / abgeleitete Eintiefungsrate:
Hainburg	HYDROGRAPHISCHES ZENTRAL-BÜRO (1948)	NW	1895/1925: - 1,0 cm/a 1925/1950: - 0,4 cm/a
Hainburg	KRESSER (1984,1987)	Jahres-MW	1938/1983: - 1,2 cm/a 1938/1985: - 1,4 cm/a
Hainburg	KRESSER (1984,1987)	RNW	1940/1983: - 1,5 cm/a
Hainburg	KRESSER (1984,1987)	PS(Q=1000 m ³ /s)	1956/1983: - 1,3 cm/a 1974/1983: - 1,2 cm/a
Hainburg	BUNDESSTROM-BAUAMT (1983)	PS(Q=1000 m ³ /s)	1956/1966: - 1,6 cm/a 1966/1976: - 1,2 cm/a 1976/1979: - 4,0 cm/a
Thebnerstraßl	KRESSER (1984,1987)	RNW	1940/1983: - 1,7 cm/a
Thebnerstraßl	KRESSER (1984,1987)	PS(Q=1000 m ³ /s)	1957/1983: - 2,5 cm/a 1974/1983: - 2,8 cm/a
Thebnerstraßl	BUNDESSTROM-BAUAMT (1983)	PS(Q=1000 m ³ /s)	1957/1966: - 1,2 cm/a 1966/1971: - 4,9 cm/a 1971/1978: - 3,2 cm/a 1978/1982: - 2,8 cm/a
Wolfsthal	KRESSER (1984,1987)	RNW	1940/1983: - 1,9 cm/a
Wolfsthal	KRESSER (1984,1987)	PS(Q=1000 m ³ /s)	1957/1983: - 2,5 cm/a 1974/1983: - 3,7 cm/a
Wolfsthal	BUNDESSTROM-BAUAMT (1983)	PS(Q=1000 m ³ /s)	1957/1962: - 2,7 cm/a 1962/1970: - 1,6 cm/a 1970/1975: - 2,2 cm/a 1975/1978: - 8,2 cm/a 1978/1983: - 2,0 cm/a

Tab. 3.4-3: Pegelbezogene Eintiefungsraten, Hainburg bis Wolfsthal; verschiedene Quellen; alles zitiert nach STROBL et al. (2000);

Nach diesen Auswertungen tiefte sich die Sohle der Donau (zwischen Wien und Hainburg) **im langjährigen Mittel etwa zwischen 1 und 2 cm/a ein, mit zunehmender Tendenz in der jüngeren Vergangenheit**; ein wesentlicher Anteil dieser Eintiefung wird von KRESSER auf den Ausbau der Donau und ihrer Zuflüsse zurückgeführt. In diesem Zusammenhang ist auch eine Beschleunigung der Eintiefungsraten ab Inbetriebnahme des Kraftwerkes Altenwörth zu bemerken, vgl. KRESSER (1987, 1988).

Die starken Eintiefungsraten in der **österreichisch-slowakischen Grenzstrecke** (und knapp bergwärts davon) werden hauptsächlich auf die Baggerungen im Bereich Bratislava und einer damit bewirkten **rückschreitenden Erosion** zurückgeführt, vgl. KRESSER (1984, 1987).

Im Zusammenhang mit dem **Kraftwerk Freudenu** gibt KRESSER (1987, 1988), sofern keine geeigneten Gegenmaßnahmen getroffen werden, eine **weitere Verstärkung der Sohlerosion an, die Eintiefungsraten können dann mehr als 3 cm/a erreichen**. Mit oder ohne Staustufe sollte sich aber im unterhalb liegenden Stromabschnitt dieselbe Endsohllage einstellen, lediglich der Zeitraum bis zu dessen Erreichen ist unterschiedlich.

In einer Arbeit von GRUBER (1969) wird die Sohle vor Beginn der Kraftwerkerrichtung²⁶ als nahezu stabil bezeichnet, mit gemittelten Eintiefungsraten von etwa 1,0 cm/a. Hingegen findet GRUBER zur Zeit der Veröffentlichung seiner Arbeit (also 1969) in den freien Fließstrecken eine Eintiefungstendenz von etwa 2,2 cm/a (gemittelt), im unmittelbaren Unterwasserbereich der Donaukraftwerke Ybbs-Persenbeug und Aschach jedoch stärker, im Mittel rund 5,0 cm/a.

Die Ziviltechniker ZOTTL & ERBER stellen in einer Studie (1987) fest, dass die Sohlage (zum Zeitpunkt ihrer Bearbeitung) keinem Selbststabilisierungsgefälle entspricht; ein solches wird auf Grundlage der theoretischen Arbeiten von GÜNTER (1971) und SCHÖBERL (1981)²⁷ mit etwa 0,305 m/km (bezogen auf Str.km. 1920) bzw. 0,271 m/km (bezogen auf Str.km. 1887) angegeben, unter Voraussetzung einer dann reifen Deckschichte. Sowohl mit als auch ohne KW Freudenu wird, immer unter der Bedingung, dass keine geeigneten Sohlstabilisierung realisiert wird, eine maximale Eintiefung (bei Str.km. 1920) von etwa 3,5 m angegeben, mit einer Rotationserosion ab dem Bereich bei Bad Deutsch-Altenburg (Annahme eines Fixpunktes). Es wird ergänzt, dass dieser Endzustand erst nach über 100 Jahren erreicht würde. Die Eintiefungsraten sind in beiden Szenarien (mit oder ohne KW Freudenu) unterschiedlich, vgl. Tab. 3.4-4:

	Eintiefungsraten (bei Str.km. 1920) mit Staustufe Wien - und ohne Geschiebezugabe:	Eintiefungsraten (bei Str.km. 1920) ohne Staustufe Wien:
innerhalb der ersten 15 Jahre:	-6,7 bis -10,0 cm/a	-3,3 cm/a
innerhalb der ersten 30 Jahre:	-5,5 bis -6,6 cm/a	-2,7 cm/a

Tab. 3.4-4: Eintiefungsszenarien für den Bereich bei Str.km. 1920, mit und ohne Staustufe Wien, nach einer Studie von ZOTTL & ERBER (1987)

Der geschiebehydraulisch relevante Unterschied zwischen beiden Szenarien besteht darin, dass sich ohne Staustufe Wien auch der gesamte Wiener Abschnitt (talwärts von Greifenstein) eintieft, wodurch östlich von Wien bereits ein stärkerer Geschiebeeintrag gegeben ist, während mit einer Staustufe bei Wien kein derartiger Geschiebeeintrag vorausgesetzt werden kann.

Der wasserrechtliche Grundsatzbescheid zum Donaukraftwerk Freudenu²⁸ enthält ergänzend zu den konkreten Auflagen verschiedene Überlegungen (der Amtssachverständigen) zur Sohlstabilität und zur diesbezüglich vorgesehenen UW-Sicherung (vgl. auch Kap. 3.9); im Besonderen wird, unter Hinweis auf die Arbeiten von KRESSER (1984, 1987), eine Eintiefungsrate (für die gesamte freifließende Donau)

²⁶ Zur zeitlichen Abfolge des Kraftwerksbaues vgl. Tab. 3.8-3 (Kap. 3.8).

²⁷ Vgl. Kap. 5; dort werden die theoretischen Grundlagen kurz beschrieben.

²⁸ Wasserrechtliche Grundsatzgenehmigung zum Donaukraftwerk Freudenu, Bescheid der Obersten Wasserrechtsbehörde vom 31.07.1991 (Zl. 14.570/182-I 4/91)

- ⇒ von etwa 1,5 bis 2 cm/a im Zeitraum zwischen 1960 und 1980
- ⇒ und etwa 2 bis 3 cm/a nach Errichtung der Staustufe Greifenstein (also ab 1984)

zugrundegelegt, aber mit dem zusätzlichen Hinweis, dass die Eintiefung nach allen Erfahrungen örtlich sehr ungleichmäßig abläuft, auf längere Erosionsabschnitte folgen sogar kurze Auflandungszonen. Weiters unterscheidet sich der Abtrag eines Regeljahres deutlich von dem eines Trocken- oder Feuchtjahres; das Verhältnis Trocken- zu Regel- zu Feuchtjahr wird mit bis zu 1:3:9 angegeben; einzelne große aber kurz andauernde Hochwässer haben einen vergleichsweise geringen Einfluss auf die Jahresfracht (z.B. HQ_{10} nur ein Drittel des mittleren jährlichen Transportvermögens), vgl. OBERSTE WASSERRECHTSBEHÖRDE (1991).

Eine Studie von STROBL et al. (2000) verweist zunächst auf die von KRESSER (1984, 1987) und BUNDESSTROMBAUAMT (1983) angegebenen Werte zur Eintiefung, vgl. Tab. 3.4-1 bis 3.4-3. Auf dieser Basis und nach ergänzenden Überlegungen und Modellrechnungen (mittels HEC-6) kommt diese Studie zu folgenden Ergebnissen im Zusammenhang mit der Strecke östlich der Staustufe Wien-Freudenau:

- ⇒ Während der nächsten 30 Jahre wird kein stationärer Endzustand erreicht, die Eintiefungsraten nehmen innerhalb dieses Zeitraumes kaum ab;
- ⇒ ohne Geschiebeeintrag zeigt die Erhaltungsstrecke²⁹ Eintiefungsraten von etwa 5 cm/a;
- ⇒ mit Geschiebezugabe (gemäß AHP-Unterwassersicherung, vgl. Kap. 3.9) kann die Erhaltungsstrecke stabilisiert werden, es treten dort im langfristigen Mittel keine weiteren Eintiefungsraten auf; der sohlstabilisierende Effekt wird sowohl auf die gleichmäßige Verteilung der Zugabe als auch auf die gegenüber dem Zustand des freien Geschiebeeintrages (vor Bau des KW Freudenau) gröberen Körnung des Zugabematerials zurückgeführt;
- ⇒ im Abschnitt unterhalb der Erhaltungsstrecke zeigen die Prognoserechnungen Eintiefungsraten von etwa 1,7 cm/a, und zwar sowohl für das Szenario mit Geschiebezugabe in der Erhaltungsstrecke als auch beim Szenario ohne Geschiebezugabe, vgl. STROBL et al. (2000).

In den einzelnen Arbeiten und Diskussionsbeiträgen werden verschiedene Ursachen (bzw. Verursacher) genannt. Offensichtlich wurde eine **primäre Eintiefungstendenz bereits durch die Regulierung** vor über hundert Jahren eingeleitet, und zwar durch die Vergrößerung des Geschiebetransportvermögens infolge Begradigung und Abtrennung der Seitenarme. In der Studie von STROBL et al. (2000) wird diesbezüglich vor allem die Abflusskonzentration (Reduktion der Gerinnebreiten) verantwortlich gemacht, während der Erhöhung des Gefälles durch Begradigung nur eine untergeordnete Wirkung zugeschrieben wird, vgl. auch Kap. 3.8.

Entscheidend für das heutige Ausmaß der Erosion ist aber mit größter Wahrscheinlichkeit der **Geschieberückhalt durch Staustufen** stromauf der zu untersuchenden Strecke, vgl. auch Kap. 3.8, aber auch die Summe der geschieberückhaltenden Maßnahmen an den kleineren Zubringern (vor allem Wildbachverbauungen).

²⁹ Abschnitt zwischen dem KW Freudenau (Str.km. 1921) und Str.km. 1910; aufgrund einer wasserrechtlichen Festlegung, sh. auch Kap. 3.9;

Als zusätzliche Ursache werden von BERNHART (1987) die **zur Freihaltung der Fahrrinne durchgeführten Baggerungen** genannt. Nach Angaben der Wasserstraßendirektion³⁰ wurden während der letzten Jahre in dieser Strecke Instandhaltungsbaggerungen in der Größenordnung von etwa 100.000 m³/a vorgenommen, und zwar hauptsächlich in kritischen Furten und entlang von Kiesbänken und Innenbögen (Haufenrandbaggerungen). Dieses Material wurde früher dem Geschiebehaushalt des Stromes entzogen, im Mittel (über die Strecke und die Zeit) etwa 2.500 m³/(km.a). Bernhart kommt auf etwas höhere Werte³¹.

GEITNER (1969) gibt für den Zeitraum zwischen 1957 und 1967 und die Strecke zwischen Freudenau (Wien) und Theben eine Baggermenge von etwa 374.000 m³ an, also eine durchschnittliche Jahresbaggermenge von unter 40.000 m³. Für den Zeitraum zwischen 1968 und 1977 (und die Strecke zwischen Freudenau (Wien) und Theben) nennt GEITNER (1978) eine Gesamtbaggermenge (ohne Ausbau des Hafens Bad Deutsch-Altenburg) von rund 455.000 m³, das entspricht einer durchschnittlichen Jahresbaggermenge von etwa 55.000 m³. Diese Werte liegen deutlich unter den Werten von BERNHART (1987).

Seit einigen Jahren wird das Baggermaterial in Form von Inselschüttungen bzw. durch flächiges Verklappen in Kolken wieder zugegeben, sodass dieses Problem nicht mehr oder nur teilweise³² in Erscheinung tritt.

3.5 Sediment, Sohl- und Geschiebekennwerte

Die Stromsohle der Donau besteht praktisch überall aus Kies und Grobkies³³; der maßgebende Korndurchmesser d_m (Definition nach MEYER-PETER, vgl. Kap. 5.2.1) liegt im Bereich zwischen 20 und 30 mm, das natürliche Größtkorn schwankt – je nach flussmorphologischer Situation – zumeist zwischen 90 und 150 mm; gelegentlich werden auch größere Steine gefunden, dabei handelt es sich aber in aller Regel um Wasserbausteine. Feinkörnige, also sandige oder schluffige (bzw. aulehmige) Materialien spielen für die Bettbildung im Hauptgerinne keine nennenswerte Rolle, wohl aber in den Nebenarmen und Vorländern, wo es mit diesen Feinsedimenten zunehmend zur Verlandung bzw. Auflandung kommt.

³⁰ Mündliche Auskunft von Dipl.-Ing. SCHLÖGL, Wasserstraßendirektion und Leiter der zuständigen Streckenbauleitung („WSV-Ost“).

³¹ Damit läge die gemittelte jährliche Baggermenge für den Abschnitt von Str.km 1883 bis Str.km 1886 und den Zeitraum 1956/1985 bei etwa 2.880 m³/(km.a); im Abschnitt von Str.km 1917 bis Str.km 1920 und den Zeitraum 1962/1985 wurden etwa 3.350 m³/(km.a) gebaggert. Rein rechnerisch ergeben sich aus derartigen Baggermengen (bei einer angenommenen Breite von 250 m) Eintiefungsraten von etwa 12 bis 13 mm/Jahr.

³² Wenn mit dem Baggermaterial inselförmige Strukturen (außerhalb der Fahrrinne) geschüttet werden und diese zumindest mittelfristig stabil bleiben, dann hat das sehr wohl einen Einfluss auf den Geschiebehaushalt.

³³ Gerundetes Bodenmaterial mit Korngrößen zwischen 2 und 63 mm wird in der Bodenmechanik und im Wasserbau als „Kies“ bezeichnet während in der Umgangssprache häufig von „Schotter“ die Rede ist. Als Grobkies bezeichnet man Kies der Korngröße zwischen 20 und 63 mm.

3.5.1 Donaukies

Eine wesentliche Vorarbeit für bisherige Vorschläge zur Sohlstabilisierung war die **Gewinnung und Untersuchung von insgesamt 33 Sohlproben** zwischen Hainburg und Wien-Nußdorf, vgl. ZOTTL & ERBER (1987). Die Entnahme erfolgte von einem Schiffsverband (Negrelli, Kronau, Inn) der Wasserstraßendirektion mittels eines nach unten dicht schließenden Polypgreifer. Pro Probe wurden etwa 500 bis 650 kg im Labor (Baustellenlabor der Baustelle „Neue Donau - Bau-los EG 1“) gesiebt. Tab. 3.5-1 nennt neben dem Entnahmeort und der abgesehenen Masse die für geschiebehydraulische Fragen wichtigen Kenngrößen, und zwar im Einzelnen:

- ⇒ den maßgebenden Korndurchmesser d_m nach Meyer-Peter,
- ⇒ den d_{max} -Wert (Durchmesser des Größtkornes)³⁴,
- ⇒ die d_{90} -, d_{84} -, d_{50} - und d_{16} -Werte,
- ⇒ das Verhältnis d_{84}/d_{16} als Maß für die (Un-)Gleichkörnigkeit;

³⁴ Die Größtkörner wurden gewogen, d_{max} wurde dann als äquivalenter Kugeldurchmesser (unter Annahme einer mittleren Dichte von $2,63 \text{ kg/dm}^3$) rückgerechnet.

Nr.	Str.km	Ort im Profil	M [kg]	d _{max} [mm]	d ₉₀ [mm]	d ₈₄ [mm]	d ₅₀ [mm]	d ₁₆ [mm]	d _m [mm]	d ₈₄ /d ₁₆ [-]	Situation (flussmorph.)
S1	1881,3	40m vom liU	561,0	100	56,9	46,1	18,5	3,0	23,5	15,2	Bogen (außen), Kolk
S2	1881,3	Str.mitte	518,9	100	35,1	28,6	16,5	9,6	19,6	3,0	Bogen (Mitte)
S3	1881,3	50m vom reU	558,3	102	50,8	43,9	22,5	7,9	25,1	5,6	Bogen (innen)
S4	1885,2	30m vom liU	586,9	98	51,6	44,2	17,7	3,4	22,2	13,1	Bogenüberg.
S5	1885,2	Str.mitte	562,7	100	61,4	50,3	17,4	4,1	24,5	12,2	Bogenüberg.
S6	1885,2	Str.mitte	681,2	107	56,4	46,3	15,1	2,9	21,7	16,0	Bogenüberg.
S7	1885,2	80m vom reU	506,7	86	47,7	40,0	23,7	11,9	26,1	3,4	Bogenüberg.
S8R ³⁵	1888,55	70m vom reU	556,8	110	51,1	46,1	29,0	15,7	30,2	2,9	tiefer Kolk
S9	1890,3	Str.mitte	511,7	100	49,0	40,0	20,8	10,0	24,7	4,0	(Furt)
S10	1895	Str.mitte	594,7	100	59,6	52,5	19,1	2,5	24,6	21,2	Bogen (Mitte)
S11	1895	30m vom reU	455,2	100	44,7	37,7	19,9	5,9	21,8	6,4	Bogen (außen), Kolk
S12	1894,99	40m vom reU	592,6	80	46,5	39,7	23,7	12,5	26,0	3,2	Bogen (außen), Kolk
S13	1900,9	60m vom liU	510,0	120	64,0	56,8	20,4	2,9	25,9	19,3	Kolk
S14	1905	30m vom reU	557,2	130	53,3	40,7	18,7	4,8	20,9	8,4	Furt
S15	1905	Str.mitte	600,7	167	74,1	61,5	17,6	2,5	23,5	24,3	Furt
S16	1905	80m vom liU	557,8	124	68,5	58,8	22,9	4,5	27,9	13,2	Furt
S17	1908,6	Str.mitte	601,9	105	57,8	48,2	19,7	5,0	24,2	9,5	(Furt)
S18	1913,7	100m vom liU	566,8	115	63,4	56,4	25,7	3,9	28,9	14,5	Furt
S19	1913,7	110m vom liU	616,9	128	64,0	55,7	22,6	4,9	26,8	11,4	Furt
S20	1914,6	40m vom reU	642,2	115	62,9	55,3	33,2	18,4	35,4	3,0	Kolk (außen)
S21	1917,80	40m vom reU	565,1	130	71,8	63,3	28,0	7,9	32,5	8,0	Kolk (außen)
S22	1917,80	50m vom reU	550,9	100	66,9	59,3	31,5	12,2	35,0	4,9	Kolk (außen)
S23	1917,80	Str.mitte	465,9	130	41,1	32,1	11,7	2,8	16,2	11,4	Bank
S24	1920,60	100m vom liU	456,9	100	62,4	55,9	27,3	7,5	30,3	7,5	Buhnenkopf

Tab. 3.5-1: Geschiebe- bzw. Sohlentnahmen aus der Strecke zwischen Wien und Marchmündung, aus der Untersuchung ZOTTL & ERBER (1987) und daraus ermittelte Parameter;

Die Kornverteilungslinien aller Sohlproben sind stetig, also keine Ausfallkörnungen; die Proben S2, S7, S8R, S9 und S20 haben praktisch keine Anteile an Sand und nur wenig Feinkies; umgekehrt hat die Probe S23 einen hohen Anteil an Sand und Feinkies. Einige Proben (S2, S7, S8R, S12, S20) sind vergleichsweise eng gestuft, mit d₈₄/d₁₆-Werten unter 4; die eher weit gestuften Proben (S1, S6, S10, S13, S15) haben d₈₄/d₁₆-Werte zwischen 15 und 25. Nach den Kriterien von SCHÖBERL (1981) ist das mit den Proben gefundene Material grundsätzlich fähig, eine Deckschicht (natürliche Abpflasterung) auszubilden, vgl. ZOTTL & ERBER (1987) und Kap. 5.6.

³⁵ Reduziert um das dort gefundene Blockwerk (Steine bis etwa 300 mm).

Der d_{90} -Wert liegt generell im Grobkiesbereich oder knapp darüber, zumeist etwa zwischen 50 und 65 mm; der d_{50} -Wert liegt meist bei etwa 20 mm, also im Übergang zwischen Mittel- und Grobkies, vgl. ZOTTLE & ERBER (1987).

Abb. 3-9 (Anhang A) zeigt (im linearen Maßstab) die granulometrischen Parameter d_{50} , d_{90} und d_{max} der einzelnen Proben im Längenschnitt. Abb. 3-10 (Anhang A) gibt die d_m -Werte im halb-logarithmischen Maßstab wieder, wobei die Werte der aus Kolk- und Furtbereichen entnommenen Proben besonders gekennzeichnet werden. Abb. 3-11 (Anhang A) zeigt die Anteile der einzelnen Fraktionen über den Längenschnitt, gibt also Informationen über die Kornverteilung. Abb. 3-12 bis 3-15 (Anhang A) zeigen exemplarisch die aus der Untersuchung gewonnenen Kornverteilungslinien der Proben:

- ⇒ über den Querschnitt bei Str.km. 1881,3 (S1, S2, S3): Abb. 3-12 (Anhang A),
- ⇒ über den Querschnitt bei Str.km. 1885,5 (S4, S5, S6, S7): Abb. 3-13 (Anhang A),
- ⇒ über den Querschnitt bei Str.km. 1905 (S14, S15, S16): Abb. 3-14 (Anhang A),
- ⇒ über den Querschnitt bei Str.km. 1917,8 (S21, S22, S23): Abb. 3-15 (Anhang A);

Insgesamt ist auf Basis dieser Darstellungen folgendes zu erkennen:

- (a) In Fließrichtung nehmen die Korndurchmesser im Mittel ab, das Material wird - ganz offensichtlich durch **Abrieb, gegebenenfalls auch durch Sortierung** - feiner. Als Abriebkoeffizient³⁶ (nach Sternberg) wird in der Arbeit von ZOTTLE & ERBER (1987) ein Wert von $a = 0,0137 \text{ [km}^{-1}\text{]}$ angegeben.
- (b) Die unter Pkt. (a) beschriebene Verkleinerung wird durch eine Streuung überlagert, welche - zumindest teilweise - durch **morphologische Einflüsse** erklärt werden kann. Insbesondere in Kolkbereichen ist das Material eher gröber, allerdings ist dieser Zusammenhang weder zwingend noch besonders deutlich ausgeprägt. Über die Verhältnisse in Kiesbänken ist auf Grundlage der vorliegenden Daten keine gesicherte Aussage möglich. Ein weiterer möglicher Grund für die Streuung ist die Entnahme aus Bereichen mit deutlich ausgeprägter Deckschichte, wobei jeweils auch, da das Entnahmegesetz etwa 0,5 bis 0,7 m tief gegriffen hat, darunter liegendes Material entnommen worden sein müsste.
- (c) Der Anteil des feineren Materials ist über den Längenschnitt ziemlich konstant; erst bei den Fraktionen mit $d > 25 \text{ mm}$ ist in Fließrichtung eine deutliche Abnahme festzustellen. Für Material mit $d > 63 \text{ mm}$ kann eine Abnahme von etwa 20 Gew.-% bei Wien auf etwa 5 Gew.-% bei Hainburg angegeben werden.

Es gibt Hinweise, dass **das Sohlmaterial im Laufe der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts sukzessive gröber geworden** ist, und zwar als Folge der Stauerichtungen in der Oberliegerstrecke. GRUBER (1969) führt Geschiebemessungen in Bad Deutsch-Altenburg an:

³⁶ Da es sich dabei nicht nur um die Wirkung des Abriebes sondern wahrscheinlich auch um Sortierungseffekte handelt sollte man besser von „Verkleinerungskoeffizient“ sprechen, vgl. auch Kap. 4.5.7.

- ⇒ von April 1956 bis April 1957 mit einer mittleren Korngröße³⁷ von 12,9 mm
- ⇒ und in der Zeit zwischen 1962 und 1965 mit einem mittleren Korngröße von 26,0 mm

Und weiter bei GRUBER (1969): „Da die Geschiebemessungen im selben Stromabschnitt erfolgten, keine künstlichen Veränderungen des Strombettes zu verzeichnen sind, dasselbe Gerät verwendet und praktisch das gleiche Messteam eingesetzt wurde, kann diese Vergrößerung des Geschiebes nur auf eine Änderung der morphologischen Verhältnisse zurückgeführt werden. Als auslösendes Element kommt in erster Linie die Stauerrichtung Ybbs-Persenbeug in Betracht. Dieses Kraftwerk unterbricht praktisch den Geschiebefluss der Donau vollkommen. Der überwiegende Teil der Geschiebefracht in Bad Deutsch-Altenburg stammt daher heute aus der Stromsohle zwischen Ybbs und der Messstelle. Da in der Vergangenheit verständlicherweise nur das gröbere Material zur Ablagerung kam, hat das aus der Erosion stammende Geschiebe einen größeren Durchmesser. Der Abrieb in der nun kürzeren Laufstrecke unterhalb Ybbs-Persenbeug ist außerdem kleiner. Auch das von den niederösterreichischen Zubringern in den Strom gebrachte Geschiebe ist von überdurchschnittlicher Abmessung. Es fehlt das einem stärkeren Abrieb unterworfenen Korn aus dem oberösterreichischen Raum.“

Zu diesen Beobachtungen bzw. Vermutungen passen auch die Messergebnisse von EHRENBERGER (1931, 1942)³⁸, der eine mittlere Mischungslinie für das von ihm aufgefangene Geschiebe (vgl. auch Kap. 3.7) mit einem d_{50} von ca. 7,5 mm und ein d_{90} von ca. 25 mm angibt.

Auch eine Untersuchung des HYDROGRAPHISCHEN DIENSTES (1937) führt kleinere Korndurchmesser an, vgl. Tab. 3.5-2. Details zur Probennahme (z.B. Probenmengen) und Auswertung sind aus dieser Arbeit aber leider nicht ableitbar.

Ort:	Str.km.	Summe der Korngrößenanteile in Gew.% bis								granulom. Parameter		
		3 [mm]	5 [mm]	10 [mm]	20 [mm]	30 [mm]	50 [mm]	70 [mm]	100 [mm]	d_{50} [mm]	d_{90} [mm]	d_{max} [mm]
Mannswörth	1917,5	24	34	52	85	94	99	100	100	9,4	25,6	70
Fischamend	1908,5	5	14	24	60	79	96	99	100	17,2	42,9	98
Dt.-Altenburg	1888,0	21	28	42	80	93	98	99	100	12,1	27,7	80

Tab. 3.5-2: Granulometrische Angaben für die Donau zwischen Wien und Marchmündung gem. HYDROGRAPHISCHES ZENTRALBÜRO (1937)

3.5.2 Feinsedimentauflage

Neben dem unter Kap. 3.5.1 beschriebenen kiesigen Grundmaterial findet man fast überall in den Donauauen und besonders entlang der stromnahen Auflächen und Ufer feinkörnige (schluffige, sandige) Ablagerungen, die als **Ausand und Aulehm** (mit mehr oder weniger stark ausgeprägtem Sandgehalt) zu bezeichnen sind. Dieses Material wird bei Hochwasser im Vorland und ent-

³⁷ Bestimmung nach der Definition von Meyer-Peter, vgl. Kap. 5.2.1.

³⁸ Vgl. auch Kap. 3.7.

lang der Ufer abgelagert. Nach stärkeren Hochwässern (zuletzt im März 2002 und im August 2002) können jeweils flächige Ablagerungen im Zentimeter- bis Dezimeterbereich festgestellt werden, wobei in den stromnahen Zonen tendenziell höhere Auflandungsraten zu beobachten sind, was auch als „Uferwallbildung“ bezeichnet wird. Für die donaanahen Zonen ist (als Folge einer strömungsbedingten Sortierung) auch ein höherer Sandgehalt zu vermuten, während die Ablagerungen gegen das Hinterland mutmaßlich feiner werden.

Zwischen der **Vegetation und den Aulehmablagerungen** besteht augenscheinlich eine positive Rückkopplung, also eine gegenseitige Verstärkung, ein dichter, krautiger oder grasartiger Bewuchs wird durch diese Bodenbildung gefördert und umgekehrt werden die Fließgeschwindigkeiten durch den Bewuchs abgemindert, was die Sedimentation verstärkt. Weiters kommt es durch die Verwurzelung zur Festigung der feinkörnigen Ablagerungen, solche Böden können dann bei Hochwasser (zumindest vorübergehend) auch höheren Beanspruchungen standhalten. Im Gegensatz zu sandigen und kiesigen Sohlmaterialien haben diese Feinsedimente, sofern sie einen höheren Schluffanteil haben, eine gewisse Kohäsion, sie können dann dauerhaft steile, teilweise auch lotrechte Uferböschungen bilden, was im kiesigem Material nicht möglich wäre, vgl. DONAUCONSULT, OBERHOFER (2002b).

Mit der flächigen Aulehmablagerung ist eine **zusätzliche, die Sohleintiefung verstärkende Entkopplung zwischen den mittleren Wasserspiegeln und den Auegebieten** verbunden. Dieser Prozess war früher, vor der Regulierung mit Sicherheit auch wirksam, allerdings wurden die Feinsedimente auch wieder im Zuge der Verlagerung der Haupt- und Nebenarme des Stromes, also durch Seitenerosion, abgetragen und remobilisiert, während dies heute nicht mehr oder doch nur sehr lokal erfolgt; vgl. DONAUCONSULT, OBERHOFER (2002b).

Nähere **Angaben über den Schwebstoffhaushalt** der Donau findet man in NACHTNEBEL et al. (1998) und in der Kolmationsstudie von BLASCHKE, GUTKNECHT, SCHMALFUSS et al. (2002). Bei Hochwässern steigt der Schwebstoffgehalt in den Bereich zwischen etwa 500 und 1.200 mg/l (³⁹, vereinzelt wurden noch höhere Werte beobachtet, während der Spitze des August-2002-Hochwassers (14.08.2002) wurden in Bad Deutsch Altenburg in einer Probe 2.780 mg/l gemessen, mehrere Einzelwerte lagen über 2.000 mg/l (⁴⁰. Ganz allgemein ist der überwiegende Teil des Schwebstofftransportes an Hochwässer gekoppelt, nach NACHTNEBEL et al. (1998) sind im langjährigen Durchschnitt 70 bis 80% des gesamten Schwebstofftransportes auf 10% der Zeit konzentriert. Mittlere Abflüsse sind mit Schwebstoffgehalten von etwa 20 bis 40 mg/l verbunden; bei Niederwasser sinken die Werte auf zumeist 5 bis 20 mg/l.

Die Arbeit von NACHTNEBEL et al. (1998) enthält auch Angaben zu den Korngrößenverteilungen und zum Mineralbestand der Schwebstoffe, allerdings nur für den Donauabschnitt mit Stauräumen. Für Greifenstein kann daraus ein Schluffgehalt von etwa 65% und ein Sandanteil

³⁹ Z.B. Oktober 1996 (HQ knapp über 7.000 m³/s): Schwebstoffgehalt bis etwa 800 mg/l; Juli 1997 (HQ knapp über 7.000 m³/s): Schwebstoffgehalt bis etwa 1.200 mg/l; diese Werte wurden im Bereich Wien beobachtet und waren durch den Bau der Staustufe Wien-Freudenau beeinflusst, BLASCHKE, GUTKNECHT, SCHMALFUSS et al. (2002);

⁴⁰ Rohdaten per e-mail von der Wasserstraßendirektion (Dipl.-Ing. KÖLBL).

von unter 5% abgeleitet werden; der Rest (knapp über 30%) fällt in die Tonfraktion. Nach dem Mineralbestand sind etwa 46% Schichtsilikate, etwa 13% Quarz, etwa 18% Dolomit, etwa 16% Kalzit und etwa 7% Feldspat. Diese Werte variieren mit den verschiedenen Hochwasserwellen, je nach Abflussdynamik und Verhältnis der Abflüsse der verschiedenen Zubringer.

3.6 Erste Angaben zur mittleren Flusstopographie

Die Gefällsverhältnisse wurden bereits unter Kap. 3.3 beschrieben; im Folgenden werden die **mittleren Breiten- und Tiefenverhältnisse** angegeben, und zwar im Sinn des von MEYER-PETER, LICHTENHAHN (1963) definierten charakteristischen Querprofils. Dieses entsteht durch Mittelung der hypsographischen Kurven der betrachteten Querprofile, sh. Kap. 5.3.2.

Im vorliegenden Fall ergibt sich aus den 101 Stromprofilen zwischen Str.km. 1890 und 1910 (konstanter Profilabstand von 200 m) das in Abb. 3-16 (Anhang A) angegebene Querprofil. Es wird aus DONAUCONSULT (1997b) übernommen. Bezugsebene (für die Ermittlung der hypsographischen Kurven) ist der RNW-Spiegel.

In diese Darstellung wird eine überschlägige Abschätzung hinsichtlich der Wirkung von Kiesbänken (Abb. 3-16, blaue Linie) und Regulierungsbauwerken (Abb. 3-16, rote Linie) eingearbeitet. Solche hydraulisch und geschiebehydraulisch unwirksamen Querschnittsteile („ineffective flow areas“), in denen kein nennenswerter Geschiebetrieb zu erwarten ist, sind vom Gesamtquerschnitt abzuziehen. Die damit verbleibende, **geschiebetransportwirksame Breite** liegt nur knapp über 200 m.

Die tiefsten Kolke reichen nach dieser Auswertung etwa 8 m unter RNW.

3.7 Erste Angaben zum Geschiebetransportvermögen

Die theoretischen Grundlagen zur Berechnung des Geschiebetransportvermögens⁴¹ werden später, in Kap. 5.3 beschrieben. An der Donau zwischen Wien und Hainburg wurden während der letzten Jahrzehnte, und zwar seit etwa 1930, **verschiedene empirisch gestützte Messungen zu den Geschiebefrachten** (von Ehrenberger, später vom Bundesstrombauamt) **und zum Geschiebeaustag** (Bundesstrombauamt, später Donaukraft Engineering) durchgeführt; darüber hinausgehend liegen **verschiedene Rechnungen zum Geschiebetransportvermögen** vor. Eine Zusammenstellung dieser Werte gibt Tab. 3.7-1:

⁴¹ In diesem Kapitel werden zunächst Geschiebefrachten (GF), Geschiebetransportvermögen (GTV) und Geschiebeaustag (GA) nebeneinander genannt.

Quelle:	Jahr und Ort der Messung (bzw. Gültigkeit):	Methode:	Wert [m ³ /a]:
SCHOKLITSCH (1934)	mittleres Jahr Wien	Berechnung nach der Formel von Schoklitsch	526.000 [GTV]
EHRENBERGER (1931, 1942)	1930 / 1931 Wien	Transportmessungen (Wert für 1930 / 1931)	656.000 [GF]
BUNDESSTROM- BAUAMT bzw. GRUBER (1969)	1957 / 1961 Bad Deutsch-Altenburg	Bilanzierung	497.000 [GF]
SCHMUTTERER (1961)	1961 Bad Deutsch-Altenburg	Transportmessungen (Wert für 1961)	600.000 [GF]
KRESSER (1987)	Wien; Durchschnittswert	Querprofilvergleiche	400.000 [GA]
ZOTTL & ERBER (1987)	Wien (Str.km. 1920) Bad Deutsch-Altenburg (Str.km.1887)	Rechnung nach Meyer-Peter	328.000 [GTV] 208.000 [GTV]
DONAUCONSULT (1997b)	Str.km. 1910 – 1895; Regeljahr	Rechnung nach Meyer-Peter	297.700 [GTV]
DONAUKRAFT ENGINEERING (1995)	1987 / 1992 Str.km. 1920 – 1880	aus Querprofilverglei- chen	von ca. 160.000 auf ca. 400.000 steigend [GA]

Tab. 3.7-1: Bisherige Untersuchungen zum Geschiebetransportvermögen bzw. zu den Geschiebefrachten zwischen Wien und Hainburg; GF = Geschiebefracht(en), GTV = Geschiebetransportvermögen; GA = Geschiebeauftrag (aus der Strecke)

Grundlage der **Werte von Ehrenberger** waren Geschiebemessungen (mittels Fangkorb), die von der Versuchsanstalt für Wasserbau in den Jahren 1930 und 1931 bei vier verschiedenen Wasserführungen im Wiener Donauabschnitt (unterhalb der Nordbahnbrücke) durchgeführt wurden. Auf dieser Datengrundlage bestimmte Ehrenberger eine Geschiebetransportfunktion, abhängig vom Wasserstand am Pegel Wien-Reichsbrücke, und ermittelte dann die oben angegebenen Werte unter Verwendung monatsgemittelter Pegelstände. Der Wirkungsgrad des Fangkorbes wurde durch Vergleichsmessungen an der Versuchsanstalt für Wasserbau in Zürich festgesetzt, war aber nach Einschätzung von Ehrenberger gemeinsam mit der Frage des Maschenverlustes (Geschiebe kleiner als die Maschenweite, die 4,5 mm betrug) eine nennenswerte Unsicherheitsquelle; insgesamt setzte er (zur Berücksichtigung aller Verluste) für den „wahren“ Geschiebetrieb den jeweils doppelten Wert des gemessenen Geschiebetriebes. Damit erhält er:

- ⇒ ca. 656.000 m³ für den Zeitraum vom 1. Juli 1930 bis zum 30. Juni 1931,
- ⇒ bzw. 944.000 m³ für das abflussreiche Jahr 1910 (Rückrechnung),
- ⇒ bzw. 481.000 m³ für das eher trockene Jahr 1925 (Rückrechnung);

vgl. EHRENBERGER (1931, 1942).

Auch das **Bundesstrombauamt** (bzw. Schmutterer) arbeitete mit Geschiebefangkörben, die damit verbundenen Schwierigkeiten werden bereits bei EHRENBERGER (1942) beschrieben⁴².

GRUBER (1969) gibt für den Zeitraum 1957 bis 1961 und die Strecke zwischen Ybbs und Bad Deutsch-Altenburg eine **Geschiebebilanz** gemäß Tab. 3.7-2 an:

	Eintrag:	Austrag:
Geschiebeeintrag vor Teilstauerrichtung des Donaukraftwerkes Ybbs-Persenbeug	44.000 m ³	—
Geschiebe von Zubringern	429.000 m ³	—
Erosionsmenge (d.h. Abnahme des Geschiebespeichers in der Strecke)	593.000 m ³	—
Geschiebeentnahmen (Baggerungen)	—	86.000 m ³
Verlust durch Abrieb	—	483.000 m ³
Geschiebefracht	—	497.000 m ³
Summe (1957 bis 1961):	1.066.000 m ³	1.066.000 m ³
Wert, bezogen auf ein Jahr:	266.500 m³/a	266.500 m³/a

Tab. 3.7-2: Geschiebebilanz für die Strecke zwischen Ybbs und Bad Deutsch-Altenburg in den Jahren 1957 bis 1961 nach GRUBER (1969)

Ergänzend weist Gruber darauf hin, dass die betrachteten Jahre vergleichsweise abflussarm waren, im langjährigen Durchschnitt erwartet er eine um etwa 20% erhöhte Geschiebefracht; **damit erhält man einen Wert von etwa 320.000 m³/a.**

Für die Tagesgeschiebefracht G [m³/d] gibt GRUBER (1969) die folgende Beziehung, abhängig von den Abflüssen Q [m³/s], an:

$$G = \left(\frac{Q - 400}{1000} \right)^{1,52}$$

Diese Formel impliziert einen Grenzabfluss (bei dem der Geschiebetransport einsetzt) von 400 m³/s und das bedeutet, dass Geschiebe auch noch unter Niederwasserbedingungen bewegt und umgelagert wird.

EHRENBERGER (1931) gibt einen Grenzabfluss von 750 m³/s an und geht - unter Bezug auf die Geschiebetriebformel von Schoklitsch - von einer linearen Beziehung zwischen Geschiebetrieb und Abfluss aus.

Die von den Ziviltechnikern **ZOTTL & ERBER (1987)** auf Basis der Meyer-Peter-Formel berechneten Werte für das Geschiebetransportvermögen liegen deutlich tiefer als die von Ehren-

⁴² EHRENBERGER (1931, 1942) findet starke zeitliche Schwankungen des Geschiebetriebes, und zwar im Sinn einer ausgeprägten Periodizität; daher können zu kurze Messungen stark fehlerhaft sein. Weiters ist der Geschiebetrieb über den Querschnitt ungleich verteilt; die Anzahl und Lage der Messlotrechten ist insofern von großer Bedeutung. Eine weitere Unsicherheit liegt in der Einschätzung des Maschenverlustes, also jenes Geschiebeanteiles der nicht vom Korb zurückgehalten werden kann und generell in der Einschätzung des Wir-

berger und Schmutterer angegebenen Werte. Dies könnte mit unterschiedlichen Korngrößenverteilungen (vgl. Kap. 3.5.1) zusammenhängen. Sollte die Vermutung von Gruber, das Donageschiebe sei sukzessive gröber geworden, zutreffen, dann wären die Differenzen zwischen den angegebenen Werten zumindest qualitativ verständlich.

Die von **KRESSER (1987)** und von der **DONAUKRAFT ENGINEERING (1995)** unabhängig voneinander ermittelten Werte, die aber auf der gleichen Methodik (Bestimmung des Geschiebeaustrages durch Querprofilvergleiche) beruhen, stimmen bemerkenswert gut überein. Die Werte der Donaukraft Engineering, die im Zuge der Planung der Unterwassersicherung zum KW Freudenu (sh. Kap. 3.9) und auf Basis systematisch durchgeführter Querprofilaufnahmen bestimmt und schließlich auch mit der Obersten Wasserrechtsbehörde akkordiert wurden, können als vergleichsweise verlässlich bewertet werden.

In der **Zusammenschau** passt ein **langjährig gemittelttes Geschiebetransportvermögen von etwa 350.000 bis 400.000 m³/a** gut mit den verschiedenen Einzelinformationen zusammen.

3.8 Überblick über anthropogene Eingriffe seit etwa 1800

Die folgenden Aussagen stützen sich vor allem auf die Arbeiten von KANDL (1969), MICHELMAYR (1994), auf den Donauatlas von MICHELMAYR, MOHILLA (1996) für den Wiener Donauabschnitt und die Studie von STROBL et al. (2000). Diese Arbeiten greifen wiederum auf verschiedene historische Kartendarstellungen zurück, vgl. Tab. 3.8-1:

Verfasser:	Jahr:	Titel:	Anm.:
CLAUSNIEZ	1601	Regulierungsvorschlag für den Bereich Nußdorf	nur schematisch
GALL	1686	Gegenvorschlag für eine Regulierung von Nußdorf bis Wien	nur schematisch
MARINONI	1726 / 1729	Jagdatlas von Kaiser Karl VI	1 : 21.600 (bereits mit sehr hoher kartografischer Qualität)
SPALLART	1760	Vorschlag eines Durchstiches zur Verringerung der Hochwassergefahr	
von NEU	1773 / 1781	Josephinische Landesaufnahme	1 : 28.800
LORENZO	1816 / 1819	Aufnahme des Donaustromes	1 : 7.200 (in ein astronomisch vermessenes, übergeordnetes Netz eingepasst, daher im Großen sehr genau)
PASETTI	1857 / 1862	Aufnahme der Donau	1 : 28.800 (sehr ungenau)

Tab. 3.8-1: Historische Aufnahmen der Donau bei Wien und teilweise auch zwischen Wien und Hainburg; Quelle: MICHELMAYR, MOHILLA (1996) und STROBL et al. (2000).

Bis zum Beginn des 19. Jahrhunderts wurden nur kleinräumige flussbauliche Eingriffe vorgenommen, im Wesentlichen lokale Ufersicherungen und Regulierungsbauwerke (Sporne, Abrie-

lungsgrades des gesamten Auffanggerätes. Schließlich nennt Ehrenberger auch den Einfluss der Pegeltendenz

gelungen, Abdämmungen), dies vor allem mit dem Ziel, einen möglichst durchgehenden Trep-
pelweg zu erhalten, denn die bergwärts fahrenden Schiffe („Gegenfahrer“) mussten damals von
Menschen und Pferden gezogen (getreidelt) werden, eine aus heutiger Sicht kaum vorstellbare
Plackerei. Der flussmorphologische Charakter der Donau wurde von diesen lokalen Baumaß-
nahmen nur wenig beeinflusst, sie waren zumeist nicht sehr lange wirksam, vgl. KANDL (1969),
MICHLMAYR (1994), MICHLMAYR, MOHILLA (1996), STROBL et al. (2000).

Eine Ausnahme bildet die Tätigkeit von Hubert, der zwischen etwa 1770 und 1785 ein System
von Dämmen und Spornen zum Schutz des Praters und des Marchfeldes errichtete; diese Arbei-
ten waren aber umstritten, in der Öffentlichkeit wurden Befürchtungen laut, dass diese Regulie-
rungsmaßnahmen den Strom zu stark einengen würden und zum Unglück Huberts durchbrach
das katastrophale Extremhochwasser von 1787 seine Dämme an mehreren Stellen, was mit ver-
heerenden Schäden im Marchfeld verbunden war. Damit verlor er das Vertrauen Josefs II., der
diese Projekte zuvor sehr gefördert hatte. *„Außerdem verdrossen Zwistigkeiten zwischen den
Wasserbauexperten den Kaiser so sehr, dass er alle weitere Ausgaben für Schutzarbeiten an der
Donau ablehnte“*, MICHLMAYR (1994).

Während der **ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts** wurden die Eingriffe insgesamt intensiver,
was mit der steigenden Bedeutung der Donauschifffahrt im Zuge der Industrialisierung zusam-
menhängt. In den Jahren 1832 bis 1834 wurde beispielsweise ein Durchstich im untersten Ab-
schnitt des Donaukanals⁴³ ausgeführt, zwecks Laufverkürzung und Erhöhung der Schleppkraft.
Der Donaukanal, der für die Schifffahrt bei Wien besonders wichtig war, zeigte zumindest seit
dem Spätmittelalter Verlandungserscheinungen, und mit solchen Durchstichen hoffte man, die-
sem Problem nachhaltig entgegenwirken zu können. Ab etwa 1830 standen erstmals leistungsfä-
hige Maschinen (Tieflöffelbagger, später auch schwimmende bzw. schienengebundene Eimer-
kettenbagger) für laufende Baggerarbeiten zur Verfügung. In dieser Zeit der Mechanisierung
wurde auch die Treidelschifffahrt sukzessive durch die Dampfschifffahrt ersetzt, vgl. KANDL
(1969), MICHLMAYR (1994), MICHTLMAYER, MOHILLA (1996).

Aber erst **in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts**, und zwar zwischen 1869 und 1875
(Restarbeiten bis etwa 1884) wurde der Strom im Wiener Bereich durchgehend und nach einem
einheitlichen Entwurf reguliert, in Form zweier Durchstiche, mit einer Ausbaubreite von 284 m
und einem Hochwasserabflussbereich („Inundationsgebiet“) von 474 m. Diese Form der Regu-
lierung wurde von Nußdorf bis beinahe zur Fischamündung durchgezogen, insgesamt auf einer
Länge von etwa 26 km, vgl. KANDL (1969) und MICHLMAYR, MOHILLA (1996). Große
Teile der ursprünglichen Donau wurden vom neuen Strombett abgetrennt und damit zu Altar-
men, beispielsweise die heutige „Alte Donau“, die Prater- und Lobaugewässer. Teilweise wur-
den solche Gewässer auch verfüllt, vor allem das Kaiserwasser im heutigen 20. Bezirk, oder sie
verlandeten im Lauf der Zeit von selbst, durch den Schwebstoffeintrag bei Hochwasser.

(steigend oder gleichbleibend oder fallend).

⁴³ Früher auch als „Wiener Canal“ bezeichnet;

Eine übersichtliche Darstellung der Wiener Donauregulierung und der langjährigen, dem Projekt vorausgehenden Fachdiskussionen⁴⁴ wird bei MICHLMAYR (1994) und MICHLMAYR, MOHILLA (1996) gegeben. Neben den Verbesserungen für die Schifffahrt waren auch der Hochwasserschutz, die Stadterweiterung, die Möglichkeit, dauerhafte Brücken über den Strom zu errichten und damit wohl auch militärische Aspekte projektsbestimmend.

Bald nach der Fertigstellung der Regulierung zeigte der Strom die Tendenz, innerhalb des Mittelwasserbettes zu pendeln⁴⁵, vgl. MICHLMAYR (1994) und MICHLMAYR, MOHILLA (1996). Dadurch wurden die rechtsufrig errichteten Umschlagländen („Handelskai“) über längere Strecken unbenutzbar. Aus diesem Grund wurde das Niederwasserbett sehr bald (etwa zwischen 1898 und 1901) praktisch durchgehend (mit Ausnahme eines Wendeplatzes stromab der Reichsbrücke) mittels **linksufrig angeordneter Buhnen** eingeengt, wodurch diese Pendeltendenz des Stromes tatsächlich beendet werden konnte.

Zwischen etwa 1882 und 1902 wurde die **Regulierung dann auf den niederösterreichischen Abschnitt** ausgedehnt, speziell auch auf die Strecke östlich von Wien. Dort wurde der Abflussquerschnitt auf ein einziges Mittelwasserbett konzentriert, und zwar mit einer Breite von etwa 380 m (360 bis 400 m). Dies erfolgte primär durch Absperrung von Nebenarmen (mittels Parallelwerken), das Kappen scharfer Bogenkrümmungen und die Befestigung der Ufer (2 m breiter Steinwurf bis 2,5 m über den niedrigsten Sommerwasserstand = „Nullwasser“), vgl. STROBL et al. (2000). Insgesamt folgte die Regulierung aber, da keine Durchstiche vorgenommen wurden, stärker dem Verlauf des bereits vorher bestehenden Hauptarmes. Diese Strecke, unterhalb der Fischamündung, ist daher auch heute noch stärker gewunden als der Wiener Abschnitt.

Neben den Regulierungsarbeiten wurden **Hochwasserschutzdämme** gebaut, linksufrig von Wien bis zur Marchmündung (Hubertusdamm; Marchfeldschutzdamm) und rechtsufrig im Abschnitt zwischen Fischamündung und Wien-Simmering.

Bereits unmittelbar nach der MW-Regulierung zeigte sich, dass die gehofften nautischen Verbesserungen nur bedingt eintraten. Probleme stellten sich vor allem in den zahlreichen Furten ein. In solchen Bereichen wurden dann, etwa ab 1900 (besonders intensiv zwischen etwa 1905 und 1911), **Buhnen und Leitwerke** errichtet, vgl. STROBL et al. (2000), aber immer aus der jeweiligen lokalen Situation heraus und nicht nach einem übergeordneten flussmorphologischen Konzept. Diese zweite Regulierungsphase dauert bis heute an, denn auch während der letzten

⁴⁴ Der Wasserbauexperte und Ministerialrat Pasetti, der damals für die Erhaltung und Ergänzung des Hochwasserschutzes verantwortlich war, wollte den Donaustrom im Verlauf der heutigen „Alten Donau“ stabilisieren, er hielt Durchstiche für zu gewagt und bekämpfte entsprechende Vorschläge überaus entschlossen. 1850 konnte er sich gegen die Mehrheit der damaligen Flussbauexperten, die eine Durchstichlösung befürworteten, durchsetzen und erst nach seiner Pensionierung (1868) war der Weg für die letztlich ausgeführte Regulierung frei. Allein im Jahr 1865 wurden von mehreren Experten (Baumgartner, Riener, Kink, Mihalik) verschiedene Varianten erarbeitet, die als Gemeinsamkeit einen leicht gegen die Stadt gekrümmten Durchstich hatten. Den Ausschlag für die ausgeführte Variante gab die Konsultierung von vier ausländischen Ingenieuren (speziell der Engländer A-bernethy), von denen sich drei für einen Durchstich aussprachen; MICHLMAYR (1994) und MICHLMAYR, MOHILLA (1996).

⁴⁵ Nach heutigem Verständnis haben sich in dieser fast geradlinigen Strecke alternierende Kiesbänke gebildet, vgl. auch Kap. 4.2.1.

Jahre waren manche Furten aus nautischer Sicht kritisch, mit Fahrwassertiefen unter RNW-Bedingungen von weniger als 25 dm. Als primäre Maßnahme wird in solchen Fällen gebaggert (Furt- und Haufenrandbaggerungen), vielfach werden auch Bühnen gebaut oder bereits bestehende Bühnen verlängert, wodurch das Geschiebetransportvermögen lokal erhöht wird.

Die für die **Instandhaltung (Fahrwasserfreihaltung) erforderliche Baggermenge** liegt zwischen Wien und Marchmündung im Durchschnitt der letzten Jahre bei etwa 100.000 m³/a (⁴⁶. Seit einigen Jahren wird das Baggermaterial dem Strom wieder beigegeben, einerseits in Form von Inselschüttungen (außerhalb der Fahrrinne, beispielsweise in Bühnenfeldern) oder durch Verklappen in Kolkbereichen. Zuvor, also bis etwa Mitte der 1990er-Jahre wurde der gebaggerte Kies an Land eleviert und dem Geschiebehaushalt entzogen, wodurch die Eintiefungsraten zusätzlich erhöht wurden, vgl. auch Kap. 3.4. GEITNER (1969) gibt für den Zeitraum zwischen 1957 und 1967 und die Strecke zwischen Freudenu (Wien) und Theben eine Baggermenge von etwa 374.000 m³ an, also eine durchschnittliche Jahresbaggermenge von unter 40.000 m³.

Die Frage der **Beeinflussung des Geschiebehaushaltes durch die Donauregulierung** wurde in der Studie von STROBL et al. (2000) näher untersucht. Die primären Faktoren sind demnach:

- ⇒ die Breitenreduktion durch Umgestaltung von einem mehrarmigen Gerinne zu einem einarmigen, kompakten Gerinne (Abtrennung von (Neben)Armen) und die
- ⇒ Gefällserhöhung durch Laufverkürzung (Begradigung);

Beide Mechanismen sind mit einer **Erhöhung der Transportkapazität** verbunden. STROBL et al. (2000) geben die in Tab. 3.8-2 genannten Breiten- und Gefällsänderungen an und führen weiter aus, dass vor allem die Breitenreduktion einen wesentlichen Einfluss hat, während die Erhöhung des Gefälles zumindest östlich von Wien von untergeordneter Bedeutung war.

Bereich [Str.km.]	Wsp.-Breite bordvoll: Hauptarm + Nebenarm = Gesamt [m] vor der Regulierung	Wsp.-Breite bordvoll: Hauptarm + Nebenarm = Gesamt [m] nach der Regulierung	Laufverkürzung durch die Regulie- rung [%]
Str.km. 1930	250 + 230 = 490	284+ 40 (DK)	im Mittel rd. 11 %
Str.km. 1920	230 + 530 = 760	284+ 40 (DK)	
Str.km. 1905	490 + 220 = 710	380	im Mittel rd. 5 %
Str.km. 1885	350 + 380 = 730	380	

Tab. 3.8-2: Morphologische Veränderungen durch die Donauregulierung nach der Studie von STROBL et al. (2000)

Die Erhöhung des Geschiebetransportvermögens führte nach STROBL et al. (2000) in einer ersten Phase nicht zu Eintiefungen sondern sogar zu einer gewissen Aufhöhung, was im Übrigen auch in der Arbeit des HYDROGRAPHISCHEN ZENTRALBÜROS (1948) gezeigt wird. Als Begründung wird angeführt, dass die **Donauregulierung in der Oberliegerstrecke** (Tullner

⁴⁶ Mündliche Auskunft von Dipl.-Ing. SCHLÖGL, Wasserstraßendirektion und Leiter der zuständigen Streckenbauleitung („WSV-Ost“).

Feld und bei Wien) ebenfalls erhöhte Transportraten bewirkt hat und somit in der zu untersuchenden Strecke ein erhöhter Geschiebeeintrag gegeben war, was zur Sättigung des Transportvermögens zunächst vollständig und dann zumindest weitgehend ausreichte⁴⁷. Eine Änderung dieser Situation trat erst in der Zeit um 1950 ein, und zwar, wie allgemein vermutet wird (KRESSER 1987; GRUBER 1969; STROBL et al. 2000) als Folge des Baues von Flusskraftwerken (Staustufen) in der Oberliegerstrecke.

Der **Staustufenausbau der österreichischen Donau** setzte in den 1950er-Jahren ein, mit dem bayerisch-österreichischen Donaukraftwerk Jochenstein (1955). Tab. 3.8-3 listet die Anlagen mit ihrer Stationierung und dem Jahr der Vollstauerrichtung auf (Quelle: KWD-1996). Die geschiebehydraulische Wirkung dieses Ausbaues ist sehr weitreichend, vgl. beispielsweise STROBL, SCHMAUTZ (2001):

- ⇒ im Oberwasser der Stufe (also im Stauraum) wird das Geschiebetransportvermögen drastisch reduziert, es kommt dort zur Stabilisierung der Stromsohle oder, falls Geschiebe (von Zubringern bzw. von der Oberliegerstrecke) eingetragen wird, zur Sedimentation (Stauraumverlandung),
- ⇒ im Unterwasser der Stufe bleibt das Geschiebetransportvermögen erhalten während der Geschiebeeintrag weitestgehend unterbunden wird, wodurch es dort zu starken Eintiefungen kommt, es sei denn, diese Unterwasserstrecke wird selbst wieder eingestaut;

Aus den hier genannten Gründen wurde in der Vergangenheit ein lückenloser Staustufenausbau angestrebt, man spricht auch von einer „Kraftwerkskette“ (bzw. Staustufenkette). Erosionsprobleme treten dann jeweils nur am untersten Ende auf, beispielsweise am Oberrhein, unterhalb der Staustufe Iffezheim (vgl. Kap. 6.1).

⁴⁷ Nach JÄGGI (1992), vgl. auch Kap. 5.7, kann man in diesem Zusammenhang auch von einem „temporären Gleichgewicht“ sprechen.

Jahr der Vollstauerrichtung:	Staustufe:	Str.km.:	Nutzfallhöhe bei MW [m]:
1955	Jochenstein	2203,3	9,09
1964	Aschach	2162,7	15,26
1973	Ottenheim	2146,9	10,51
1979	Abwinden-Asten	2119,6	9,27
1968	Wallsee-Mitterkirchen	2095,6	10,80
1958	Ybbs-Persenbeug	2060,4	10,89
1982	Melk	2038,0	9,59
1976	Altenwörth	1980,4	14,97
1984	Greifenstein	1949,2	12,64
1997	Wien-Freudenau	1921,1	8,56

Tab. 3.8-3: Bau von Staustufen in der Oberliegerstrecke, Angaben nach KWD-1996

Außer der Donau wurden auch in **Zubringern** Staustufen errichtet, und zwar am Inn (u.a. Braunau 1953, Ering, 1942; Egglfing, 1944; Schärding, 1961, Passau, 1965), an der Traun (u.a. Traunleiten, 1970; Marchtrenk, 1979; Traun-Pucking, 1982; Kleinmünchen, 1978) und an der Enns (u.a. Staning, 1946; Mühlradung, 1948; St.Pantaleon, 1964). In STROBL et al. (2000) und STROBL, SCHMAUTZ (2001) wird als Wirkung des Staustufenausbaues eine **Gesamtreduktion des Geschiebeeintrages (in die österreichische Donau) von etwa 500.000 m³/a** angegeben, davon entfällt der Hauptanteil auf Inn (330.000 m³/a) und Enns (150.000 m³/a).

3.9 Donaukraftwerk Freudenau, Unterwassersicherung

Die folgenden Aussagen stützen sich vor allem auf die Veröffentlichungen von GRUSS (1996, 1997) und der VERBUNDGESELLSCHAFT (1998, 2000). Weiters wurden die für die UW-Sicherung relevanten Bescheide der OBERSTEN WASSERRECHTSBEHÖRDE (1991, 1996) berücksichtigt.

Im Zeitraum zwischen 1992 und 1998 wurde, nach dem positiven Ausgang einer Volksbefragung (in Wien) und der Erteilung der erforderlichen behördlichen Genehmigungen, das Donaukraftwerk Wien-Freudenau gebaut. Dieses Niederdruck-Flussstaukraftwerk bei Str.km. 1921,05 (Wehrachse),

- ⇒ einem Stauziel von 161,35 m ü.A. (bei MW),
- ⇒ einer Nutzfallhöhe von etwa 8,6 m (bei MW),
- ⇒ und einer Ausbauwassermenge von 3.000 m³/s;

Angaben gem. KWD-1996;

Das Kraftwerk hat eine Engpassleistung von 172 MW und ein Jahresregelarbeitsvermögen von 1052 Mio. kWh⁽⁴⁸⁾. Der Vollstau wurde am 28. November 1997 realisiert.

⁴⁸ Angaben gemäß www.verbund.at (Internetseite der VERBUND-AG).

Für das Thema dieser Diplomarbeit ist nur die Frage der Beeinflussung der Sohlerosion im Unterwasser der Staustufe und die diesbezüglich vom Kraftwerksbetreiber (Donaukraft AG, nunmehr: Austrian Hydro Power AG) vorgesehenen Sicherungsmaßnahmen von Bedeutung. Das im Folgenden beschriebene Konzept zur Unterwassersicherung wurde wasser- und schifffahrtsrechtlich bewilligt und es wird eine begleitende Beweissicherung (Monitoring) durchgeführt. Die im wasserrechtlichen Grundsatzverfahren (1991) zunächst von einzelnen Parteien erhobene Maximalforderung, Donaukraft möge zur Stabilisierung der gesamten freien Fließstrecke unterhalb des Kraftwerkes verpflichtet werden, wurde von der Wasserrechtsbehörde zurückgewiesen (OBERSTE WASSERRECHTSBEHÖRDE, 1991).

Als primäre Sicherungsmaßnahme wird im Unterwasser des Hauptbauwerkes **jene Kiesmenge eingebracht, die zwischen Greifenstein und dem KW Freudenu nach der Stauerrichtung nicht mehr ausgetragen werden kann**. Dieses Geschiebedefizit wurde zunächst aus dem Überschusmaterial aus dem Baustellenaushub (der Kraftwerksbaustelle) beigegeben, mittlerweile (ab etwa 2001) wird Baggermaterial aus dem Bereich der Stauwurzel des KW Altenwörth (Bereich Stein-Krems) verwendet, vgl. VERBUNDGESELLSCHAFT (2000), was bereits deutlich aufwendiger ist. Mittel- bis langfristig werden weitere Kiesquellen (durch Zukauf) zu erschließen sein. In diesem Zusammenhang sind auch die Überlegungen der OBERSTEN WASSERRECHTSBEHÖRDE (1991) von Bedeutung: *„Der weitere Fehlbedarf ist durch den Zukauf von Schotter abzudecken. Es besteht kein Zweifel, dass diese Kubaturen ohne größere Schwierigkeiten zu beschaffen sind, betragen sie doch nur wenige Prozent des jährlich in Österreich gewonnenen Schotters (Größenordnung der Schottergewinnung: mehrere Millionen Kubikmeter). Diesbezügliche Überlegungen, die über ein oder zwei Jahrzehnte hinausgehen, sind aus wasserbautechnischer Sicht aber rein theoretischer Natur, da eine fortschreitende Sohleentiefung der freifließenden Donau unterhalb der Erhaltungsstrecke im bisherigen Ausmaß von 2 bis 3 cm/a sicher nicht über mehrere Jahrzehnte toleriert werden kann und für eine endgültige Sohlsicherung andere Maßnahmen – Stauhaltung oder Abpflasterung mit auch bei Hochwasser standfestem Material – vorzuziehen sind.“*⁴⁹

Der Kies wird mittels Schiff (Klappschuten mit Schubschiff) zur Einbaustelle transportiert und eingebracht (verklappt), die Positionierung erfolgt mittels Differential-GPS. Die **mittlere Zugabemenge liegt zwischen etwa 180.000 und 190.000 m³/a** (⁵⁰; dieser Wert ergab sich auf Basis eines Messprogramms (zwischen 1989 bis 1994), in dessen Verlauf der Geschiebeaustrag aus dem betroffenen Flussabschnitt mittels Sohlgrundaufnahmen dokumentiert werden konnte⁵¹. Die

⁴⁹ Wasserrechtliche Grundsatzgenehmigung zum Donaukraftwerk Freudenu, Bescheid der Obersten Wasserrechtsbehörde, Zl. 14.570/182-I 4/91 vom 31.07.1991; Erläuterungen der wasserbautechnischen Amtssachverständigen.

⁵⁰ Die Zugabemengen der einzelnen Jahre waren: 157.000 m³ (1996); 156.300 m³ (1997); 196.400 m³ (1998); 166.100 m³ (1999); 199.100 m³ (2000); 87.000 m³ (2001); 305.500 m³ (2002); der Mittelwert über diese sieben Jahre liegt bei 181.000 m³; Daten der einzelnen Jahre von Hrn. Dipl.-Ing. Hans SCHIMPF (Austrian Hydro Power AG);

⁵¹ In der Strecke zwischen Str.km. 1920 und 1949 wurde für den Zeitraum zwischen Mai 1989 und August 1994 ein Geschiebeaustrag von etwa 807.000 m³ ermittelt (GRUSS, 1996). Das entspricht einer Menge von etwa 5.500 m³/(km.a) bzw. – über die Strecke aufsummiert – etwa 160.000 m³/a.

hier beschriebene Methode wird als „Normalgeschiebezugabe“ bezeichnet, sie entspricht der am Oberrhein, unterhalb der Staustufe Iffezheim angewandten Sicherungsmethode, sh. auch Kap. 6.1.

Zusätzlich besteht die wasserrechtliche Auflage, **die Stromsohle zwischen Kraftwerksachse und Str.km. 1910** („Erhaltungsstrecke“), also auf einer Länge von etwa 11 km, nach Stauerrichtung **stabil zu halten**, mit einem Toleranzmaß von 10 cm (flächenhaft) bzw. 40 cm (örtlich). Das bedeutet, dass mit dieser Form der UW-Sicherung, die (sowohl nach Angabe der Wasserrechtsbehörde als auch des Kraftwerksbetreibers, vgl. Kap. 6.1) nur als mittelfristige Maßnahme konzipiert ist, **weitere Eintiefungen in der Erhaltungsstrecke gestoppt werden und dort keine Wasserspiegelabsenkungen auftreten, zweitens, dass im folgenden 30 km langen Stromabschnitt bis zur Marchmündung keine kraftwerksbedingte Verstärkung der Eintiefung eintritt, drittens aber, dass die dort vor Kraftwerkerrichtung gegebene Eintiefungstendenz weiterhin wirksam ist, mit mittleren Eintiefungsraten von etwa 2 bis 3,5 cm/a.**

Das Zugabematerial wird vorrangig in jenen Bereichen der Erhaltungsstrecke verklappt, wo sich übermäßige Eintiefungen (> 40 cm lokal bzw. >10 cm großflächig) zeigen; hierfür und zur Kontrolle der Maßnahmen werden jährlich Stromgrundaufnahmen (zusätzlich nach jedem größeren Hochwasser) und Niederwassernivellments erstellt. Die Referenzsohle hierfür wurde im Dezember 1995 aufgenommen, vgl. DONAUCONSULT (2002a).

Entsprechend der wasserrechtlichen Vorschreibung ist nur hygienisch und chemisch einwandfreies Material mit etwa der gleichen Sieblinie und Kornform (Rundkies), wie sie das natürliche Sohlmaterial aufweist, zu verwenden. Für die Schifffahrt störenden Anlandungen waren bisher nicht zu beobachten; gegebenenfalls wären sie durch maschinelle Verteilung (etwa Hydraulikbagger auf Ponton) zu entfernen, vgl. DONAUCONSULT (2002a).

4 Flussmorphologische Strukturen und Prozesse

Im dritten Kapitel werden die Strukturen (z.B. Kiesbänke, Kolke, Furten) und Prozesse (z.B. Tiefenerosion, Abrieb, Deckschichtbildung, Kiesbankdynamik) des Flusses beschrieben, soweit sie für die Frage der Sohlstabilität wesentlich erscheinen. Die meisten Aspekte, beispielsweise die „typischen“ Bettstrukturen oder auch die morphologische Wirkung von Regulierungsbauwerken, können dabei aber nur exemplarisch behandelt werden.

4.1 Generelle Beschreibung

Die Ufer der Donau wurden praktisch durchgehend durch Steinsicherungen fixiert, der Flusslauf also insgesamt festgelegt, während andererseits die Sohle weitgehend unbefestigt und beweglich blieb und auch keine Sohlenbauwerke, also weder Gefällsstufen noch Stauhaltungen, bestehen. Die in historischen Karten erkennbare Tendenz zur Furkation (braiding) wurde durch die Regulierung (vgl. Kap. 3.8) jedenfalls unterbunden; die Abtrennung der Seitengerinne führte zur Konzentration der Abflüsse in einem Hauptgerinne. Damit ist die Donau im untersuchten Abschnitt als „reguliert“ bzw. „erheblich verändert“ zu bezeichnen.

Erst bei etwa HSQ (etwa 5.000 m³/s) bzw. knapp darüber werden die Uferbegleitwege (Treppelewege) über längere Strecken überströmt und damit die Vorländer⁵² geflutet. In einzelnen Abschnitten werden größere Teile des Vorlandabflusses über Nebenarme (z.B. Äußeres Kühwörther Wasser, Große und Kleine Binn, Haslauer- Regelsbrunner Nebenarm, Petroneller Nebenarm, Stopfenreuther-Thurnhaufen Nebenarm) abgeführt⁵³, zumindest bei Hochwasser zeigt der Strom dann wieder – zumindest ansatz- und abschnittsweise – Merkmale eines verzweigten Flusses.

Das durch die Uferbefestigungen begrenzte und fixierte Mittelwasserbett ist etwa 360 bis 380 m breit und wird durch Kiesbänke und Regulierungsbauwerke (Buhnen, Leitwerke) gegliedert. Bei Niederwasser ist der durchströmte Bereich schmaler (etwa 200 bis 250 m), und es wird das Pendeln des Stromes zwischen den Uferbefestigungen erkennbar. Zwischen dem Kraftwerk Freudenu und etwa Str.km. 1905 (Fischamündung) ist der Lauf der Donau weitestgehend gestreckt. Dort sind alternierende Kiesbänke mit einer entsprechenden Folge von Kolken und Furten vorherrschend, vgl. auch Kap. 4.2.1.

Im eher gewundenen Abschnitt stromab der Fischamündung haben sich an den Bogeninnenufern stationäre Bänke (point bars) und im Übergang zwischen den Bögen Furten gebildet. Eine besondere Situation liegt querab von Haslau (Str.km 1900) vor, wo unter dem Einfluss eines linksufrig bei etwa Str.km. 1901 angeordneten Leitwerkes, im Außenbogen mehrere inselförmige

⁵² Bis zum Hochwasserschutzdamm (Marchfeldschutzdamm) bzw. rechtsufrig bis zur Hochkante (Petronell – Wildungsmauer – Regelsbrunn – Haslau – Ma. Ellend – Fischamend).

⁵³ Einzelne Nebenarme (z.B. Äußeres Kühwörther Wasser, Petroneller Nebenarm, Stopfenreuther-Thurnhaufen Nebenarm) werden bereits unter HSW beaufschlagt. Durch Gewässervernetzungsprojekte (sh. Kap. 6.4.2) werden auch der Haslauer-Regelsbrunner Nebenarm und die Große und Kleine Binn deutlich unter HSW über Zu- und Abströmung direkt mit dem Strom verbunden.

Anlandungen („Orther Inseln“) entstanden sind; Talweg und Stromstrich verlaufen dort nahe am Innenufer.

Die Sohle der Donau wird fast überall durch quartäre Donauschotter⁵⁴ gebildet, dieses Material hat einen mittleren Korndurchmesser⁵⁵ zwischen etwa 25 und 30 mm, ist also nach bautechnischen bzw. bodenmechanischen Kriterien als Kies zu bezeichnen. Der Anteil des Grobkornes (mit über 63 mm Korndurchmesser) macht im Mittel etwa 10 Gew.-% aus.

Das Wasserspiegelgefälle - und damit im Mittel auch das Energieliniengefälle - liegt in erster Näherung bei etwa 0,4 m/km (⁵⁶. Bei Niederwasser streuen die Gefällswerte im Längsverlauf stärker, da sich in diesem Fall lokale Unregelmäßigkeiten und die Furt- Kolk-Abfolge (riffle-pool-sequence) deutlich auswirken.

Die Tiefenerosion ist ein dominantes Merkmal der flussmorphologischen Eigendynamik dieses Stromabschnittes; sie kann im Sinn eines Selbststabilisierungsprozesses verstanden werden (vgl. Kap. 5.8). Während der letzten zwanzig oder dreißig Jahre beobachtet man mittlere Eintiefungsraten von etwa 2 bis 3,5 cm/Jahr, mit insgesamt zunehmender Tendenz⁵⁷, vgl. Kap. 3.4 und 4.5.1. Diese Erosion verläuft aber im Längsschnitt und im zeitlichen Verlauf keineswegs gleichförmig, lokal kommt es durchaus auch zu Anlandungen, was speziell in den Furtbereichen zur Behinderungen der Schifffahrt führen kann. Eine durchgehende Fahrwassertiefe (auf der festgelegten Fahrrinnenbreite von 120 m) von 25 dm unter RNW ist im derzeitigen Zustand jedenfalls nicht gegeben, daher ist die Wasserstraßendirektion immer wieder zu Furtbaggerungen und lokalen Regulierungsanpassungen gezwungen, vgl. auch DONAUCONSULT (2001b und 2002a).

4.2 Gewässerbettstrukturen

Gewässerbettstrukturen (wie etwa Kiesbänke, Inseln, Kolke, Furten, Prallufer, Gleitufer) können nach ihrer räumlichen Erstreckung, also nach Maßstabskriterien unterschieden werden, vgl. z.B. KNIGHTON (1998). Damit ist im Allgemeinen auch eine zeitliche Maßstäblichkeit korreliert, weil sich größere Strukturen zumeist langsamer (und seltener) verändern, vgl. auch die nachfolgende Tabelle:

⁵⁴ Vgl. Kap. 3.1 (Geologie) und 3.5.1 (Sedimenteigenschaften, Granulometrie);

⁵⁵ Im Sinn des maßgebenden Korndurchmessers, vgl. Kap. 5.2.1.

⁵⁶ Vgl. Kap. 3.3 (Wasserstände und Wasserspiegel).

⁵⁷ Diese Aussage bezieht sich auf die Entwicklung von den 1960er- und 1970er- Jahren hin zu den 1980er- und 1990er-Jahren; es soll damit aber nicht unterstellt werden, dass die Eintiefungsraten auch weiterhin immer mehr zunehmen werden.

	großmaßstäbliche Strukturen:	mittelmaßstäbliche Strukturen:	kleinmaßstäbliche Strukturen:
Beispiel:	Flusslauf (bzw. Flussbett) „im Großen“	Kiesbänke, Krümmungskolke, Furten	kleinere Anlandungen, Substrat- und Ufer- differenzierungen; Trans- portkörper; Bühnenkopfkolke
räumliche Skala (Längserstreckung):	„km“ und mehr	„hundert m“ bis „km“	„m“ bis „zig m“
zeitliche Skala: (Dynamik)	„Jahrzehnte“ bis „Jahrhunderte“	„Jahre“ bis „Jahrzehnte“	„Monate“ bis „Jahre“
Möglichkeit der Be- schreibung bzw. Beob- achtung:	Karten, Luftbilder	Stromgrundaufnahmen	Stromgrundaufnahmen in Kombination mit lokalen Zusatzaufnahmen (Flä- chenecholot)
Anm.:	durch die Regulierung weitestgehend determi- niert		

Tab. 4.2-1: Zur Frage der Maßstäblichkeit von Strukturen, nach DONAUCONSULT, OBERHOFER (2002b), mit einzelnen Ergänzungen; die in Anführungszeichen gesetzten Längen- und Zeiteinheiten sind im Sinn einer unscharfen Größenordnungen zu verstehen.

4.2.1 Alternierende Kiesbänke und damit verbundene Kolk-Furt-Sequenz

Der Abschnitt zwischen Str.km. 1921 (KW Freudenu) und Str.km. 1905 (etwa Fischamündung) ist weitgehend gestreckt. Dort sind alternierende Kiesbänke (alternate bars) mit einer entsprechenden Folge von langgestreckten Kolken (pools) und Furten (riffles) zu erkennen, und zwar mit einer deutlichen Periodizität; die Furtabstände liegen zwischen etwa 1,5 und 2,0 km, das entspricht etwa der 7,5- bis 10-fachen RNW-Breite bzw. etwa der 5- bis 6-fachen MW-Breite⁵⁸.

Abb. 4-1a zeigt (im Sinn einer Prinzipskizze) eine Teilstrecke mit alternierenden Bänken und der damit verbundenen Kolk-Furt-Abfolge:

⁵⁸ YALIN (1992) gibt für solche Strukturen eine Länge von etwa der 6-fachen Gewässerbreite B an und begründet dies mit turbulenztheoretischen Überlegungen. „[...] it has been explained that the length L_H of horizontal bursts corresponding to the basic configuration $N=1$ can be identified with the length Λ_a of alternate bars, viz $\approx 6B$. Hence we have $\Lambda_a \equiv (L_H)_1 \approx 6B$.“

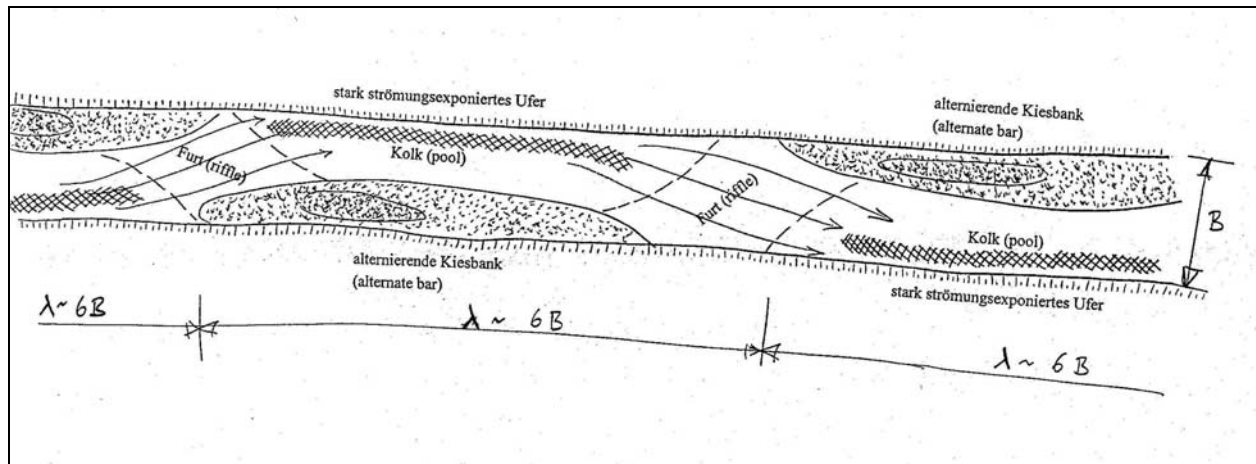


Abb. 4-1a: Alternierende Kiesbänke (Prinzipskizze)

Durch wasserbauliche Maßnahmen (Buhnen) wurden die Bänke weitgehend in ihrer Lage fixiert, sh. auch Kap. 4.5.4; dies führt, gemeinsam mit der generellen Eintiefungstendenz, zum Absinken des Talweges, die Bänke wachsen zunehmend aus der Flusssohle heraus. Die über Mittelwasser ragenden Teile der Kiesbänke werden entsprechend der natürlichen Sukzession durch die Vegetation besiedelt, zunächst durch Pionierpflanzen, etwa Strauchweiden, später folgen verschiedene andere Gehölze. Bei Hochwasser fördern diese zumeist sehr dichten Pflanzenbestände die Ablagerung von Schwebstoffen, es kommt dann zur Sedimentation von Ausanden und Aulehm, vgl. Kap. 3.5.2. In solchen Ablagerungen können sich sehr steile Uferböschungen (etwa 1:1 bis lotrecht), wie man sie in Kies (oder sandigem Kies) nicht sieht, bilden.

4.2.2 Bogensituationen

Abb. 4-1b zeigt eine „typische“ Bogensituation, in diesem Fall den Bereich zwischen Str.km. 1904,7 (Fischamündung) und Str.km. 1902, mit einem langgestreckten Krümmungskolk, dem Prallufer vorgelagert, und einer stationären Kiesbank (point bar), die dort sogar inselförmig überformt⁵⁹ ist, am Innenbogen. Die Kiesbank nimmt etwa den halben Querschnitt (bezogen auf die bordvolle Breite) ein und engt damit bei Niederwasser die Fahrrinne der Donau ein.

⁵⁹ Diese Insel wird auch als „Paradeiserinsel“ bezeichnet.

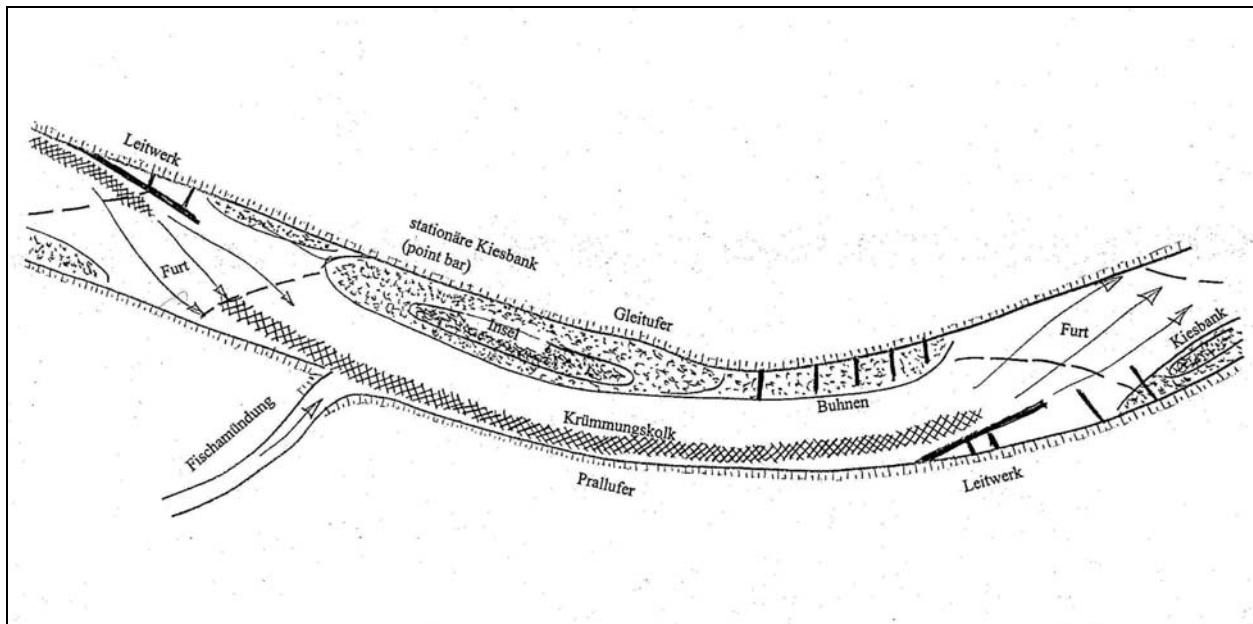


Abb. 4-1b: Bogensituation (Prinzipskizze)

Zwischen gegensinnig gekrümmten Bögen sind die Übergänge in Form von Furten ausgebildet. Wesentliches Merkmal in solchen Bögen ist die Spiralströmung, mit oberflächennah nach außen gerichteter Querkomponente und nach innen gerichteter Querkomponente im sohnahen Bereich, vgl. z.B. NAUDASCHER (1987). Dadurch wird Geschiebe nach innen verlagert während beispielsweise Schwemmgut, also vor allem Äste und Baumstämme, hauptsächlich entlang des Prallufers talwärts treiben⁶⁰. Eine solche Krümmung besteht u.a. auch bei Hainburg, in Form eines Linksbogens zwischen etwa Str.km. 1885 und Str.km. 1883, mit ausgeprägter Prallufercharakteristik rechtsufrig.

Eine besondere Situation ist bei etwa Str.km 1900 zu erkennen, wo - ganz offensichtlich unter der Wirkung eines linksufrig (bei etwa Str.km 1901) errichteten Leitwerkes - im Außenbogen mehrere inselförmige Anlandungen („Orther Inseln“) entstanden sind; der Stromstrich verläuft dort nahe am Innenbogen, sh. Kap. 4.2.3 und speziell Abb. 4-1d.

4.2.3 Durch Regulierungsbauwerke stark beeinflusste Bereiche

In der untersuchten Donaustrecke werden Buhnen und Leitwerke zum Zweck der Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse errichtet (Niederwasserregulierung), und zwar hauptsächlich in den Furtbereichen, vgl. auch Kap. 3.8.

Generell nimmt die Verbauungsintensität von oben (Wien) nach unten (Hainburg) deutlich zu. Im obersten, gestreckten Abschnitt (zwischen Str.km. 1921 und 1905) findet man – mit Ausnahme des Leitwerkes bei Str.km. 1905,5 – nur wenige und teilweise eingeschotterte Buhnen,

⁶⁰ Bei Hochwasser werden erhebliche Mengen an Treibholz bewegt. Das hat sich während der letzten Jahre durch die geänderte forstliche Bewirtschaftung (Liegenlassen umgestürzter Bäume) im Nationalpark Donau-Auen weiter verstärkt und wird mittlerweile als Risiko für die Donauschiffe gesehen (mögliche Beschädigung von Ruder und Schiffsschrauben), vor allem bei Wasserführungen rund um HSW, wenn die Schifffahrt noch nicht eingestellt ist.

während der Abschnitt bei Orth durch das Leitwerk bei Str.km. 1901 flussmorphologisch entscheidend verändert wurde, und auch die Teilstrecke zwischen der Furt „Regelsbrunn“ und Hainburg sehr stark durch Regulierungsbauwerke geprägt wird.

Die **hydraulische Wirkung** ist auf die Einengung des Durchflussquerschnittes und andererseits auch auf die Formrauigkeit der Einbauten zurückzuführen. Dadurch werden die Fließtiefen angehoben und gleichzeitig das Geschiebetransportvermögen erhöht, was einer allfälligen lokalen Anlandungstendenz entgegenwirkt bzw. eine bereits vorhandene Stromsohlenerosion weiter verstärkt. Außerdem wird die geschiebetransportwirksame Breite vermindert. Hinweise zur Verstärkung der Tiefenerosion durch Buhnen geben SPANNRING, SEUS (2000).

An den Bühnenköpfen bzw. nauwärts davon kommt es zur Ausformung lokaler **Buhnenkopfkolke**, was mit der hier auftretenden besonders starken Turbulenz (Ablösung der Strömung) zusammenhängt. Werden mehrere Buhnen hintereinander angeordnet, so ist der tiefste Kolk im Allgemeinen am obersten Bühnenkopf festzustellen. Kolkiefen von 5 bis 7 m (unter RNW) sind in solchen Situationen häufig, gelegentlich werden auch Tiefen bis etwa 8 bis 9 m (unter RNW) erreicht. Diese Kolke sind lokal begrenzt, können aber durch das Nachrutschen der Wasserbausteine zur Beschädigung oder Zerstörung der Buhnen führen⁶¹.

In den Bühnenfeldern wird bis zu einem gewissen Ausmaß Geschiebe abgelagert, es bilden sich dann **kleinere inselförmige Strukturen**. Aufgrund der ausgeführten Höhenlage der Bühnenkronen (zumeist zwischen RNW und MW⁶²) verlanden diese Bereiche aber nicht durchgehend, weil die Buhnen bei stärkeren Durchflüssen überströmt werden und es dann wieder zur Erosion kommen kann.

Die **Strömungsverhältnisse zwischen den Buhnen** sind wesentlich vom Wasserstand (und damit vom Durchfluss) abhängig. Bei Niederwasser ist das gesamte Bühnenfeld nicht durchflusswirksam (ineffective flow area). Ausgehend von den Bühnenköpfen bilden sich Ablösungswalzen (periodisch ins Unterwasser abwandernde und sich langsam auflösende Turbulenzballen mit vertikaler Drehachse). Zwischen den Buhnen (in den Bühnenfeldern) beobachtet man häufig Kehrströmungen. Sobald die Buhnen überströmt werden, wirken sie wie Überfallwehre. Mit größeren Fließtiefen, speziell bei Hochwasser, nimmt ihre hydraulische Wirkung schließlich weitgehend ab, es ist dann lediglich eine gewisse Erhöhung der Rauigkeit (durch den Formwiderstand) gegeben, ohne Flächenabzug, vgl. auch DONAUCONSULT (1999a).

Abb. 4-1c zeigt eine für Bühnenfelder typische Situation, im Sinn einer Prinzipskizze:

⁶¹ Auch das ist eine Form von Selbstregulation, in diesem Fall auf lokaler Maßstabsebene und im wasserbaulichen Sinn unerwünscht.

⁶² Die Buhnen wurden im Allgemeinen bis auf die Höhenlage des RNW + Einbautoleranz (etwa 0,5 m) geschüttet, vgl. GEITNER (1969) und mündliche Auskunft von Dipl.-Ing. SCHLÖGL, Wasserstraßendirektion. Durch die laufende Eintiefung der Donau und die damit verbundene Wasserspiegelabsenkung liegen die Kronen heute vielfach bereits auf MW-Niveau, teilweise sogar noch höher. Querab von Regelsbrunn (Str.km. 1897 bis 1896, rechtsseitig) liegen die Bühnenkronen so stark über MW, dass sie mit Gehölzen (Weiden) bestockt sind.

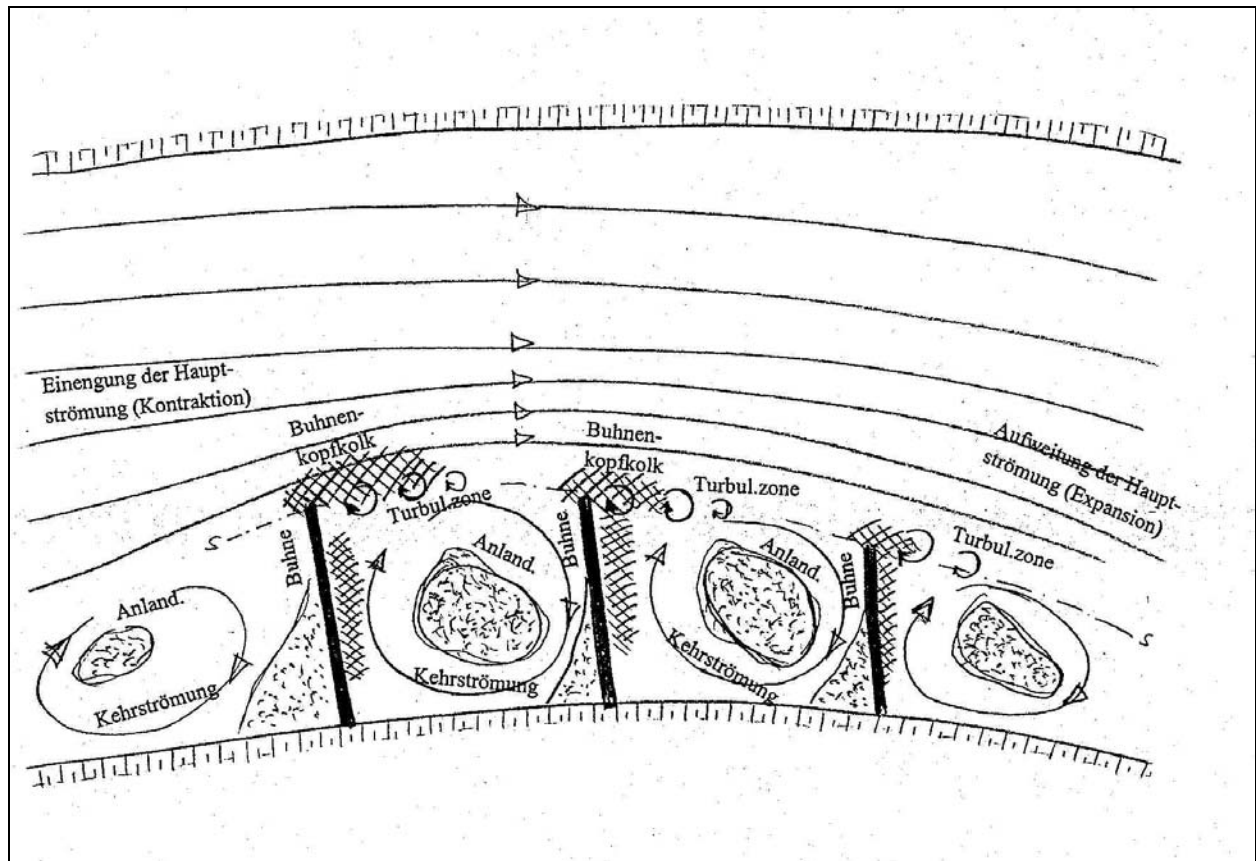


Abb. 4-1c: Prinzipskizze zur Situation in den Bühnenfeldern

Eine massive Lenkung der Strömung ist mit Leitwerken verbunden. In deren Strömungsschatten (Lee) bilden sich im Allgemeinen größere Anlandungen, teilweise in inselförmiger Ausformung, wie beispielsweise bei Str.km 1900. Dort wird durch das linksufrig (zwischen etwa Str.km. 1901,5 und Str.km. 1901,0) gelegene Leitwerk die Strömung massiv nach rechts gedrängt, was schließlich zur flussmorphologisch ungewöhnlichen Situation führt, dass sich der Innenbogen bei Str.km. 1900,3 faktisch zum Prallufer entwickelt hat, mit einem vorgelagerten Kolk, während sich am Außenbogen, im Strömungsschatten des Leitwerkes, Anlandungen gebildet haben, die mittlerweile dicht mit Sträuchern und Bäumen bewachsen und auch mit einer ausgeprägten Feinsedimentauflage überdeckt sind („Orther Inseln“), vgl. auch Abb. 4-1d:

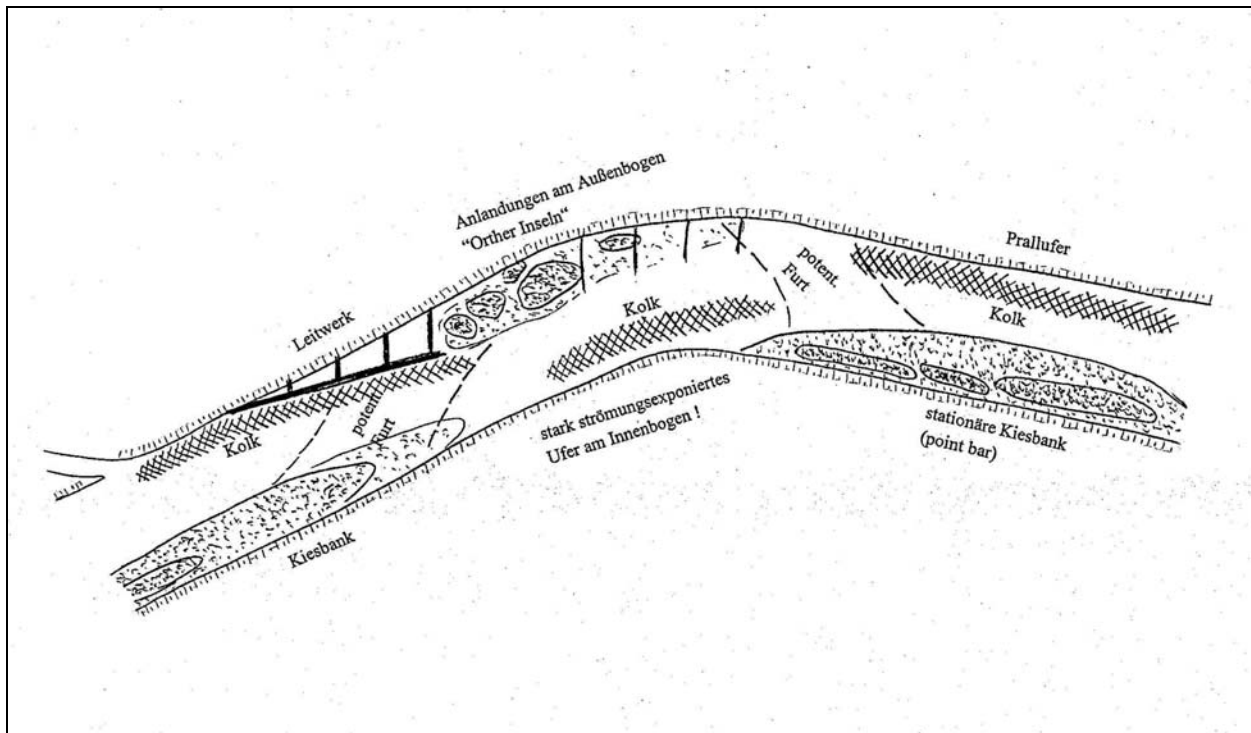


Abb. 4-1d: Spezielle Situation bei Str.km. 1900 („Orther Inseln“ am Außenbogen)

4.3 Breiten- und Tiefenvarianz

Die RNW-Wasserspiegelbreiten⁶³ schwanken im oberen, gestreckten Abschnitt (stromauf von Str.km 1905) etwa zwischen 180 und 300 m, mit einer deutlich ausgeprägten Periodizität. Dementsprechend verhalten sich die zugehörigen RNW-Fließtiefen im Talweg: In den engen Bereichen sind Tiefen bis zu rund 75 dm und in den breiten Furtprofilen Tiefen von etwa 25 bis 30 dm zu erkennen, wobei speziell die Furtbereiche durch Baggerungen und Regulierungsbauwerke beeinflusst werden. Talwärts der Fischamündung werden die Breiten- und Tiefenverhältnisse sehr stark durch die flussbaulich fixierte Linienführung (Links-, Rechts-, Linksbogen) und auch durch diverse Regulierungsbauwerke (vgl. Kap. 4.2.2) geprägt⁶⁴.

Abb. 4.3-1 (Anhang A) enthält die RNW-Breiten und die maximalen RNW-Tiefen im Längenschnitt (Str.km. 1910 bis Str.km. 1895); dabei zeigen sich die oben beschriebenen Zusammenhänge.

Abb. 4.3-2 (Anhang A) zeigt die RNW-Breiten im gleitenden Mittel (n=10) über den Längenschnitt (Str.km 1915 bis Str.km 1895). In dieser Darstellung ist einerseits der bereits oben beschriebene Wechsel zwischen Kolk- und Furtstrecken ablesbar, natürlich mit einer entsprechenden Dämpfung, andererseits zeigt sich eine Zunahme der gemittelten Breiten in Fließrichtung: etwa 200 bis 220 m oberhalb von Str.km 1910, ab dort zunehmend auf etwa 250 bis 300 m bei Str.km 1900.

⁶³ Unter Abzug der nicht durchströmten Teilbereiche (ineffective flow areas).

⁶⁴ Diese Auswertungen wurden bewusst mit einer älteren Stromgrundaufnahme (BUNDESSTROMBAUAMT 1982) durchgeführt, um zumindest die wasserbaulichen Eingriffe der beiden letzten Jahrzehnte auszublenden.

Abb. 4.3-3 (Anhang A) zeigt die Zuordnung zwischen RNW-Breiten und maximalen RNW-Tiefen (im jeweils gleichen Profil). Die erkennbare Korrelation (kleinere Breiten - größere Tiefen und umgekehrt) ist trivial; bemerkenswert scheint allerdings die Tatsache, dass vergleichsweise wenige Profile geringere maximale RNW-Fließtiefen als 25 dm zeigen. Für die Schifffahrt sind speziell diese Teilbereiche, also einige Furten, problematisch⁶⁵.

Zur Aufrechterhaltung der für die Schifffahrt erforderlichen Fahrwassertiefen werden speziell die Furtbereiche durch gelegentliche Baggerungen und sonstige flussbauliche Maßnahmen (Eingengung durch Buhnen oder Leitwerke) verändert. Dennoch sind sie sowohl in den Stromgrundaufnahmen als auch in den Diagrammen zur Breiten- und Tiefenvariabilität klar lokalisierbar, beispielsweise im Abschnitt zwischen Str.km. 1910 und Str.km. 1895:

- ⇒ bei Str.km. 1910,1: Furt „Kuhstand“
- ⇒ bei Str.km. 1908,4: Furt „Fischamend“
- ⇒ bei Str.km. 1906,8: Furt „Pfarrgraben“
- ⇒ bei Str.km. 1905,1: Furt „Fischamündung“
- ⇒ bei Str.km. 1902,0: Furt „Orth“
- ⇒ bei Str.km. 1899,8: Furt „Faden“
- ⇒ bei Str.km. 1898,0: Furt „Regelsbrunn“
- ⇒ bei Str.km. 1896,0: Furt „Rote Werd“

4.4 Uferstrukturen

Durch die Regulierung vor knapp über hundert Jahren (vgl. Kap. 3.8) wurden, soweit bekannt, alle Uferabschnitte durch Steinsicherungen (Steinschüttungen, tw. Steinpflasterungen) fixiert. Diese Uferdeckwerke werden im Rahmen der laufenden Instandhaltungsarbeiten örtlich ergänzt. Uferanbrüche sind somit kaum zu beobachten. In der Vergangenheit wurden tw. sogar die Uferlinien der vorgelagerten Kiesbänke mit Wasserbausteinen gesichert. Das wird seit einigen Jahren nicht mehr gemacht, daher kommt es zumindest an den Kiesbänken zu lokalen Erosionserscheinungen. In der Höhenstufe zwischen etwa RNW und knapp über MW wirkt sich entlang unbefestigter Kiesbänke auch die durch die Schifffahrt verursachte Wellenschlagbeanspruchung aus, mit einer abflachenden Wirkung.

Die Differenzierung der Uferzonen beschränkt sich hauptsächlich auf die vorgelagerten Kiesbänke und deren Ausformungen und Veränderungen, teilweise auch durch Regulierungsbauwerke (Buhnen und Leitwerke) und die mit ihnen verbundenen Anlandungen. Nach flussmorphologischen Kriterien können die in Tab. 4.4-1 angegebenen Grundtypen unterschieden werden:

⁶⁵ Diese Aussage bezieht sich allerdings auf die Sohletiefstpunkte (also den Talweg). Aus nautischer Sicht wird die Mindestfahrwassertiefe auf einer gewissen Breite (120 m, zumindest aber 80 bis 90 m) benötigt.

Typ:	flussmorphologische Situation:	Anm.:	Beispiel:
A1	Prallufer mit vorgelagertem Kurvenkolk; stark strömungsexponiert	i.a. weitestgehend unstrukturiert	Str.km. 1904,7 - Str.km. 1903,0 (rechtsufrig)
A2	Prallufer mit vorgelagerten Regulierungsbauwerken; potentiell stark strömungsexponiert, die Strömung wird aber bei niederen bis mittleren Wasserführungen durch die Regulierungsbauwerke vom Ufer abgedrängt	in Bühnenfelder häufig insel- oder zungenförmige Anlandungen; stromab von Leitwerken entwickeln sich öfters inselförmige Strukturen; im Extremfall wird der Stromstrich durch die Regulierungsbauwerke gegen das Innenufer gedrängt	Str.km. 1901,5 - Str.km. 1899,5 (linksufrig), mit den „Orther Inseln“
B1	Gleitufer mit vorgelagerter stationären Kiesbank; die Anlandung fällt flach gegen die Strommitte ab	(point-bar deposition) eventuell vorhandene Bühnen verstärken die Gleitufercharakteristik	Str.km. 1884,4 - Str.km. 1883,4 (linksufrig), gegenüber Hainburg
B2	Gleitufer mit vorgelagerter stationären Kiesbank; die Anlandung ist inselförmig ausgebildet, mit einer grabenförmigen Vertiefung zwischen Ufer und Kiesbank	(island deposition) Bereiche über Sommer-MW mit Pflanzenbewuchs, dann i.a. auch Feinsedimentanlandungen	Str.km. 1904,7 - Str.km. 1903,5 (linksufrig) „Paradeiserinsel“
C1	gestreckter Abschnitt mit vorgelagerter (alternierender) Kiesbank	(alternate-bar deposition) meist mit grabenförmiger Vertiefung zwischen Ufer und Kiesbank; Bereiche über Sommer-MW mit Pflanzenbewuchs, dann i.a. auch Feinsedimentanlandungen	Str.km. 1911,7 - Str.km. 1910,1 (linksufrig),
C2	gestreckter Abschnitt mit langgestrecktem Kolk vor den Ufer, einer (alternierenden) Kiesbank gegenüberliegend	entspricht weitgehend einer Prallufersituation (Typ A1), weitestgehend unstrukturiert	Str.km. 1911,5 - Str.km. 1910,3 (rechtsufrig),
D	Übergangsbereiche bzw. gestreckte Abschnitte mit vorgelagerten Regulierungsbauwerken	in Bühnenfelder häufig insel- oder zungenförmige Anlandungen; stromab von Leitwerken entwickeln sich öfters inselförmige Strukturen;	Str.km. 1894,0 - Str.km. 1890,0 (beidufrig),

Tab. 4.4-1: Ufertypologie (Grundtypen)

Es ist evident, dass speziell Bereiche mit ufernahen Kiesbänken (Typen B1, B2, C1) als naturnahe bewertet werden können während die weitestgehend unstrukturierten Prallufer mit ihren massiven Steinsicherungen naturfern wirken. Die höheren Lagen der Kiesbänke (etwa über Sommer-MW⁶⁶) werden zunächst von besonders widerstandsfähigen Pionierpflanzen besiedelt, welche dann schrittweise durch andere Pflanzengesellschaften verdrängt werden, bis hin zu den Sträuchern und Bäumen der Weichen Au. Dichte Pflanzenbestände fördern bei Hochwasser das Ab-

⁶⁶ Damit ist der MW-Stand bezogen auf die Vegetationsperiode (etwa von März/April bis etwa Oktober/November gemeint; aufgrund der hydrologischen Charakteristik der Donau (Anstieg des Basisabflusses im Frühling und Sommer) liegt das Sommer-MW etwa 40 bis 50 cm über dem normalen MW.

gern von Schwebstoffen und Sand, daher bilden sich auf dem ursprünglich rein kiesigen Substrat bald typische Auböden (Aulehm), mit entsprechenden Auswirkungen auf die weitere Sukzession. In solchen Fällen bestehen also enge Wechselbeziehungen zwischen Sedimentation, Bodenbildung und der Vegetationsentwicklung.

4.5 Flussmorphologisch relevante Prozesse

Bestimmte Prozesse, wie etwa Geschiebetransport, Abrieb, Deckschichtbildung, Kiesbankbildung und –verlagerung, Erosion und Anlandungen sind auch in regulierten Flüssen wesentlich für die Bettbildung. Im Folgenden sollen diese Prozesse mit ihrer Relevanz für die zu untersuchende Donaustrecke kurz erläutert werden.

4.5.1 Sohlerosion, Prozessverständnis und weiterführende Bearbeitung

Wenn der Geschiebeeintrag kleiner ist als das Geschiebetransportvermögen und wenn gleichzeitig keine erosionsresistente Deckschicht vorhanden ist, dann wird es zur Erosion kommen. Da die Ufer der Donau durchgehend mittels Steinsicherungen befestigt wurden, ist keine Seitenerosion sondern ausschließlich Tiefenerosion möglich. Man kann das als Selbststabilisierungsmechanismus verstehen, denn der Fluss strebt unter veränderten Bedingungen ein neues, in diesem Fall reduziertes Sohlgefälle an, sh. Kap. 5.8. Das kann nach einer Systematik von HUNZIKER, ZARN (1999) in unterschiedlicher Form ablaufen, abhängig von den jeweiligen Rand- und Anfangsbedingungen, vgl. Abb. 4.5-1, Anhang A (Prinzipskizze):

- ⇒ als Rotationserosion,
- ⇒ als Parallelerosion,
- ⇒ als rückschreitende Erosion;

Die **Rotationserosion** ist im Folgenden besonders wichtig. Dabei läuft die Sohleneintiefung in Fließrichtung ab, mit talwärts abnehmenden Erosionsraten. Man bezeichnet das auch als „Erosionskeil“. Geschiebe wird im obersten Streckenabschnitt erodiert und in den nächsten Abschnitt eingetragen, wodurch das Geschiebedefizit und somit die Eintiefungsraten dort geringer ausfallen. Die Erosion breitet sich in Fließrichtung bis zum nächsten Sohlenfixpunkt (bzw. bis zur Erosionsbasis) aus, beispielsweise einer wasserbaulichen Fixierung, einer Felsstrecke oder einem Stauraum, das Gefälle nimmt sukzessive ab, und zwar solange, bis ein Gleichgewicht erreicht ist, sh. auch Kap. 5.8.

Bei der **Parallelerosion** sind die Eintiefungsraten im Längsverlauf (zumindest annähernd) konstant. Eine solche Situation kann sich beispielsweise im Zuge einer Deckschichtbildung einstellen, wenn zunächst die feineren Bestandteile der Sohle erodiert und abgetragen werden während die gröberen Körner liegen bleiben. Diese selektive Erosion ist mit einer allmählich abklingenden Eintiefung (Entmischungserosion) verbunden, sh. Kap. 4.5.6.

Mit dem Begriff der **rückschreitenden Erosion** meint man die Verlagerung einer Steilstufe oder einer Steilstrecke in bergwärtige Richtung. Einen solchen Prozess kann man beispielsweise durch massive lokale Stromsohlenbaggerungen auslösen. Dann wird sich die oberwasserseitige

Versteilung bergwärts verlagern, allmählich kann dies in eine Rotationserosion übergehen und schließlich, nach Verflachung der Sohle, in eine neue Gleichgewichtslage.

Wie bereits in Kap. 3.4 ausgeführt, können quantitative Aussagen zur Sohlerosion aus dem zeitlichen Vergleich bestimmter kennzeichnender Niederwasserstände (im Folgenden: Regulierungsniederwasser = RNW) abgeleitet werden. Diese können aus den „Kennzeichnenden Wasserständen“ (KWD) der Wasserstraßendirektion (früher: Bundesstrombauamt) entnommen werden, und zwar für die Jahre 1949, 1956, 1970, 1976, 1985 und 1996. Für Vergleichszwecke werden in einzelnen Darstellungen auch die zugehörigen MW-Stände angegeben.

Die RNW-Stände der KWD werden im Rahmen von Niederwasseraufnahmen ermittelt, wobei kurzfristige Durchflussschwankungen nachträglich rechnerisch ausgeglichen werden⁶⁷. Dazu kommen noch die Unsicherheiten, die über die Durchflussangaben eingehen (also die Unsicherheiten und Fehler der jeweils gültigen Pegelschlüssel). Auf Grundlage der KWD ist ein rascher und genereller Überblick über die zeitlichen Veränderungen im Längsverlauf der Donau möglich, allerdings sind die einzelnen Werte mit einer bestimmten Unschärfe verbunden⁶⁸. Ähnliche Auswertungen (mit RNW-Daten) werden im Übrigen auch in STROBL et al. (2000) und in DONAUCONSULT (2002a) vorgenommen und beschrieben.

Zunächst werden die RNW- und MW-Veränderungen der letzten Jahrzehnte für einzelne Pegelstellen dargestellt, und zwar:

- ⇒ Donaukanalmündung (Str.km. 1919,43): Abb. 4.5-2 (Anhang A)
- ⇒ Fischamend (Str.km. 1907,9): Abb. 4.5-3 (⁶⁹ (Anhang A))
- ⇒ Orth (Str.km. 1901,83): Abb. 4.5-4 (Anhang A)
- ⇒ Wildungsmauer (Str.km. 1894,72): Abb. 4.5-5 (Anhang A)
- ⇒ Bad Deutsch-Altenburg (Str.km. 1887,1): Abb. 4.5-6 (⁷⁰ (Anhang A))
- ⇒ Hainburg (Str.km. 1883,92): Abb. 4.5-7 (Anhang A)
- ⇒ Wolfsthal (Str.km. 1874,84): Abb. 4.5-8 (Anhang A)

Übereinstimmend zeigen alle diese Pegelstellen im langjährigen Verlauf eine deutliche Eintiefungstendenz. Außerdem nehmen die Eintiefungsraten im Lauf der Zeit generell zu; besonders stark bei den Pegelstellen Donaukanalmündung, Bad Deutsch-Altenburg und Hainburg.

⁶⁷ Allerdings hat die Wasserstraßendirektion darüber hinausgehend gewisse Interpretationen vorgenommen. Beispielsweise wurden die RNW-1985 gegenüber den RNW-1976 generell um mindestens 10 cm reduziert, auch dann, wenn dies nicht den Beobachtungen entsprach, und zwar mit der Begründung, man wollte die Eintiefung der Donau vorweg berücksichtigen (mündliche Auskunft von HR Dipl.-Ing. BORS, Wasserstraßendirektion).

⁶⁸ In den Abb. 4.5-2 bis 4.5-8 wird dies durch Eintragung einer Bandbreite von ± 10 cm (bei den RNW- und MW-Pegelständen) angedeutet.

⁶⁹ „Neuer Pegel“; Vor den KWD-1956 lag die Pegelstelle bei Str.km. 1908,52; die Werte für die KWD-1949 werden für Str.km. 1907,9 aus Interpolation (zwischen Str.km. 1907 und 1908) abgeleitet.

⁷⁰ Die Pegelstelle wurde vor den KWD-1996 verlegt und liegt jetzt bei Str.km. 1886,86. Alle Angaben in diesem Kapitel beziehen sich auf die alte Pegelstelle; die Werte für die KWD-1996 werden (für Str.km. 1887,1) zwischen Str.km. 1887 und 1888 interpoliert.

Die Daten des **Pegels Wolfsthal** (Str.km. 1874,84) zeigen bis zu den KWD-1970 einen praktisch konstanten Verlauf und dann, bis zu den KWD-1985 eine sehr starke Eintiefung, im Ausmaß von etwa 60 bis 80 cm. Mit den KWD-1996 wirkt sich schließlich bereits der Staueinfluss des KW Gabčíkovo (Stauerrichtung 1992) aus.

Für den **Pegel Orth** (Str.km. 1901,83) zeigen die Werte zwischen den KWD-1949 und KWD-1970 relativ geringe Eintiefungen (etwa -0,4 cm/a), vgl. auch Abb.4.5-4 (Anhang A). Spätestens mit den RNW-1996 ist aber auch hier eine Beschleunigung der Eintiefung zu beobachten.

In Tab. 4.5-1 werden die zeitgemittelten Absenkungen (gemittelt zwischen 1949/1970 und 1970/1996) für die einzelnen Pegelstellen angegeben. Dabei wird die Zunahme der Eintiefungsraten während der letzten drei Jahrzehnte des 20. Jahrhunderts besonders deutlich.

Pegel:	vgl. Abb.:	Eintiefungsraten (gemittelt) 1949 bis 1970 [cm/a]	Eintiefungsraten (gemittelt) 1970 bis 1996 [cm/a]
Donaukanalmündung (Str.km. 1919,43)	Abb. 4.5-2	- 0,7	- 1,9
Fischamend (Str.km. 1907,9)	Abb. 4.5-3	+ 0,1	- 2,0
Orth (Str.km. 1901,83)	Abb. 4.5-4	- 0,4	- 1,7
Wildungsmauer (Str.km. 1894,72)	Abb. 4.5-5	- 1,1	- 2,0
Bad Deutsch-Altenburg (Str.km. 1887,10)	Abb. 4.5-6	- 0,2	- 3,1
Hainburg (Str.km. 1883,92)	Abb. 4.5-7	- 0,3	- 2,7
Wolfsthal (Str.km. 1874,84)	Abb. 4.5-8	+ 0,1	- 1,9

Tab. 4.5-1: Aus den RNW-Veränderungen (gem. KWD) abgeleitete Eintiefungsraten der letzten Jahrzehnte

Für die **Pegelstelle Hainburg** (Str.km. 1883,92) werden in Abb. 4.5-9 (Anhang A) – ergänzend zu den RNW-Werten (gem. KWD) – auch die Jahresniederwasserstände (JNW) für den Zeitraum zwischen 1894 und 1998 eingetragen, vgl. auch DONAUCONSULT (2002a). Diese NW-Werte streuen, weil es trockene und feuchte Jahre gibt, mit anderen Worten, weil die den NW-Werten zugeordnete NQ-Werte variieren. Andererseits zeigt diese Bandbreite (in ihrer Gesamtheit) einen klaren Trend, der auf die Veränderungen der geometrischen Randbedingungen (Stromsohle) zurückgeführt werden kann. Zur Absicherung dieses Bildes werden jene Jahres-NW, deren zugehöriges NQ im engen Bereich bei $Q=RNQ=910 \text{ m}^3/\text{s} \pm 5\% \text{ m}^3/\text{s}$ (also zwischen etwa 865 und 955 m^3/s) liegt, besonders gekennzeichnet; innerhalb dieser Datenreihen ist der Einfluss der NQ-Schwankungen mit praktischer Genauigkeit ausgeschaltet, die Daten bilden die Stromsohlenänderungen mittelbar ab.

Damit zeigen sich für den Bereich Hainburg die folgenden Aspekte:

- ⇒ im Zeitraum zwischen etwa 1900 und 1950 waren die Niederwasserstände (und damit auch die mittlere Stromsohle) mit geringen Schwankungen stabil;
- ⇒ im Zeitraum zwischen etwa 1950 und 1970 zeigen die Niederwasserstände (und damit auch die mittlere Stromsohle) eine schwache Eintiefungstendenz (etwa 1 cm/a);

- ⇒ im Zeitraum zwischen etwa 1970 und etwa 1987 erfolgen starke Eintiefungen im Ausmaß zwischen etwa 50 und 60 cm, was Eintiefungsraten von etwa 3 bis 4 cm/a entspricht;
- ⇒ im Zeitraum zwischen etwa 1987 und der unmittelbaren Gegenwart scheinen die Eintiefungen weitestgehend abgeklungen zu sein;

Abb. 4.5-10 (Anhang A) gibt ein **synoptisches Bild der RNW-Veränderungen zwischen Wien-Nußdorf und Bratislava** für den Zeitraum zwischen 1949 (KWD-1949) und 1996 (KWD-1996), vgl. auch DONAUCONSULT (2002a). Die Eintiefungsraten nehmen zwischen Wien und Bratislava (also stromab) zu, und zwar ab den KWD-1976. Zuvor, also zwischen den KWD-1949 und den KWD-1970, waren stärkere Eintiefungen im Wiener Abschnitt zu beobachten.

Zur besseren Übersicht werden die RNW-Veränderungen in den Abb. 4.5-11 bis Abb. 4.5-14 (Anhang A) schrittweise ablesbar dargestellt; damit wird die zeitliche Entwicklung deutlich, vgl. auch Tab. 4.5-2:

Vergleichsbasis:	vgl. Abb.:	Anmerkung:
RNW(1956) - RNW(1949)	Abb. 4.5-11	Zwischen 1956 und 1949 tieft sich der Bereich bei Wien (Nußdorf bis querab Schwechat) stärker ein (etwa 2 bis 3 dm), bei Fischamend ist eine Anhebung (ca.1 dm) zu erkennen, talwärts davon sind die Veränderungen im Mittel ziemlich ausgeglichen.
RNW(1970)- RNW(1949) RNW-(1956) - RNW(1949):	Abb. 4.5-11	Zwischen 1970 und 1956 sind vergleichsweise geringe Veränderungen zu erkennen; für den Abschnitt zwischen Wien und Bad Deutsch-Altenburg ist eine Eintiefung von durchschnittlich etwa 1 dm gegeben, im Wiener Abschnitt und im Bereich zwischen Hainburg und Bratislava zeigen sich kaum Veränderungen.
RNW(1976) - RNW(1949) RNW-(1970) - RNW(1949):	Abb. 4.5-12	Zwischen 1976 und 1970 verstärkt sich die Eintiefung offensichtlich sehr rasch, der Mittelwert der Veränderung liegt bei -2 dm, wobei die Differenzen in Wolfsthal und Bratislava (mit -4 bis -5 dm) deutlich stärker ausfallen, d.h. der Trend talwärts von Hainburg unterscheidet sich von der Entwicklung des bergwärts gelegenen Abschnittes. Aber auch im Wiener Abschnitt beobachtet man in dieser Phase mit 2 bis 3 dm recht starke Eintiefungen.
RNW(1985) - RNW(1949) RNW-(1976) - RNW(1949):	Abb. 4.5-13	Zwischen 1985 und 1976 setzt sich die mit den KWD-1976 erkennbaren Entwicklungen weiter fort. Zwischen Wien und Wildungsmauer zeigen sich im Mittel Differenzen von -1 dm, talwärts davon nehmen die Differenzen stark zu und erreichen bei Bratislava beinahe -7 dm.
RNW(1996) - RNW(1949) RNW(1985) - RNW(1949):	Abb. 4.5-14	In diesem Zeitraum ist eine weitere Eintiefung von i.M. rd. -2 bis 3 dm festzustellen, wobei sich die bereits bei den RNW-1985 erkennbaren Tendenzen weitgehend fortsetzen, mit Ausnahme des Abschnittes zwischen der Mannswörther-Rohrbrücke und der Barbarabrücke; letzteres wird durch starke Anlandungen knapp oberhalb der Schwechatmündung verursacht. Die Trendumkehr im untersten Abschnitt (Hainburg und talwärts davon) ist mit der Errichtung des Staues des Flusskraftwerkes Gabčíkovo (1992) zu erklären; der Rückstau reicht bei Niederwasser bis etwa Hainburg.

Tab. 4.5 -2: Zur zeitlichen Entwicklung der Eintiefungen während der letzten fünf Jahrzehnte im Längsverlauf

In der Zusammenschau und auf Basis der durchgeführten KWD-Vergleiche (im räumlichen und zeitlichen Zusammenhang) sind folgende grundsätzliche Muster zu erkennen:

- (a) generell ist eine Zunahme der Eintiefungsraten (zwischen den 1960er- und 1970er- Jahren und den 1980er- und 1990er-Jahren) festzustellen, vgl. auch Tab. 4.5-1;
- (b) bis in die 1970er-Jahre sind die Eintiefungsraten im Wiener Abschnitt stärker als stromab, während sich dann ab den 1970er-Jahren der Bereich mit Tiefenerosion in talwärtige Richtung ausweitet;
- (c) im untersten Teilabschnitt läuft in den 1970er- und 1980er-Jahren eine rückschreitende Erosion von Bratislava gegen Hainburg und weiter bergwärts;

Man kann also im Wesentlichen zwei Teilprozesse vermuten: Während sich eine Rotationserosion mit ihrem Wirkungsbereich „von oben“ (Wien) „nach unten“ (Marchmündung) ausweitet, erkennt man eine rückschreitende Erosion, die ab den 1970er-Jahren von Bratislava bergwärts wandert und sich dabei mit der restlichen Erosionstendenz überlagert und allmählich „ver-

schmiert“. Der mittlere Abschnitt (zwischen Fischamend und Hainburg) blieb vorübergehend im Zustand eines temporären Gleichgewichtes (sh. Kap. 5.7), ist mittlerweile aber ebenfalls in einen Erosionszustand übergegangen.

4.5.2 Geschiebetransport

In der Literatur findet man zahlreiche Hinweise zum Geschiebetransport und Geschiebetransportvermögen, vgl. z.B. MEYER-PETER, LICHTENHAHN (1963), MAYRHOFER (1964 und 1970), OGRIS (1974), ZANKE (1982), YALIN (1992), SCHRÖDER (1994), HUNZIKER (1995). Im Kap. 5 dieser Arbeit werden wesentliche geschiebehydraulische Grundlagen genannt und im Kap. 7 folgt eine Berechnung des Geschiebetransportvermögens für diesen Donauabschnitt nach dem Rechenverfahren von Meyer-Peter, wobei auch ergänzende Sensitivitätsuntersuchungen vorgenommen werden. Die in diesem und im folgenden Abschnitt angegebenen Hinweise sind als Ergänzungen dieser geschiebehydraulischen Berechnungen zu verstehen.

Geschiebetransportrechnungen sind zumeist mit vergleichsweise einfachen Modellvorstellungen verbunden, man könnte denken, das Material wird kontinuierlich und gleichmäßig transportiert, gewissermaßen „wie am Fließband“. Naturbeobachtungen lassen erkennen, dass eine solche Vorstellung den natürlichen Prozessen nicht gerecht wird.

FELKEL, STÖRMER (1980) beschreiben die Durchführung und die Ergebnisse **akustischer Geschiebemessungen im Oberrhein, beim Pegel Söllingen** (Rhein-km. 327,3). Im Messquerschnitt, der in einem ausgeprägten Linksbogen lag, wurden fünf Detektoren (akustische Aufnehmer) angeordnet, mit einem mittleren Abstand (quer zur Fließrichtung) von etwa 20 m. Die akustisch registrierten Steinschläge sind ein relatives Maß für den Geschiebetrieb. Das Verfahren erlaubt kontinuierliche Messungen über längere Zeiträume. Im vorliegenden Fall konnten die Beobachtungen zwischen 1972 und 1977 mit nur wenigen Unterbrechungen vorgenommen werden. Während dieser Periode änderten sich die äußeren flussbaulichen Randbedingungen grundlegend⁷¹.

Aus den Messungen können **qualitative Gesetzmäßigkeiten zum Geschiebetransport** abgeleitet werden, und zwar im Wesentlichen hinsichtlich der folgenden Punkte:

- (a) starke kurzzeitige Schwankungen des Geschiebetriebs
- (b) ungleiche Verteilung des Geschiebetriebs über den Querschnitt
- (c) Beginn und Ende des Geschiebetransportes (Grenzabfluss Q_0)
- (d) Geschiebetransport im Verlauf eines Hochwassers
- (e) Beziehung zwischen Durchfluss und Intensität des Geschiebetransportes

ad a: Die Intensität des Geschiebetrietransportes zeigt vor allem bei höheren Wasserführungen starke zeitliche Schwankungen, bei einzelnen Messungen erreichte der Wert „Impulse pro Minu-

⁷¹ Im Frühjahr 1974 wurde etwa 18 km bergwärts der Messstelle eine Staustufe (Gamsheim/Freistett; Rhein-km. 309,1) fertiggestellt. Zwischen Juni und Oktober 1975 wurden im Unterwasser dieser Staustufe (zwischen Rhein-km. 312,48 und 312,96) Naturversuche mit Geschiebezugaben (etwa 92.000 m³) durchgeführt. 1977 wurde schließlich die Staustufe Iffezheim (Rhein-km. 334,0), etwa 7 km talwärts des Pegels fertiggestellt, der Messquerschnitt also eingestaut, was mit dem Erliegen des Geschiebetriebs verbunden war.

te“ mehr als das Zehnfache bzw. weniger als ein Zehntel eines bei einer anderen Messung des gleichen Tages registrierten Wertes, sh. FELKEL, STÖRMER (1980).

ad b: Der Messquerschnitt wurde, wie bereits erwähnt, in einem starken Linksbogen angeordnet. Hier würde man sich unter Berücksichtigung der für Krümmungen typischen Sekundärströmung (oberflächennah nach außen und im sohlnahen Teil nach innen gerichtet) eine nach innen gerichtete, zur Strommitte stärker werdende Geschiebebewegung erwarten. Tatsächlich zeigte der dem Außenufer nächstgelegene (an der tiefsten Stelle des Kolkes angeordnete) Detektor die geringsten Intensitäten, während zur Strommitte zu höhere Werte registriert wurden. Weiters ergaben die im Zuge der Installierung der Detektoren entnommenen Geschiebeprouben eine nach innen zu insgesamt feinere Körnung, während man im Kolk am Außenbogen deutlich gröberes Material vorfand, sh. FELKEL, STÖRMER (1980).

ad c: Nach dem Schwellenwertkonzept (sh. Kap. 5.2) gibt es einen Grenzabfluss Q_0 , bei dessen Unterschreitung der Geschiebetransport vollständig erliegt. Ein solcher Zustand wurde aber innerhalb der fünfjährigen Beobachtungsperiode zu keinem Zeitpunkt beobachtet; es gab lediglich Tage, an denen die Zahl der Impulse je Minute sehr gering war, sh. FELKEL, STÖRMER (1980).

ad d: Für das Hochwasser im November und Dezember 1972 ergab die Auswertung des Zusammenhanges zwischen dem Pegelstand und der mittleren Anzahl der Steinschläge pro Zeiteinheit keine eindeutige sondern eine schleifenförmige Funktion: bei gleichem Wasserstand war der Geschiebetrieb während des Anstieges deutlich niedriger als beim Fallen. FELKEL, STÖRMER (1980) verweisen diesbezüglich auf die Periode vor dem Hochwasserereignis: es traten über längere Zeiten (etwa 12 Monate) ziemlich niedrige Wasserstände auf, das Mittelwasser wurde nur kurzzeitig und wenig überschritten, somit hatte sich vermutlich eine ausgeprägte Sohlabpflasterung (Deckschichte) ausgebildet, die dann erst während des Hochwassers aufbrach, wodurch schließlich, bereits während des Hochwasserrückganges, feineres Unterschichtmaterial freigelegt und in größerem Ausmaß aufgenommen wurde.

Ein solcher Zusammenhang zeigte sich während des Hochwassers im Jänner und Februar 1977 nicht, die Wasserstandstendenz war nicht mit der Geschiebeintensität korreliert. Offensichtlich hatte sich zufolge der völlig anderen Vorbelastung vor dem Auftreten des Hochwassers keine ausgeprägte Deckschichte bilden können, sh. FELKEL, STÖRMER (1980).

ad e: Aufgrund der starken zeitlichen Schwankungen des Geschiebetriebes und des Einflusses der Abflussvorgeschichte konnte eine eindeutige, gewissermaßen deterministisch beschreibbare Beziehung zwischen Durchfluss und Geschiebeintensität nicht gefunden werden. FELKEL, STÖRMER (1980) zeigen, dass selbst unter Verwendung von Monatsmittelwerten noch erhebliche Streuungen (um eine Ausgleichsfunktion) bestehen bleiben. Daraus kann abgeleitet werden, dass die üblichen Geschiebetransportmodelle nur im langfristigen Mittel anwendbar sind.

Die bei FELKEL, STÖRMER (1980) beschriebenen Schwankungen des Geschiebetriebes wurden auch schon von EHRENBERGER (1931) bei (insgesamt vier) Geschiebemessungen (mit einem Fangkorb) an der Donau in Wien (bei Str.km. 1930,8, also knapp talwärts der Nordbahnbrücke, in einem fast geradlinigen Abschnitt ohne ausgeprägter Tiefenlinie) beobachtet. Nach

diesen Angaben war die Schwingungsdauer für jede Messlotrechte annähernd konstant, variierte aber zwischen den Messlotrechten zwischen etwa 15 und 38 Minuten. Außerdem zeigte sich eine ausgeprägte Verteilung des Geschiebetriebes über die Profilbreite, mit feinerem Material und größeren Transportraten in Flussmitte und gröberem Material und geringerem Geschiebetransport gegen die Ufer zu.

Auch in der neueren Literatur (z.B. KNIGHTON, 1998) werden die mehr oder weniger periodischen Schwankungen des Geschiebetriebes beschrieben.

Die Frage des Grenzabflusses Q_0 wird in der Literatur unterschiedlich beantwortet. Die von FELKEL, STÖRMER (1980) beschriebenen Beobachtungen lassen – zumindest für den Oberrhein – erkennen, dass der Geschiebetransport auch bei ausgeprägten Niederwasserverhältnissen nicht völlig abbricht. Der Grenzabfluss liegt also dort entweder sehr tief oder es gibt diesen Schwellenwert gar nicht. Manche Geschiebetransportmodelle, etwa jenes nach H.A. EINSTEIN, kommen völlig ohne einen derartigen Grenzwert aus, die Wahrscheinlichkeit für Geschiebebewegungen wird mit abnehmenden Durchflüssen (bzw. abnehmenden Strömungsbeanspruchungen) zwar geringer, aber nicht Null. Im Gegensatz dazu beinhaltet die Meyer-Peter-Gleichung (sh. Kap. 5.3) einen klar definierbaren Grenzabfluss. EHRENBERGER (1931) extrapoliert die durch Messungen gefundene Geschiebetransportfunktion gegen Null und gibt auf dieser Grundlage für die Donau bei Wien einen Grenzabfluss von $750 \text{ m}^3/\text{s}$ an; mit vergleichbarer Methodik kommt GRUBER (1969) zu einem Grenzabfluss von $400 \text{ m}^3/\text{s}$, sh. auch Kap. 3.7.

4.5.3 Geschiebetransport und Transportkörper

Ein häufig in der Fachliteratur behandeltes Thema ist jenes der Transportkörper, vor allem bei sandigen Sohlmaterialien, mit kürzeren (Riffel) oder längeren (Dünen) Wellenlängen. Solche periodischen Sohlunebenheiten verstärken die Rauigkeit (im Sinn zusätzlicher Formwiderstände, sh. Kap. 5.1.2) und sind daher für hydraulische und geschiebehdraulische Berechnungen von großer Bedeutung, vgl. auch SÖHNGEN (1996).

Die Geschiebekörner werden am Fuß des flachen Luvhanges erodiert, zügig über den Luvhang transportiert und nach Überschreiten des Kammes am Leehang abgelagert. Die innerhalb des Transportkörpers vor sich gehende Umlagerung bewirkt (im Fall der Riffel und Dünen), dass der ganze Transportkörper langsam in Fließrichtung wandert (MAYRHOFER, 1970). Unter überkritischen Strömungsverhältnissen ($Fr > 1$, „Schießen“)⁷² können sich Antidünen bilden, deren Formen sich stromauf verlagern (OGRIS, 1974).

Für kiesiges Bettmaterial liegen unterschiedliche, teilweise widersprüchliche Angaben vor. Nach dem erweiterten Shields-Diagramm (mit Eintragung qualitativer Beobachtungen, vgl. z.B. MAYRHOFER, 1970) sind unter Verhältnissen wie an der Donau (mit hohen Re-Zahlen des Kornes, sh. auch Kap. 5.2, also mit voll ausgebildeter Rauigkeitsströmung ums Korn) nur „flache Bettunebenheiten“ zu erwarten. Vorsichtig formuliert SIMONS (1987): *„Another major difference between the sand-, gravel-, cobble- and boulder-bed streams is the forms of bed rough-*

⁷² Solche hydraulische Bedingungen sind an der Donau nicht gegeben, auch nicht bei Hochwasser.

ness that are experienced. With sand-bed channels it is common to experience ripples and dunes followed by a transition zone connecting upper regime conditions where standing waves and antidunes occur. For the coarser sizes of bed material, such as gravels and cobbles, ripples do not form because they are not found, generally speaking, when the median diameter of the bed material is larger than approximately 0,6 mm. However, at high velocities or shear stress, for example when gravel is transported, it is possible to form typical dunes in a gravel-bed river.”

Einen weiteren Hinweis liefert die DVWK-Richtlinie zu den Geschiebemessungen (DVWK, 1992): „*Besonders schwierig ist die Prognose bei kiesführenden Flüssen und Schubspannungen, die nur wenig über den kritischen Schubspannungen liegen. So treten an der Donau im gesamten Bereich zwischen Straubing und Vilshofen Transportkörper auf, wobei ein deterministischer Zusammenhang mit dem Abfluss nicht eindeutig erkennbar ist [...]. Einen wesentlichen Einfluss hat offensichtlich die Vorgeschichte der Flusssohle, wobei ein möglichst langer Zeitraum mit gleichbleibenden Abflüssen die Transportkörperbildung fördert.*“

Im Allgemeinen sind in kiesführenden Flüssen Transportkörper in Form von Kiesbänken (bars) und speziell in gestreckten Abschnitten in Form von alternierenden Kiesbänken (alternate bars) zu erwarten, sh. auch Kap. 4.2.1. „*During the bar-formation process two basic modes of bed load motion were observed. When a test started with a plane bed, bar formation was initially induced by the build up of a small ridge of several coarse grains. In a manner similar to that occurring in the development of ripples or dunes, material from the incipient scour zone was transported to the incipient bar zone. The direction of bed load movement was straight. This stage may be called the deposition phase. Once the bars had formed and reached a certain height, growth of the bar almost stopped. Little or no material was then deposited on the top of the bar, and the erosion zone was no longer located at the deepest point, but at the toe of the upstream slope of the bar. Material then moved around the main body of the bar and was deposited at the downstream end of the bar where a characteristic tail formed. This may be called the diversion phase.*“ JAEGGI (1987).

In YALIN (1992) wird der Versuch unternommen, Ausformung und Bewegung von Transportkörpern mit mechanischen Modellvorstellungen zu begründen, speziell auf Basis turbulenztheoretischer Überlegungen.

Die von DONAUCONSULT (1999a) für den Donauabschnitt zwischen Str.km. 1910 und Str.km. 1895 durchgeführten Kalibrierrechnungen (Nachrechnung der RNW-, MW-, HSW-Spiegellagen gem. KWD-1996) erbrachte Strickler-Gesamtrauhigkeitsparameter k_s [$m^{1/3}/s$], die nur wenig tiefer (rauer) als die Kornrauhigkeitsparameter k_r [$m^{1/3}/s$] lagen⁷³, mit anderen Worten, das Verhältnis k_s/k_r (sh. auch Kap. 5.3) lag nur wenig unter 1. Dies kann als indirekter Hin-

⁷³ $k_s = 40,2 m^{1/3}/s$ bei RNW bzw. $41,2 m^{1/3}/s$ bei MW; die reine Flächenrauhigkeit (bzw. Kornrauhigkeit) k_r liegt bei Abschätzung nach Meyer-Peter (sh. Kap. 5.1.2), je nach d_{90} -Wert etwa im Bereich zwischen 41 und $43 m^{1/3}/s$; in Kap. 7.3 wird mit $k_r = 41,55 m^{1/3}/s$ gerechnet. Bei diesen Berechnungen wurden allerdings die Randzonen (mit Bühnen und Leitwerken) rauher definiert; hätte man das gesamte Profil mit einheitlicher Rauigkeit berücksichtigt, dann lägen die zugehörigen k_s -Werte auch tiefer, hätten also einen größeren Abstand zu den k_r -Werten.

weis gedeutet werden, dass (mit Ausnahme der langgestreckten Kiesbänke) Transportkörper im Untersuchungsabschnitt keine besonders große Rolle spielen⁷⁴.

4.5.4 Eine Anmerkung zur Kiesbankdynamik

In der Untersuchung der VAW (1989) wird auf die Behinderung der Kiesbankwanderung durch flussbauliche Maßnahmen hingewiesen. In der Entstehungsphase von alternierenden Kiesbänken bewegt sich das Geschiebe gerade und diskontinuierlich aus der späteren Kolkzone hin zum entstehenden Bankkopf. Ein solcher Transportmechanismus ist in der heutigen Donau nur mehr bei äußerst hohen Durchflüssen, also bei Hochwasser zu erwarten, VAW (1989).

„Reife“ Bänke sind durch eine diskontinuierlich umgelenkte Geschiebebewegung gekennzeichnet. Aus der Erosionszone am talwärtigen Ende des Kolkbereiches wird Material um die Bankköpfe herum transportiert und talwärts davon in Form einer langgestreckten Zunge abgelagert. Parallel dazu wird zunehmend mehr Material kontinuierlich bewegt, entlang des Talweges. Je stärker die Kiesbänke durch Bühnen und Leitwerke in ihrer Lage fixiert werden, umso stärker ist ein solcher kontinuierlicher Geschiebetransportmechanismus anzunehmen, vgl. VAW (1989). Im Zusammenwirken mit der Eintiefung kommt es zum Absinken des Talweggerinnes, **die Bänke wachsen immer stärker aus der Flussohle heraus**.

Der hier beschriebene Prozess der Fixierung solcher Kiesbänke wird durch das Heranwachsen von Vegetation verstärkt. Das betrifft alle Bereiche über Sommer-MW⁷⁵.

Für den Geschiebehaushalt ist in erster Linie die Reduktion der geschiebetransportwirksamen Strombreite von Bedeutung. In der ursprünglichen Form, also in den mobilen alternierenden Bänken, war das Kiesmaterial nur zwischengespeichert. Nach einigen Jahren oder Jahrzehnten, wenn die Bank wieder abgetragen (und verlagert) wurde, kam das Material wieder in das System. Im derzeitigen Zustand ist das nicht oder nur mehr im geringen Ausmaß der Fall, **die Fixierung der Kiesbänke bedeutet somit auch eine Abnahme des Geschiebezwischenspeichers**.

4.5.5 Profildynamik, Auflandungs- und Eintiefungszonen

Zusätzlich zu den bisher beschriebenen Auswertungen sollen im Folgenden für einen kürzeren Abschnitt (Str.km. 1895,0 bis 1897,0; Profilabstand 200 m) die kurz- und mittelfristigen Sohlumformungen dokumentiert werden; hiezu wurden graphisch vorliegende Stromgrundaufnahmen (Querprofilplots) der Wasserstraßendirektion mit den Aufnahmezeitpunkten

⇒ Mai 1989,

⁷⁴ SÖHNGEN (1996) berichtet allerdings, dass für die Donaustrecke zwischen Straubing und Vilshofen die Sohlrauheit überall dort, wo Transportkörper beobachtet wurden, gegenüber dem Mittelwert abnahmen ($k_s = 42 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ für kiesige Sohlen mit Transportkörpern gegenüber $k_s = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ für kiesige Strecken ohne Transportkörper). Ein Messprogramm am Ober- und Niederrhein erbrachte hingegen tiefere k_s -Werte für kiesige Sohlen mit Transportkörpern gegenüber Kiessohlen ohne Transportkörper.

⁷⁵ Damit ist der MW-Stand bezogen auf die Vegetationsperiode (etwa von März/April bis etwa Oktober/November gemeint; aufgrund der hydrologischen Charakteristik der Donau (Anstieg des Basisabflusses im Frühling und Sommer) liegt das Sommer-MW etwa 40 bis 50 cm über dem normalen MW.

- ⇒ Juni 1990,
- ⇒ September 1991,
- ⇒ Juni 1992,
- ⇒ Mai 1993,
- ⇒ April 1995 und
- ⇒ Zustand „1996“

digitalisiert und verglichen. Diese Querprofile werden in den Abb. 4.5-15 bis 4.5-25 (Anhang A) dargestellt. Die zeitliche und räumliche Variabilität der Sohlumformungen ist bereits auf dieser relativ kurzen Strecke unübersehbar.

Profil:	Abb.:	Veränderungen:
Str.km. 1895,0	Abb. 4.5-15	stärkere Umformungen, speziell mit der Aufnahme vom September 1991 (vermutlich zufolge des Hochwasserereignisses im August 1991); insgesamt (über die Beobachtungsperiode) überwiegt die Erosionstendenz.
Str.km. 1895,2	Abb. 4.5-16	ebenfalls stärkere Umformungen, einerseits in Strommitte, mit der Aufnahme vom September 1991 (zunächst Erosion, vermutlich zufolge des HW-ereignisses im August 1991, später wieder Auflandungen), andererseits, mit den Aufnahmen vom Juni 1992 und Mai 1993, rechtsufrig (am Außenbogen) in Form einer stärkeren Anlandung; insgesamt (über die Beobachtungsperiode) überwiegt die Erosionstendenz.
Str.km. 1895,4	Abb. 4.5-17	beginnend mit der Aufnahme vom September 1991 rechtsufrig (Außenbogen und Mündung des Regelsbrunner Nebenarmes) die Bildung eines ausgeprägten aber lokalen Kolkes. Linksufrig und in Strommitte verhält sich die Stromsohle ziemlich ruhig; insgesamt (über die Beobachtungsperiode) ist eine sehr starke Erosionstendenz vorherrschend.
Str.km. 1895,6	Abb. 4.5-18	insgesamt geringe und (über die Untersuchungsperiode) eher ausgeglichene Umformungen.
Str.km. 1895,8	Abb. 4.5-19	ebenfalls eher geringere Profilveränderungen, mit einer insgesamt (über die Untersuchungsperiode) schwachen Erosionstendenz.
Str.km. 1896,0	Abb. 4.5-20	Umformungen vor allem linksufrig, im Bereich einer Anlandung, die sich stetig zurückbildet; insgesamt (über die Beobachtungsperiode) ist eine stärkere Erosionstendenz vorherrschend.
Str.km. 1896,2	Abb. 4.5-21	insgesamt wenig Profildynamik; über die Beobachtungsperiode überwiegt die Erosionstendenz.
Str.km. 1896,4	Abb. 4.5-22	mäßige Profildynamik; insgesamt (über die Beobachtungsperiode) überwiegt die Erosionstendenz.
Str.km. 1896,6	Abb. 4.5-23	mäßige Profildynamik; insgesamt (über die Beobachtungsperiode) überwiegt die Erosionstendenz.
Str.km. 1896,8	Abb. 4.5-24	stärkere Profildynamik, vor allem zwischen der linksseitigen Anlandung und der Strommitte; insgesamt (über die Beobachtungsperiode) überwiegt die Erosionstendenz.
Str.km. 1897,0	Abb. 4.5-25	stärkere Profildynamik, vor allem linksseitig, im Bereich einer Anlandung, die sich beginnend mit der Aufnahme vom Mai 1993 zurückbildet; insgesamt (über die Beobachtungsperiode) ist eine stärkere Erosionstendenz vorherrschend.

Tab. 4.5 -3: Veränderungen in einzelnen Querprofilen im Zeitraum zwischen 1989 und 1996

Die lokalen Flächenänderungen (Anlandungen bzw. Eintiefung) zwischen jeweils zwei aufeinander folgenden Aufnahmezeitpunkten sind in

- ⇒ Abb. 4.5-26 (Veränderungen zwischen Juni 1990 und Mai 1989): Anhang A

- ⇒ Abb. 4.5-27 (Veränderungen zwischen September 1991 und Juni 1990): Anhang A
- ⇒ Abb. 4.5-28 (Veränderungen zwischen Juni 1992 und September 1991): Anhang A
- ⇒ Abb. 4.5-29 (Veränderungen zwischen Mai 1993 und Juni 1992): Anhang A
- ⇒ Abb. 4.5-30 (Veränderung zwischen April 1995 und Mai 1993): Anhang A
- ⇒ Abb. 4.5-31 (Veränderung zwischen 1996 und April 1995): Anhang A

dargestellt. Abb. 4.5-32 (: Anhang A) zeigt schließlich die Flächenänderungen zwischen 1996 und Mai 1989.

Im Längsverlauf variieren die Werte nicht völlig zufällig, sie zeigen zumeist einen stetigen Verlauf mit einer **Abfolge von Anlandungs- und Eintiefungsabschnitten**; doch wird dies durch lokale Besonderheiten überlagert, beispielsweise bei Str.km. 1895,4, wo es zwischen Juni 1990 und September 1991 zu überaus starken lokalen Eintiefungen (bei der Mündung des Regelsbrunner Nebenarmes) kam. Die periodische Aufeinanderfolge von Anlandungs- und Eintiefungsstrecken wurde bereits früher beschrieben, vgl. BORS (1992).

Ganz allgemein zeigen die meisten Profile im Zeitraum zwischen Juni 1990 und September 1991 überdurchschnittliche Flächenänderungen; dies steht wahrscheinlich mit dem Hochwasserereignis vom August 1991 (⁷⁶ im Zusammenhang. Noch stärkere durchschnittliche Eintiefungen sind bei den hier untersuchten Profilen übrigens im Zeitraum 1996/1995 zu verzeichnen.

Im Durchschnitt über die untersuchte Strecke (Str.km. 1895,0 bis 1897,0) und den Beobachtungszeitraum (Mai 1989 bis 1996, also $\Delta t=7$ Jahre) ergibt sich eine Flächenänderung von etwa $10 \text{ m}^2/\text{a}$ bzw. – unter Vernachlässigung des Profiles bei Str.km. 1895,4, welches mit seiner sehr starken lokalen Kolkbildung als Ausreißer aufgefasst werden kann – etwa $7,9 \text{ m}^2/\text{a}$. Mit einer angenommenen mittleren RNW-Wasserspiegelbreite von etwa 250 m erhält man damit gemittelte Eintiefungsraten von etwa $3,2 \text{ cm}/\text{a}$, in guter Übereinstimmung mit den in den Kap. 3.4 und 4.5.1 genannten Werten.

⁷⁶ Mit einem Scheitelabfluss von etwa $9.000 \text{ m}^3/\text{s}$, was knapp unter dem HQ(30) liegt, vgl. auch Kap. 3.2.1;

4.5.6 Deckschichtbildung

Quantifizierende Angaben (bzw. Rechengrundlagen) zur Deckschichtbildung werden später (im Kap. 5.6) kurz dargestellt.

Die Deckschichtbildung⁷⁷ ist dadurch gekennzeichnet, dass unter Strömungsbeanspruchungen, sofern diese bestimmte Grenzwerte nicht überschreiten, und in einem erosiven Systemzustand nur die feineren Körner aus dem Kornverband gelöst und abgetragen werden („selektive Erosion“), was **an der Sohloberfläche zur Anreicherung der Grobkörner** führt. Dieser Vorgang klingt mit der Zeit von selbst ab, denn die Sohle wird immer gröber und daher strömungsresistenter. Am Ende bleibt eine sehr stabile Deckschicht über, welche wesentlich höheren Beanspruchungen als die Ausgangsmischung standzuhalten vermag. Die Mächtigkeit dieser Deckschicht entspricht etwa dem maximalen Korndurchmesser, darunter bleibt das Sohlmaterial unverändert.

Voraussetzung für die Deckschichtbildung ist einerseits, dass die Strömungsbeanspruchung so gering bleibt, dass die gröberen Körner nicht bewegt werden und andererseits ein gewisses Maß an Ungleichkörnigkeit, das Ausgangsmaterial darf nicht zu eng gestuft sein.

Mit diesem Vorgang ist im Übrigen, weil ja zunächst feinere Körner abgetragen werden, eine gewisse Eintiefung der Sohle („Entmischungserosion“) verbunden.

Allerdings ist die Donau ein schiffbarer Fluss. Durch den Schraubstrahl von Schiffen wird die Sohle lokal sehr viel stärker beansprucht als durch die normale Strömungsbeanspruchung, vor allem bei Niederwasser, wenn die Schiffe mit geringen Flottwassertiefen⁷⁸ über die Sohle fahren, sh. Kap. 5.1.3. Die Sohle wird durch diese Schraubstrahlbeanspruchung lokal durchmischt, teilweise werden auch größere Steine aus dem Kornverband gerissen und (im Anströmbereich) zum Propeller angesaugt, sh. auch Kap. 6.2. **Vor allem in den flacheren Bereichen der Fahrrinne der Donau ist aus diesen Gründen eine nachhaltige Deckschichtbildung nicht zu erwarten.** Zu diesem Ergebnis kommt auch DONAUCONSULT (1997b) und STROBL et al. (2000).

In der Studie von ZOTTLE & ERBER (1987) wird rechnerisch nachgewiesen, und zwar auf Grundlagen von GÜNTNER (1971) und SCHÖBERL (1981), sh. auch Kap. 5.6, dass das Ausgangsmaterial der Donau grundsätzlich deckschichtfähig ist, dass aber auch die gröberen Kornfraktionen nicht groß genug sind, um in Form einer reifen Deckschicht stärkere Hochwässer (über etwa 5.500 m³/s) zu überstehen. Das bedeutet, dass in der Donau gebildete **Deckschichten selbst ohne die Schraubstrahlbeanspruchung von Schiffen häufig aufreißen und somit für die Sohlstabilität höchstens untergeordnete Relevanz haben**, ZOTTLE & ERBER (1987).

⁷⁷ Auch als „Abpflasterung“ bzw. „Abpflästerung“ bezeichnet. In der englischsprachigen Literatur wird dieser Prozess als „armouring“ und die Deckschicht als „armour layer“ bezeichnet.

⁷⁸ Als „Flottwasser“ (bzw. Flottwassertiefe) wird der Abstand zwischen dem tiefsten Punkt des Schiffsrumpfes (in Fahrt) und der höchsten Erhebung der Flusssohle (unter dem Schiff) bezeichnet. Es ergibt sich aus der Differenz zwischen Fahrwassertiefe und Tauchtiefe (=Abladetiefe + Absunk).

4.5.7 Abrieb und Sortierung

Quantifizierende Angaben (bzw. Rechengrundlagen) zu Abrieb und Sortierung werden später (im Kap. 5.5) kurz dargestellt.

Unter Abrieb versteht man die Verkleinerung der Körner in Fließrichtung. Ursachen dafür sind vor allem Kornzertrümmerung und Abschleiß durch mechanische Beanspruchungen und die Verwitterung. Neuere Arbeiten (MIKOS 1996; STROBL et al. 2000) zeigen, dass bei Kornmischungen fast immer auch Sortierprozesse eine gewisse Rolle spielen, also selektiver Erosionsbeginn bzw. selektiver Sedimenttransport. Die mechanisch bedingte Kornverkleinerung wird nicht nur durch Strömungsbeanspruchung, Korngrößen und Kornform sondern auch durch die petrografische Beschaffenheit und Zusammensetzung des Geschiebes (Gesteinsarten und deren Härte und Verwitterungsbeständigkeit) beeinflusst.

Im untersuchten Donauabschnitt (zwischen Wien und Marchmündung) ist im Längsschnitt die Abnahme des mittleren Korndurchmessers (von knapp über 30 mm bei Wien auf etwa 25 mm bei der Marchmündung) bzw. generell die Reduktion der größeren Kornfraktionen erkennbar, vgl. Kap. 3.5.1, insbesondere die Abb. 3-10 und Abb. 3-11 (Anhang A).

5 Geschiebetransport und Sohlstabilität, theoretische Grundlagen

Durch die mechanische Einwirkung strömenden Wassers können Feststoffe - insbesondere Gesteinskörner - abgetragen und transportiert werden. Als **Geschiebe** bezeichnet man solche Gesteinsteile, die durch das strömende Wasser auf oder nahe der Sohle (rollend, gleitend oder springend) bewegt werden, DVWK (1992). Im Gegensatz dazu werden Feststoffe, die im Wasser durch die Turbulenz „in Schwebelage“ gehalten werden und sich in Form einer mehr oder weniger ausgeprägten Suspension talwärts bewegen, als **Schwebstoff** bezeichnet. Zur Abgrenzung zwischen Geschiebe und Schwebstoff gibt KRESSER (1964) einen Korngrenzdurchmesser von

$$d_{\text{grenz}} = \frac{v_m^2}{360 \cdot g} \approx \frac{v_m^2}{3530}$$

an, wobei v_m [m/s] die mittlere Fließgeschwindigkeit (bei Mittelwasser) im Gewässerquerschnitt ist⁷⁹. Im Längsverlauf eines Flusses nimmt der Anteil des Geschiebes durch Abrieb und auch durch Kornsortierung ab, während zunehmend größere Mengen in Form von Schwebstoff transportiert werden. Für die Donau knapp unterhalb von Wien kann der Schwebstofftransport als Faktor der Bettbildung und Gerinnestabilität jedoch vernachlässigt werden⁸⁰.

In dieser Arbeit wird die **Geschiebeformel von Meyer-Peter und Müller** angewendet; sie hat sich für gröberes, kiesiges Geschiebe gut bewährt und hat einen physikalisch weitgehend nachvollziehbaren Hintergrund, vgl. z.B. MAYRHOFER (1970) und OGRIS (1974). Daneben gibt es zahlreiche andere Transportformeln, die vielfach von anderen Voraussetzungen ausgehen (z.B. Wahrscheinlichkeitsansatz) und oft auch für feineres, sandiges Geschiebe entwickelt wurden. Einen Überblick geben u.a. ZANKE (1982), DVWK (1988), SCHRÖDER (1994).

Als Geschiebetransport M_G [kg/s] wird die in der Zeiteinheit durch den Querschnitt transportierte Geschiebemasse bezeichnet. Die Geschiebefracht G [kg] (⁸¹ ist die Summe der in einem bestimmten Zeitraum durch den Querschnitt transportierte Geschiebemasse. Als Geschiebetrieb m_G (auch: „Geschiebetransportrate“) [kg/(m.s)] wird die pro Zeit- und Breitereinheit durch den Querschnitt transportierte Geschiebemasse bezeichnet.

Die folgenden Aussagen beziehen sich auf Flusssohlen aus **nichtkohäsiven (nichtbindigen) Lockersedimenten**; dabei ist zwischen Einkornmaterial (alle Körner haben etwa gleiche Durchmesser) und Kornmischungen (Mischsohlen) zu unterscheiden. Aspekte der Sohlstabilität und des Geschiebetransportes bei kohäsiven (also bindigen) Sohlmaterialien werden in dieser

⁷⁹ Für die Donau zwischen Wien und Marchmündung mit v_m zwischen etwa 1,5 und 2,0 m/s liegt dieser Wert etwa zwischen 0,6 und 1,1 mm; Körner der Fein- und Mittelsandfraktion (und tw. auch Grobsand) sind nach dieser Abschätzung also noch dem Schwebstoff zuzurechnen.

⁸⁰ Diese Aussage bezieht sich nur auf den Strom und nicht auf die begleitenden Augerinne, wo es durch Schwebstoffe, die vor allem bei Hochwasser eingetragen werden, zu erheblichen Anlandungen und Verlandungen kommen kann, vgl. Kap. 3.5.2.

⁸¹ Geschiebefrachten werden häufig auch als Volumen [m³] angegeben; die Umrechnung erfolgt üblicherweise (unter Annahme einer mittleren Porosität) mit einer Lagerungsdichte von 1800 kg/m³.

Arbeit nicht behandelt, denn sie sind für die Stromsohle zwischen Wien und Marchmündung nicht von Bedeutung, vgl. auch Kap. 3.5.

5.1 Strömungsbedingte Sohlbeanspruchungen

Bereits sehr früh, nämlich 1879 wurde von du Boys die **Sohlschubspannung τ_o als die für den Geschiebetransport maßgebende Beanspruchung** identifiziert⁸². Auch SHIELDS (1936), MEYER-PETER und MÜLLER (1949) und die darauf aufbauenden Autoren beschreiben die Strömungsbeanspruchung nach dem Schubspannungskonzept.

5.1.1 Sohlschubspannung und deren quantitative Erfassung

Unter stationären und gleichförmigen Bedingungen, also in einem Gerinne mit konstanten Querschnitt und zeitlich unveränderten Strömungsverhältnissen stehen die antreibenden Kräfte (Gewichtskomponente x Gefälle) und die Reibungskräfte an der Gerinnewandung im Gleichgewicht. Mit diesem Ansatz erhält man **die über den Umfang gemittelte Sohlschubspannung τ_o [N/m²]**:

$$\tau_o = \rho \cdot g \cdot R \cdot I$$

vgl. z.B. MAYRHOFER (1970), NAUDASCHER (1987), DVWK (1988).

Mit der Dichte des Wassers ρ [kg/m³], der Erdbeschleunigung g [m/s²], dem hydraulischen Radius R (⁸³ [m]) und dem Energieliniengefälle I [m/m]. Diese (Sohl)Schubspannung wird auch als „Schleppspannung“ bezeichnet; vgl. Fußnote Nr. 82.

In der Ableitung der obigen Formel wird allerdings vorausgesetzt, dass Gerinnerauhigkeit und Sohlschubspannung gleichmäßig über den Umfang (also über Ufer und Sohle) verteilt sind; das ist in natürlichen und naturnahen Flüssen kaum der Fall. Für kompakte Gerinne⁸⁴ wird der Fehler, wenn man mit dieser Formel arbeitet, als vernachlässigbar betrachtet, im Fall breiter Gerinne (Gerinnebreite > 30 x Fließtiefe), wenn also der Randeinfluss zunehmend geringer und damit vernachlässigbar wird, sollte man den hydraulischen Radius im Sinn der Streifenmethode durch die Fließtiefe h ersetzen. Dabei wird vorausgesetzt, dass die Fläche zwischen den einzelnen Streifen schubspannungsfrei sind. Man erhält:

$$\tau = \rho \cdot g \cdot h \cdot I$$

vgl. z.B. DVWK (1988).

⁸² Du Boys führte den Begriff „force d’entrainement“ ein, der später (von Kreuter) mit „Schleppkraft“ übersetzt wurde. Da es sich aber eher um eine Schubspannung handelt, damals in der Dimension kg/m² angegeben (heute: N/m²), sollte man von einer „Schleppspannung“ sprechen, HUNZIKER (1995).

⁸³ Verhältnis zwischen Fließquerschnitt A und benetztem Umfang U ; also ein reiner Querschnittsparameter.

⁸⁴ Als „kompakt“ gelten Gerinnequerschnitte mit fester Sohle und relativ nah beieinanderliegenden Seitenwänden (Ufern), und zwar um so eher, je mehr der vorhandene Querschnitt dem Kreisquerschnitt einer Druckrohrströmung ähnelt, SCHRÖDER (1994).

In **stark querschnitts- oder rauigkeitsgegliederten Gerinnen** ist aber auch dieser Ansatz problematisch, da in der Zone zwischen den Teilströmen unterschiedlicher Geschwindigkeiten energiereiche Verwirbelungen entstehen, die mit einem intensiven Querimpulsaustausch (Interaktionsvorgang) verbunden sind, vgl. Abb. 5.1-1. Man denkt sich dann „fiktive“ Trennflächen zwischen Zonen stark unterschiedlicher Fließgeschwindigkeiten und gibt diesen Umfangsteilen eine gewisse Trennflächenrauigkeit, d.h. man betrachtet sie als schubspannungsbehaftet. Die dort dissipierte Energie steht jedenfalls nicht für den Geschiebetransport zur Verfügung. Dazu findet man nähere Hinweise etwa in DFG, Hrsg. ROUVE (1987).

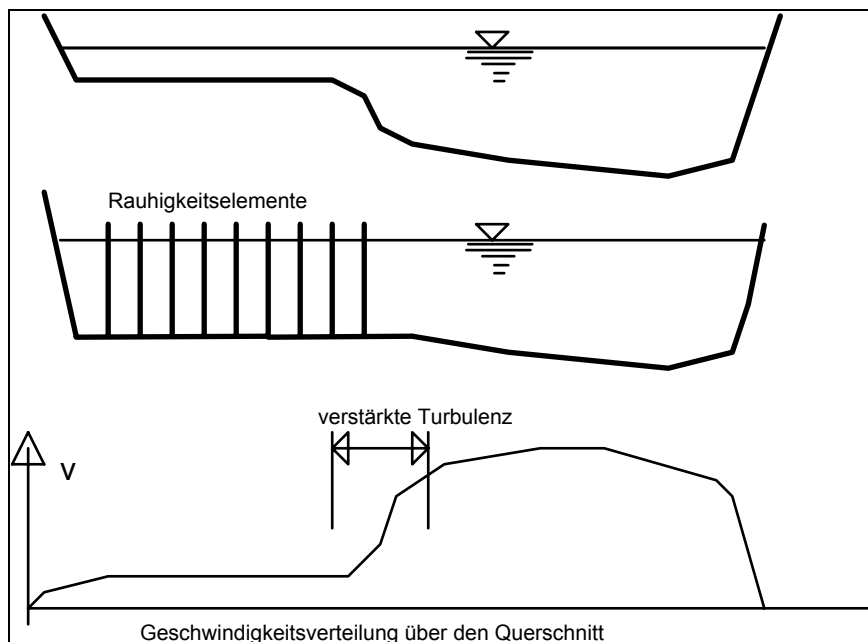


Abb. 5.1-1: Stark gegliederte Gerinnequerschnitte

Bedingt durch die Turbulenz der Strömung ist die örtliche Sohlschubspannung permanent zeitlichen Schwankungen unterworfen. Alle in dieser Arbeit genannten (Sohl)Schubspannungen sind als zeitliche Mittelwerte zu verstehen, also als **zeitgemittelte Sohlschubspannung**. Nähere Hinweise zu den Konsequenzen der Schwankungen der Sohlschubspannungen aus theoretischer Sicht findet man speziell bei GÜNTER (1971).

Man kann die Schubspannung mit dem flächenbezogenen Gewicht des Geschiebekornes (unter Auftrieb) in Beziehung setzen und erhält die **dimensionslose Strömungsintensität θ** (theta):

$$\theta = \frac{\tau}{g \cdot (\rho_s - \rho) \cdot d}$$

Dieser Ausdruck wird auch als „Shields-Parameter“ oder als „dimensionslose Schubspannung“ bezeichnet.

5.1.2 Die transportwirksame (Sohl)Schubspannung

In einem natürlichen oder naturnahen Gerinne werden nicht nur Strömungsbeanspruchungen über Flächenwiderstände auf die Gerinnewandung übertragen, vielmehr **wirken auch Formwiderstände**, vor allem Transportkörper und andere geometrische Unregelmäßigkeiten. Mit diesen

Formwiderständen wird die turbulente Verwirbelung verstärkt, insbesondere kommt es zu Ablösungswirbel im Lee von Transportkörpern und Rauigkeitselementen. Die dabei „verbrauchte“ (also dissipierte) Energie spielt zwar für den Schwebstofftransport eine wichtige Rolle, steht aber für die Geschiebebewegung nicht zur Verfügung.

Man kann diesen Einfluss durch Einführung eines Reduktionsfaktors c berücksichtigen. Die transportwirksame (Sohl)Schubspannung τ' ergibt sich dann mit

$$\tau' = c \cdot \tau$$

Der Rest ($\tau'' = \tau - \tau'$) ist nur für den Schwebstofftransport von Bedeutung. In der Meyer-Peter-Formel ist ein solcher Faktor c explizit enthalten (vgl. auch Kap. 5.3) und zwar mit

$$c = \left(\frac{k_s}{k_r} \right)^{3/2}$$

Dabei wird das Fließgesetz von Strickler vorausgesetzt, mit der **Gesamtrauhigkeit** k_s [$m^{1/3}/s$]:

$$v_m = k_s \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Der Faktor k_r [$m^{1/3}/s$], für den Meyer-Peter die nachfolgende empirische Beziehung angibt, beschreibt die **reine Flächenrauhigkeit** einer völlig ebenen Sohle; er wird auch als „Kornrauhigkeit“ bezeichnet. Das Verhältnis (k_s/k_r) variiert, ebenfalls nach Angaben von Meyer-Peter, etwa zwischen 0,5 bei hohen Sanddünen bzw. Kiesbänken und 1,0 bei völlig ebener Sohle (MEYER-PETER, LICHTENHAHN, 1963).

$$k_r = \frac{26}{\sqrt[6]{d_{90}}}$$

In neueren Arbeiten wird im Zähler teilweise ein kleinerer Wert gesetzt, z.B. 23,5 (SCHÖBERL, 1981) bzw. 21 (HUNZIKER, 1995). Für die später (in Kap. 7) beschriebenen und diskutierten geschiebehydraulischen Berechnungen wird der ursprüngliche Wert von 26 beibehalten, weil damit eine gute Übereinstimmung zwischen Beobachtung (Geschiebeaustrag, vgl. Kap. 3.7 und 7.4) und Rechnung erzielt werden kann. Kap. 7.5.2 enthält eine Sensitivitätsuntersuchung zum Einfluss des Faktors k_s/k_r .

Eine weitere Korrektur betrifft die Wirkung der Wandrauhigkeit. In der Meyer-Peter-Formel wird an Stelle des hydraulischen Radius R des Gesamtquerschnittes ein **reduzierter hydraulischer Radius** R_s des auf die Sohle einwirkenden Durchflussanteiles eingesetzt, mit

$$R_s = \frac{Q_s}{Q} h$$

Q_s ist der auf die Sohle einwirkende Teil des Durchflusses [m^3/s], während Q für den Gesamtabfluss [m^3/s] steht. In diesem Zusammenhang wird vielfach eine von EINSTEIN (1934) entwickelte Berechnungsmethode angewandt. Für sehr breite Gerinne, wie beispielsweise der Donau, kann dieser Einfluss vernachlässigt werden, Q_s/Q ist dann annähernd 1. Allgemein kann für den Korrekturbeiwert c aber geschrieben werden:

$$c = \left(\frac{k_s}{k_r}\right)^{1,5} \cdot \frac{R_s}{R}$$

Rechnet man nicht auf Grundlage des Strickler-Ansatzes sondern mit dem Fließgesetz nach Darcy-Weisbach, dann können analoge Formeln für den Reduktionsfaktor herangezogen werden, vgl. beispielsweise SCHRÖDER (1994).

Der transportwirksamen Schubspannung τ' kann schließlich die **transportwirksame Strömungsintensität θ'** zugeordnet werden:

$$\theta' = \frac{\tau'}{g \cdot (\rho_s - \rho) \cdot d} = \frac{c \cdot \tau}{g \cdot (\rho_s - \rho) \cdot d}$$

Diese dimensionslose Kennzahl kennzeichnet die Beanspruchung der Sohle durch die Strömung unter Berücksichtigung aller Form- und Uferwiderstände.

5.1.3 Ein Hinweis zur Schraubstrahlbeanspruchung

Die Beanspruchung durch den Schraubstrahl von Schiffen mit geringem Flottwasser auf die Sohle unterscheidet sich grundlegend hinsichtlich ihrer Intensität, Dauer und Häufigkeit von der gewöhnlichen Strömungseinwirkung.

Im Folgenden soll lediglich ein Weg zur **Abschätzung der mit dem Schraubstrahl verbundenen lokalen Geschwindigkeitserhöhungen** angegeben werden.

Nach der EAU-1996⁽⁸⁵⁾, die den Charakter einer Richtlinie hat und sich bei der hier zu behandelnden Frage primär auf eine Arbeit von RÖMISCH (1993) stützt, kann zunächst die induzierte Strahlgeschwindigkeit V_0 [m/s] (direkt hinter dem Propeller) abgeschätzt werden:

$$V_0 = C_p \cdot \left(\frac{P}{\rho \cdot D^2}\right)^{1/3}$$

mit der Propellerleistung P [kW], dem Propellerdurchmesser D [m], der Dichte ρ [t/m³] des Wassers und einem Beiwert C_p (mit $C_p=1,48$ für freie Propeller ohne Düse und $C_p=1,17$ für Propeller mit Düse).

Für den Fall, dass statt der Leistung P die Drehzahl n [s⁻¹] gegeben ist, wird

$$V_0 = 1,6 \cdot n \cdot D \cdot \sqrt{k_T}$$

mit dem Schubbeiwert k_T , für den $k_T=0,25 \dots 0,50$ angegeben wird (EAU-1996).

Nach dem Propellerquerschnitt weitet sich der Strahl durch turbulente Austausch- und Vermischungsprozesse kegelförmig auf und verliert mit zunehmender Lauflänge an Geschwindigkeit (EAU-1996). Die in Sohlhöhe auftretende maximale Geschwindigkeit $\max V_{\text{sohle}}$ [m/s], die für die Beanspruchung der Sohle entscheidend ist, kann mit

⁸⁵ „Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ – Häfen und Wasserstraßen“

$$\max V_{\text{Sohle}} = V_0 \cdot E \cdot \left(\frac{h_p}{D}\right)^\alpha$$

abgeschätzt werden; mit den Beiwerten E (Faktor) und α (Exponent)

E = 0,71 für Einschrauber mit Zentralruder

E = 0,42 für Einschrauber ohne Zentralruder oder für Zweischrauber mit Mittelruder

E = 0,52 für Zweischrauber mit Zweifachrudern, den Propeller nachgeordnet

$\alpha = -1,00$ für Einschrauber

$\alpha = -0,28$ für Zweischrauber

und der Höhe h_p [m] der Propellerachse über der Sohle⁸⁶ (EAU-1996).

Für ein Schiff mit Zweischraubenantrieb (mit Düse), einer maximalen Leistung von 850 kW je Schraube, einem Propellerdurchmesser D von 1,45 m (⁸⁷ und einem Flottwasser von 0,30 m erhält man eine induzierte Geschwindigkeit von

$$V_0 = 1,17 \cdot \left(\frac{850}{1,0 \cdot 1,45^2}\right)^{1/3} \approx 8,65 \text{ m/s}$$

und sohlnahe Geschwindigkeiten von etwa

$$\max V_{\text{Sohle}} = 8,65 \cdot 0,52 \cdot \left(\frac{0,725 + 0,3}{1,45}\right)^{-0,28} \approx 4,96 \text{ m/s}$$

Diese Geschwindigkeitsangaben erlauben noch keine mit dem Schubspannungskonzept konsistente Quantifizierung der schraubstrahlbedingten Sohlbeanspruchungen, doch es ist evident, dass **damit die normalen Strömungsbeanspruchungen wesentlich übertroffen** werden. In diesem Zusammenhang ist zu beachten, dass die kinetische Energie des Strahles pro Zeiteinheit (also die Leistung) proportional zur dritten Potenz der Geschwindigkeit ist.

Auch in den Zuströmbereichen der Schraube(n)⁸⁸ werden hohe Geschwindigkeiten erreicht, das von den Propellern weggedrückte Wasser muss ja zunächst einmal dorthin gelangen. Die Zuströmung ist auch von Flottwassertiefe und Schiffsform abhängig. Modellversuche zeigen, dass durch diese Ansaugung bei geringen Flottwassertiefen auch Körner mit 50 bis 100 mm Korn Durchmesser von der Sohle weggerissen, zu den Schrauben hinbewegt und durch den Propellerquerschnitt durchtransportiert werden können, vgl. STROBL (2002). Dadurch entstehen unter Umständen erhebliche Schäden an den Antriebsorganen; man spricht von „Steinschlag“, (sh.

⁸⁶ Damit geht die Flottwassertiefe in die Rechnung ein.

⁸⁷ Diese schiffsbezogenen Eingangswerte wurden bei den an der TU-Wien durchgeführten Modellversuchen zur Erprobung der Grobkornzugabe zur Deckschichtbildung (OGRIS et al., 1988) angesetzt; Bei ähnlichen Versuchen der DONAUKRAFT (1992) wurde ein Zweischraubenselbstfahrer mit Propellerleistungen von bis zu 900 kW (pro Propeller) und D=1,58 m zugrundegelegt. Die Propeller-Drehzahlen liegen dabei (je nach Leistung) zwischen etwa 230 und 480 U/min.

⁸⁸ Unter dem Heck und knapp seitlich davon; außerdem kommt es durch die Bewegung des Schiffes in der gesamten Umgebung des Schiffsrumpfes zur Veränderung der Strömung (seitliche Verdrängung).

auch Kap. 6.2 und Kap. 6.3), vgl. auch DONAUKRAFT (1992), STROBL (1997) und STROBL, SCHMAUTZ (1999).

Unter Berücksichtigung der in diesem Abschnitt beschriebenen Bedingungen ist die **Ausbildung einer dauerhaften und reifen Deckschichte im Bereich der Fahrrinne unwahrscheinlich**. Zu diesem Ergebnis kommt auch DONAUCONSULT (1997b) und STROBL et al. (2000).

5.2 Die kritische (Sohl)Schubspannung

Für Einkornmaterial wird allgemein die Existenz und Erfassbarkeit einer kritischen Sohlschubspannung τ_{crit} vorausgesetzt, der eine bewegliche Sohle gerade noch widerstehen kann, ohne dabei auch nur teilweise in Bewegung zu geraten. Es gilt also:

⇒ für $\tau \leq \tau_{crit}$, dass die Sohle in Ruhe bleibt

⇒ und für $\tau > \tau_{crit}$, dass Teile der Sohle in Bewegung gesetzt werden.

Für die kritische Sohlschubspannung bzw. den **kritischen Shields-Beiwert** θ_{crit} kann in Anlehnung an SHIELDS (1936) die folgende Beziehung angegeben werden:

$$\theta_{crit} = \frac{\tau_{crit}}{g \cdot (\rho_s - \rho) \cdot d} = f(\text{Re}_K)$$

Dabei ist d der Korndurchmesser [m],

Re_K die dimensionslose Reynolds-Zahl des Kornes [-],

mit der kinematischen Zähigkeit ν [m²/s]

und der Schubspannungsgeschwindigkeit v^* [m/s]:

$$\text{Re}_K = \frac{v^* \cdot d}{\nu}$$
$$v^* = \sqrt{g \cdot R \cdot I}$$

Die Reynolds-Zahl des Kornes gibt an, wie stark die laminare Unterschicht der Strömung im Verhältnis zur Korngröße d ist; für höhere Re_K -Werte ($\text{Re}_K > 300$)⁸⁹ herrscht um das Korn herum voll ausgebildete Turbulenz und der Ausdruck θ_{crit} strebt gegen einen konstanten Wert von rund 0,05 bis 0,06 (BRETSCHNEIDER et al., 1982), vgl. Abb. 5.2-1:

⁸⁹ Im Fall der Donau zwischen Wien und Marchmündung liegt Re_K mit $R > 2$ m, $I \approx 0,0004$, $d \approx 0,025$ m und $\nu \approx 1,3 \cdot 10^{-6}$ m²/s jedenfalls über 1000, es herrschen also für die Sohlkörner vollturbulente Bedingungen.

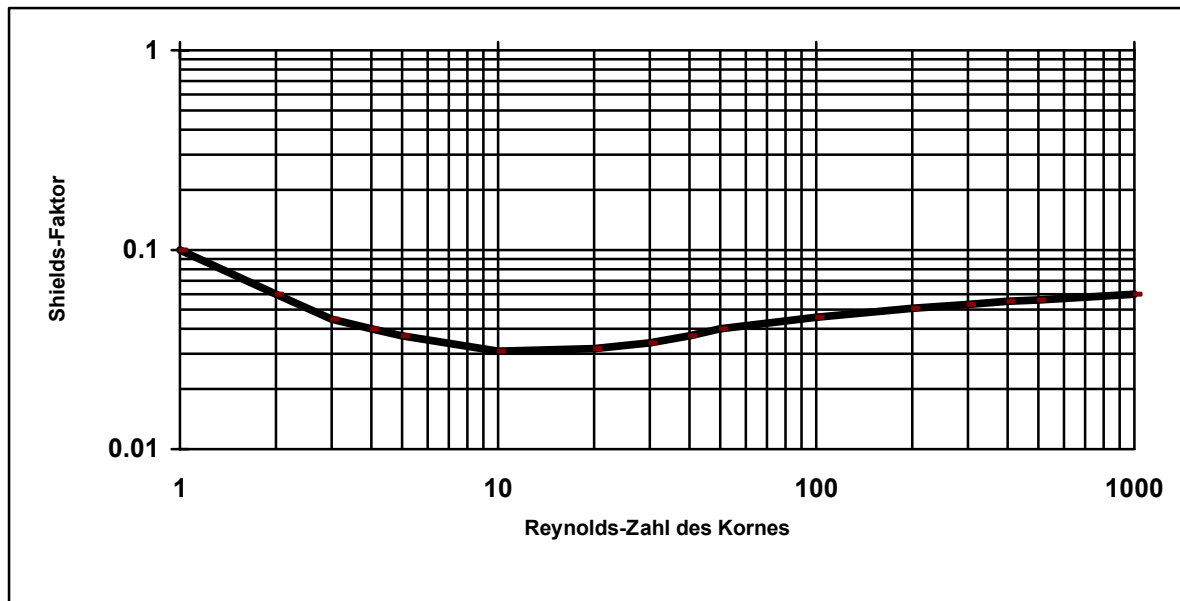


Abb. 5.2-1: Grenzbedingung zwischen Ruhe und Geschiebetrieb („Shields-Diagramm“) nach GÜNTER (1971)

Im Bereich oberhalb der im Diagramm angegebenen Linie bewegen sich die Körner, im Bereich darunter bleiben sie in Ruhe. Der Funktionswert θ_{crit} gibt das **Verhältnis zwischen kritischer Sohlschubspannung und flächenbezogener Schwerkraft** des Sedimentkornes an und liegt im Allgemeinen zwischen 0,03 und 0,06. Die Geschiebetransportgleichung von Meyer-Peter und Müller (sh. Kap. 5.3) enthält, wenn man den Geschiebetrieb in dieser Gleichung gegen Null gehen lässt, einen entsprechenden Wert von 0,047. OGRIS (1974) zeigt, dass dieser Wert mit einfachen mechanischen Modellvorstellungen nachvollzogen werden kann. Andere Autoren, z.B. JÄGGI (1990), HUNZIKER (1995), geben für den vollturbulenten Bereich den Wert 0,05 an.

Bei GÜNTER (1971) wird gezeigt, dass der Shields-Faktor θ_{crit} auch von der Reynoldszahl der Strömung⁹⁰

$$Re = \frac{v_m \cdot h}{\nu}$$

abhängt, mit der Wassertiefe h [m], der mittleren Fließgeschwindigkeit v_m [m/s] und der kinematischen Zähigkeit ν [m²/s] (nü). Sowohl die Versuche von Shields als auch jene von Meyer-Peter und Müller wurden im Bereich geringerer Reynoldszahlen ($Re < 150.000$) durchgeführt. Die Reynoldszahl kann auch als Maß für die turbulenzbedingten Schubspannungsschwankungen aufge-

⁹⁰ Bei großen Reynoldszahlen wird der Strömungszustand durch Massenkräfte bestimmt, bei kleineren Re-Zahlen überwiegen zunehmend die Zähigkeitskräfte; letztere können kleinere Störbewegungen innerhalb der Strömung dämpfen, sie bewirken schließlich - unterhalb eines kritischen Wertes Re_{crit} - laminares Strömen.

fasst werden. Es ist somit verständlich, dass θ_{crit} mit steigenden Reynoldszahlen, also mit stärkerer Turbulenz, kleiner wird, vgl. GÜNTER (1971)⁹¹.

5.2.1 Zur Beanspruchbarkeit von Mischsohlen

Voraussetzung für die bisherigen Überlegungen war das Vorliegen einer Sohle aus Einheitskorn, also jeweils gleiche Korndurchmesser. Eine solche Sohle kann durch Angabe von Korndichte ρ_s und Korndurchmesser d charakterisiert werden.

Anders verhält sich das bei Kornmischungen, in solchen Fällen ist die Angabe der jeweiligen Kornverteilungskurve (Sieblinie) erforderlich⁹². Häufig wird versucht, das Verhalten der Mischsohle durch **Einführung eines einzigen kennzeichnenden Wertes** zu beschreiben. Meyer-Peter gibt dafür einen „maßgebenden“, also gemittelten Korndurchmesser d_m an:

$$d_m = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta p_i \cdot d_i}{\sum_{i=1}^n \Delta p_i}$$

d_i = Korndurchmesser der Fraktion i ,

Δp_i = Anteil der Fraktion i an der Gesamtkornverteilung,

n = Anzahl der Fraktionen;

Die Mittelung erfolgt also über die Fraktionsgewichte, was bei gleicher Dichte aller Körner einer Gewichtung nach den Volumina entspricht. Dieser charakteristische Korndurchmesser liefert zumeist, zur Berechnung des Geschiebetransportes von Kornmischungen in die Meyer-Peter-Formel eingesetzt, mit Versuchsergebnissen gut übereinstimmende Ergebnisse.

Es wird also ein Korndurchmesser d_m angesetzt, der für das Verhalten des gesamten Korngemisches repräsentativ sein soll. Somit ist aber zu erwarten, dass bereits dadurch, da die darauf aufbauenden Gleichungen für verschiedenste Gemische und Strömungsverhältnisse gelten sollen, eine nicht unerhebliche Unsicherheit in alle quantitativen Betrachtungen eingeschlossen ist. Bereits 1949 stellten Meyer-Peter und Müller folgendes fest (zitiert aus ZANKE, 1982): *„Grundsätzlich sind unzählige Mischungen der verschiedenen zwischen Null und d_{max} liegenden Korngrößen denkbar. Die vielen zur Verfügung stehenden Kornanalysen zeigen aber, dass sie als Summenlinien der Gewichts-%-Anteile der Kornfraktionen dargestellt, mit einiger Annäherung affine Kornverteilungskurven ergeben. Die natürlichen Mischungen können also durch einen*

⁹¹ Im Fall der Donau zwischen Wien und Marchmündung liegt Re mit $h > 2$ m, $v_m \approx 2,0$ m/s und $v \approx 1,3 \cdot 10^{-6}$ m²/s jedenfalls über 3.000.000;

⁹² In der Praxis ist damit auch das Problem der Gewinnung repräsentativer Proben gegeben. Aufgrund flussmorphologischer Differenzierungen können einzelne Proben erheblich vom Mittelwert abweichen. Ein weiteres Problem ist, sofern eine Deckschicht vorliegt, die Unterscheidung zwischen dem Material der verhältnismäßig dünnen Deckschicht und dem darunter liegenden Material, vor allem bei einer Probennahme unter Wasser. Durch die Entnahme von freeze-core-Proben könnte diese Unsicherheit aber weitgehend ausgeschaltet werden.

einigen Parameter näherungsweise charakterisiert werden." ZANKE (1982) ergänzt, dass „Flachlandflüsse“ eine davon abweichende, untereinander aber ebenfalls affine Kornverteilung zeigen.

Neben diesem von Meyer-Peter vorgeschlagenen maßgebenden Korndurchmesser d_m gibt es verschiedene andere Ansätze; manche Autoren verwenden den d_{35} - oder den d_{40} - oder den d_{50} -Wert. FÜHRBÖTER (1961) definiert einen maßgebenden Korndurchmesser mit

$$d_m = \frac{d_{10} + d_{20} + d_{30} + d_{40} + \dots + d_{90}}{9}$$

Für andere Fragen, etwa für die **Abschätzung der Flächenrauigkeit** von Flusssohlen (vgl. Kap. 5.1.2), hat sich die Verwendung des d_{90} - Wertes (Korndurchmesser mit 90% Siebdurchgang) bewährt.

In neueren Arbeiten wird versucht, **Geschiebetransportmodelle fraktionsweise** aufzubauen, vgl. vor allem HUNZIKER (1995). Dabei treten allerdings andere Unsicherheiten auf, die speziell die Frage der Interaktionen zwischen den einzelnen Kornfraktionen betreffen. Im Rahmen dieser Arbeit wird daher mit dem Konzept von Meyer-Peter und Müller, also mit dem maßgebenden Korndurchmesser d_m gerechnet.

Neben den hier skizzierten Quantifizierungsproblemen zeigen Kornmischungen im Vergleich zur Einkornsohlen bei Strömungsbeanspruchung dann einen grundlegenden Unterschied, wenn es zur Ausbildung einer Deckschicht (Abpflasterung) kommt; zugehörige Bedingungen, Berechnungsansätze und Konsequenzen werden in Kap. 5.6 beschrieben.

5.3 Geschiebetransportgleichung nach Meyer-Peter und Müller

Die von Meyer-Peter und Müller entwickelte Formel geht von einem Überschussansatz aus, also von einer (nichtlinearen) Funktion zwischen Geschiebetransportrate und dem **Überschuss der transportwirksamen Schubspannung gegenüber der kritischen Schubspannung**.

$$m_G = C \cdot (\tau' - \tau_{crit})^n$$

Auf Basis theoretischer Überlegungen (Dimensionsanalyse) und umfangreicher Modellversuche konnte der Exponent mit $n=3/2$ festgelegt werden; für den Faktor C fand man $C=8\rho_s/g'$ (93, vgl. SCHRÖDER (1994)). Die Originalformel lautet:

$$\gamma_w \cdot \frac{R_s \cdot I_r}{\gamma_s'' \cdot d_m} = \gamma_w \cdot \frac{Q_s}{Q} \cdot \left(\frac{k_s}{k_r}\right)^{3/2} \cdot \frac{h \cdot I}{\gamma_s'' \cdot d_m} = A'' + B'' \cdot \left(\frac{\gamma_w}{g}\right)^{1/3} \cdot \frac{g_s''^{n/3}}{\gamma_s'' \cdot d_m}$$

$$A'' = 0,047$$

$$B'' = 0,25$$

Mit:

⁹³ g' ist die modifizierte Fallbeschleunigung mit $g'=g \cdot (\rho_s - \rho) / \rho \approx 16 \text{ m/s}^2$; mit diesem Ausdruck wird der Auftrieb (unter Wasser) berücksichtigt.

γ_w ... dem spezifischen Gewicht des Wassers,
 γ_s ... dem spezifischen Gewicht des Geschiebes, unter Wasser gewogen,
 R_s ... dem hydraulischen Radius des Anteils des über der Sohle abfließenden Durchflusses Q_s ,
 vgl. Kap. 5.1.2,
 I_f ... dem Reibungsgefälle (unter Abzug der Formrauigkeiten),
 d_m ... dem maßgebenden Korndurchmesser, vgl. Kap. 5.2.1,
 h ... der Wassertiefe,
 g ... der Erdbeschleunigung,
 ks ... der Gesamtrauhigkeit (nach dem Strickler-Ansatz), vgl. Kap. 5.1.2,
 kr ... der reinen Flächen- oder Kornrauigkeit, vgl. Kap. 5.1.2 und
 g_s ... dem Geschiebetrieb (je Meter Breite), unter Wasser gewogen;
 vgl. MEYER-PETER, LICHTENHAHN (1963) und MAYRHOFER (1970); die beiden Parameter A'' und B'' wurden mit $A'' = 0,047$ und $B'' = 0,25$ so festgelegt, dass damit die Versuchsergebnisse möglichst gut angepasst werden konnte.

In neuerer Schreibweise, mit der dimensionslosen Transportkapazität Φ_G (⁹⁴, lautet die Meyer-Peter-Formel :

$$\Phi_G = 8 \cdot (\theta' - \theta_{crit})^{3/2}$$

$$m_G = \Phi_G \cdot \rho_s \cdot \sqrt{g' \cdot d_m^3}$$

vgl. z.B. SCHRÖDER (1994).

5.3.1 Anwendungsgrenzen und Voraussetzungen der Meyer-Peter-Formel

Die der Geschiebetransportgleichung zugrundeliegenden Messungen (insgesamt 139 Einzelversuche) wurden innerhalb folgender Bereiche durchgeführt:

Gefälle:	$0,0004 < I < 0,02$
Korngrößen:	$0,4 \text{ mm} < d < 28,65 \text{ mm}$
Wassertiefen:	$0,01 \text{ m} < h < 1,2 \text{ m}$
Spezifischer Abfluss:	$0,002 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m}) < q < 2 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$
Feststoffwichte:	$1,25 < \gamma_s/\gamma_w < 4,2$

Zitiert nach MEYER-PETER, LICHTENHAHN (1963) und MAYRHOFER (1970);

In dimensionsreiner Form erfüllt die Meyer-Peter-Gleichung das Froudesche Ähnlichkeitsgesetz, andererseits berücksichtigt sie nicht den Einfluss der Reynolds-Zahl des Kornes, vgl. BRETSCHEIDER (1968). Das bedeutet, dass sie im Prinzip **nur für gröberes Korn (Kies) und größeres Gefälle** verwendet werden sollte, also in jenem Turbulenzbereich, für den sie entwickelt wurde (ZANKE, 1982). Mit anderen Worten, sie ist für die Untersuchung alpiner und vor-

⁹⁴ Der Begriff der „Transportintensität“ geht auf Hans Albert Einstein zurück. Die dimensionslose Schreibweise hat u.a. den Vorteil der Vergleichbarkeit mit verschiedenen anderen Transportgleichungen, vgl. SCHRÖDER (1994).

alpiner Flüsse (Rhein, Inn, Lech usw.) gut geeignet, nicht jedoch für die Untersuchung von Flachlandflüssen mit hohem Sandanteil.

Im Fall der Donau liegt das Gefälle an der unteren Grenze des angegebenen Gültigkeitsbereiches. „Grundsätzlich ist zu bemerken, dass die Verhältnisse in der Donau unterhalb Wien einem Grenzbereich für die Anwendung der Meyer-Peter-Formel entsprechen. Auch ergibt sich durch das für einen kiesführenden Fluss doch eher flache Gefälle eine große Empfindlichkeit auf einzelne Parameter wie den Korndurchmesser d_m oder den Reduktionsfaktor k_s/k_r . So sind die ermittelten Frachten als Größenordnungen zu betrachten und nicht als exakt bestimmte Werte.“ VAW (1989).

Vgl. hierzu auch die Sensitivitätsuntersuchung in Kap. 7.5.

Neben diesen modellmesstechnischen Grenzen, die man mit höherem Aufwand auch weiter setzen hätte können, nennen Meyer-Peter und Müller **zwei grundlegende Voraussetzungen für die Gültigkeit ihres Rechenverfahrens** (MEYER-PETER, LICHTENHAHN 1963):

- ⇒ der Abfluss ist **stationär und gleichförmig (Normalabfluss)**, somit sind Sohlgefälle, Wasserspiegelgefälle und Energieliniengefälle identisch; weiters wird mit diesem Kriterium auch eine stabile Sohlage, also **Transportgleichgewicht** vorausgesetzt;
- ⇒ die **Kornverteilung** des laufenden Materials ist mit der Kornverteilung des Sohlenmaterials identisch, es laufen also **keine Entmischungsprozesse** ab;

5.3.2 Übertragung auf natürliche Gerinne

Bei naturnahen Flüssen mit Kiesbänken kann ein prismatisches Gerinne, wie es bei den Laborversuchen vorlag, nicht vorausgesetzt werden. Dennoch ist es nach Meyer-Peter und Müller möglich, das Geschiebetransportvermögen für solche Flüsse zu berechnen, und zwar für eine sogenannte „Musterstrecke“, die sich im Beharrungszustand (dynamisches Gleichgewicht) befinden soll. Die (in aller Regel) unregelmäßigen Querprofile dieser Strecke werden durch ein sogenanntes **maßgebendes Querprofil** ersetzt, welches auf dem betrachteten Flussabschnitt als konstant angenommen und **als hypsographische Kurve der Sohlkonfiguration** konstruiert wird, indem man in parallelen Ebenen zur ausgeglichenen Sohle jeweils die Breiten der Querprofile ermittelt und daraus den Mittelwert bildet.

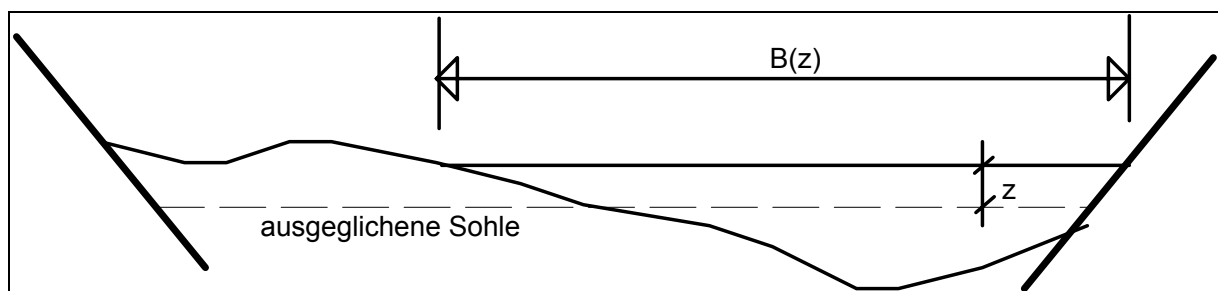


Abb. 5.3-1: Zur Ermittlung des maßgebenden Querprofils

$$B_m(z) = \frac{\sum_{i=1}^n (B(z)_i \cdot \Delta L_i)}{\sum_{i=1}^n (\Delta L_i)}$$

$B(z)$ ist die abflusswirksame Gerinnebreite (der Einzelprofile von $i=1$ bis n bzw. des gemittelten Profils mit Index „ m “) in der Tiefe z unter dem Referenzniveau, ΔL ist der Abstand zwischen je zwei Querprofilen.

„Da die zu errechnende Geschiebefunktion den Geschiebetriebvorgang in den Kolken, Furten und über den Geschiebebänken im zeitlichen Mittelwert richtig wiedergeben soll, ist es erforderlich, das Relief der Sohle in der ganzen Musterstrecke zu berücksichtigen. Keineswegs genügt es, das durch Einführung einer „Ausgeglichenen Sohle“ entstandene Trapezprofil der Berechnung zugrunde zu legen. Dieses Profil würde einen viel zu späten Geschiebetriebbeginn und einen bei den am häufigsten vorkommenden kleineren und mittleren Wasserführungen viel zu kleinen Geschiebefluss ergeben, wie dies auf Grund der direkten Geschiebemessungen eindeutig festgestellt wurde. [...] Das maßgebende Querprofil gibt in der Durchflussfläche einen Mittelwert aller Aufnahmeprofile und berücksichtigt jede Einzelheit des Sohlenreliefs in der Musterstrecke. Dem Charakter einer hydrographischen Kurve entsprechend, ist es stets achsialsymmetrisch.“ vgl. MAYRHOFER (1964).

Zur Wahl der Länge der Musterstrecke gibt es keine klaren Kriterien. Der Gerinneabschnitt sollte hinsichtlich seiner flussmorphologischen Merkmale möglichst einheitlich sein und er sollte groß genug sein, um lokale Besonderheiten durch Mittelung auszugleichen. MEYER-PETER, LICHTENHAHN (1963) rechnen ein Beispiel (sanktgallischer Rhein) vor, mit einer 8,4 km langen Musterstrecke (etwa die 70-fache Gerinnebreite). MAYRHOFER (1964) gibt eine Mindestlänge von 1 bis 3 km an, es soll sich dabei um eine möglichst geradlinige Strecke mit ausgeglichenerem Gefälle und regelmäßigem Profil handeln.

In der Praxis ist die Wahl einer geeigneten Musterstrecke schwierig, vor allem, wenn die Grundvoraussetzung, das Bestehen eines dynamischen Gleichgewichtszustandes, nicht gegeben ist.

5.4 Bilanzgleichung

Auch für Geschiebe gilt das **Gesetz der Massenerhaltung**. Bezogen auf eine Teilstrecke (mit Länge Δx) kann formuliert werden:

$$M_{\text{Austrag}} = M_{\text{Eintag}} \pm M_{\text{Speicheränderung}} - M_{\text{Abrieb}}$$

vgl. auch JÄGGI (1992).

Für kürzere Strecken kann man den Abrieb vernachlässigen, nicht aber den Geschiebezwischenpeicher. Für ein Rechteckgerinne und geringe Sohlenneigung, kann unmittelbar

$$\rho_L \cdot \Delta V + \Delta M_G \cdot \Delta t = 0$$

gefunden werden, mit der Lagerungsdichte ρ_L [kg/m^3], der Änderung des Geschiebetransportes (die Differenz zwischen Aus- und Eintrag) ΔM_G [kg/s] bzw. des Geschiebetriebes Δm_G (in Längsrichtung) und der Änderung des Volumens des Geschiebespeichers ΔV [m^3]:

$$\Delta M_G = b \cdot \Delta m_G$$

$$\Delta V = b \cdot \Delta x \cdot \Delta z$$

mit der Sohlenhöhenlage $z = z(x,t)$ bzw. deren Änderung Δz . Mittels Grenzübergang erhält man dann die (auch als Exner-Gleichung bekannte) Kontinuitätsgleichung des Feststoffvolumenstromes, sh. auch SCHRÖDER (1994):

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{\rho_L} \cdot \frac{\partial m_G}{\partial x} = 0$$

5.5 Abrieb

Das Thema „Abrieb“ wurde bereits in Kap. 4.5.7 qualitativ beschrieben. Eine rechnerische Erfassung ist mit dem von Sternberg (1875) entwickelten Abriebgesetz möglich, vgl. MEYER-PETER, LICHTENHAHN (1963), MAYRHOFER (1964); es sagt aus, dass die Gewichtsverluste (bzw. Volumenverluste) der Geschiebekörner exponentiell mit der Distanz in Fließrichtung abnehmen, mit einem konstanten Abrieffkoeffizient a [km^{-1}]:

$$V(s) = V_0 \cdot e^{-a \cdot s}$$

V_0 ... Volumen (bzw. Gewicht) des einzelnen Kornes bei $s=0$;

$V(s)$... Volumen (bzw. Gewicht) des einzelnen Kornes an der Stelle s ;

s ... Distanz [km]

Für den Korndurchmesser d gilt, wenn man voraussetzt, dass das Volumen (bzw. Gewicht) der dritten Potenz des Korndurchmessers proportional ist ($V \propto d^3$):

$$d(s) = d_0 \cdot e^{-\frac{a}{3} \cdot s}$$

ZOTTL & ERBER (1987) ermitteln für die Donau zwischen Wien und Bad Deutsch-Altenburg einen Koeffizienten $a = 0,0137 \text{ km}^{-1}$; BAUER (1965) gibt für die bayerische Donau Werte für a von etwa $0,0084 \text{ km}^{-1}$ (Bereich Lechmündung) bis $0,0125 \text{ km}^{-1}$ (Bereich Isarmündung) an. MIKOS (1996) beschreibt, dass für den Alpenrhein früher (in den dreißiger Jahren) $a=0,046 \text{ km}^{-1}$ angegeben wurde, dass aber auf Grundlage eines numerischen Modells (und der damit durchgeführten Kalibrierrechnungen) der viel kleinerer Wert $a=0,010 \text{ km}^{-1}$ plausibel scheint.

In neueren Arbeiten (MIKOS 1996; STROBL et al. 2000) wird angemerkt, dass der **Abrieb meist in Kombination mit Sortierprozessen** (selektiver Erosionsbeginn und Sedimenttrans-

port) auftritt⁹⁵; man sollte a daher besser als „Verkleinerungskoeffizient“ bezeichnen. Für den reinen Abrieb (also ohne Sortiereffekte) und den zu untersuchenden Donauabschnitt geben STROBL et al. (2000) einen geschätzten Abriebbeiwert (unter Bezug auf Erfahrungen aus der Literatur) a von 0,002 bis 0,010 km⁻¹ an.

Es wurden auch mehrparametrische Modellansätze entwickelt, bei denen der Verkleinerungskoeffizient nicht mehr konstant ist, sondern über den Längsverlauf des Flusses variabel, also $a = a(s)$, vgl. MIKOS (1993, 1996), und zwar zumeist in Fließrichtung abnehmend. Auf solche Ansätze wird in der vorliegenden Arbeit nicht zurückgegriffen, weil die zu untersuchende Strecke so kurz ist, dass sie mit einem konstanten Wert für a gut charakterisiert werden kann.

5.6 Deckschichtbildung

Der Prozess der Deckschichtbildung (Abpflasterung) wurde bereits in Kap. 4.5.6 qualitativ beschrieben. Im Folgenden werden die quantitativen Aspekte kurz erläutert.

Es gibt zwei **Voraussetzungen für eine dauerhafte Deckschichtbildung**:

- (a) Die Ausgangsmischung muss deckschichtfähig, also nicht zu eng gestuft sein.
- (b) Eine einmal gebildete, reife Deckschicht muss ausreichend strömungsresistent sein, damit sie nicht durch stärkere Beanspruchungen wieder erodiert wird.

Für die **Deckschichtfähigkeit** wurden verschiedene Kriterien formuliert, die generell die Kornverteilung der Ausgangsmischung betreffen. SCHÖBERL (1981) gibt drei Kriterien an:

$$\sigma_g = \sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}} > 1,35$$

$$\sigma = \frac{d_{90}}{d_{50}} > 1,55$$

$$\frac{d_m}{d_{50}} > 1,05$$

σ_g und σ sind Parameter für die Ungleichförmigkeit des Korngemisches;

Die Beanspruchbarkeit einer reifen Deckschicht kann nach GÜNTER (1971) berechnet werden. Zunächst ist der mittlere Korndurchmesser der reifen Deckschicht d_{mD} zu bestimmen. Dafür wurde von Günter ein durch Modellversuche abgesichertes Berechnungsverfahren entwickelt. Überschlägig kann d_{mD} auch mit dem $d_{90,A}$ -Wert der Ausgangsmischung gleichgesetzt werden (HUNZIKER, 1995).

$$d_{mD} \approx d_{90,A}$$

⁹⁵ Das beschrieb auch schon MAYRHOFER (1964): „Dabei ist aber zu beachten, dass die Abnahme der Geschiebekorndurchmesser nicht nur durch Abrieb, sondern auch durch Entmischung oder Zertrümmerung eingetreten sein kann.“

Man könnte nun mit diesem d_{mD} und dem (bereits in Kap. 5.2) beschriebenen θ_{crit} (etwa 0,05) eine Beanspruchbarkeit der Deckschichte ableiten. In Modellversuchen hat sich aber gezeigt, dass der damit erhaltene Wert aber zu hoch wäre, das Ergebnis wäre zu optimistisch, wegen der unterschiedlichen Auflagerungsbedingungen (grobe Körner über feinerer Unterschicht), vgl. auch HUNZIKER (1995).

GÜNTER (1971) gibt statt dessen die empirisch erhaltene Beziehung an:

$$\theta_{crit,D}^A = \left(\frac{d_{mD}}{d_{mA}}\right)^{0,67} \cdot \theta_{crit}$$

mit dem mittleren Korndurchmesser d_{mA} des Ausgangsmaterials und dem mittleren Korndurchmesser der Deckschichte d_{mD} ; der damit erhaltene Parameter $\theta_{crit,D}^A$ ist der kritische Shields-Beiwert der Deckschichte, bezogen auf den mittleren Korndurchmesser des Ausgangsmaterials d_{mA} . Bei üblichen Kornverteilungen liegt dieser Wert im Bereich zwischen 0,06 und 0,10, also (deutlich) über dem Bereich von 0,05 und 0,06 für die Ausgangsmischung.

5.7 Zum Begriff der Stabilität und des Sohlgleichgewichtes

Aus geschiebehydraulischer Sicht können zunächst zwei grundsätzlich unterschiedliche Arten von Stabilität (ZANKE, 1982) unterschieden werden:

- (a) **Statische Stabilität:** wenn kein Sediment bewegt wird⁹⁶,
- (b) **Dynamische Stabilität:** wenn die in einen Gerinneabschnitt hinein transportierten Massen die abgeführten Massen ausgleichen⁹⁷.

Neuere Überlegungen zur Frage der Stabilität von Flüssen findet man u.a. bei NESTMANN (1996) und speziell bei JÄGGI (1992). Viele dieser Aspekte waren aber bereits von mehreren Jahrzehnten bekannt, wie eine Arbeit von MAYRHOFER (1964) dokumentiert. Dort werden, ausgehend von einem klar formulierten dynamischen Gleichgewichtsbegriff und unter Anwendung der Geschiebetriebformel von Meyer-Peter, Zusammenhänge zwischen dem Normalprofil und dem Ausgleichsgefälle eines geschiebeführenden Flusses diskutiert, wobei speziell auf die grundsätzlichen Voraussetzungen für die Anwendbarkeit des Meyer-Peter-Verfahrens (Normalabfluss; Vorliegen einer stabilen Musterstrecke und einer frei beweglichen Flusssohle ohne Abpflasterungsschichten) hingewiesen wird.

JÄGGI (1992) nennt neben der statischen und der dynamischen Stabilität weitere „gleichgewichtsähnliche“ Zustände:

⁹⁶ Wenn also der Grenzabfluss zu keinem Zeitpunkt erreicht wird. Dieser Gleichgewichtsbegriff ist in erster Linie für Bewässerungskanäle und ähnliche Anwendungen geeignet.

⁹⁷ Umformungen des Gewässerbettes sind dabei nicht ausgeschlossen. Weiters kann sich der Geschiebezweischenpeicher innerhalb des betrachteten Zeitabschnittes ändern, es wird nur gefordert, dass die Summe dieser Änderungen über das gesamte untersuchte Zeitintervall gegen Null geht. Dieses Kriterium ist somit auch für natürliche und naturnahe Flüsse anwendbar.

- (c) **Pseudostatisches Gleichgewicht:** wenn das Sohlmaterial wegen einer groben (also reifen) Deckschicht nicht oder nur durch sehr seltene Ereignisse bewegt wird;
- (d) **Scheinbares Gleichgewicht:** wenn die Sohle nur extrem langsam auf Differenzen zwischen Transportkapazität und Sedimentzufuhr reagiert;
- (e) **Temporäres Gleichgewicht** (Quasistabilität): wenn die Sohle während einer beschränkten Zeit durch außerordentliche Sedimentaufkommen, vor allem durch Sohlenerosion bei der Realisierung von Korrektionswerken, im Gleichgewicht erhalten wird.

Jäggi empfiehlt in diesem Zusammenhang einen eher pragmatischen Zugang, vor allem aber eine Konzentration auf die Rolle des Geschiebespeichers. Hat der Fluss einen ausreichenden Geschiebespeicher, dann werden Ungleichgewichte zwischen Transportvermögen und Geschiebezufuhr in sehr gedämpfter Form ausgeglichen, die Sohle reagiert dann sehr langsam und somit „quasi-stabil“. *„Gelingt es, ein Korrektionsprofil so zu gestalten, dass die entsprechende Strecke über einen Zeitraum von ca. 100 Jahren einigermaßen stabil ist, so kann das Werk [...] als gelungen betrachtet werden. Dazu ist es nicht nötig, und oft auch nicht möglich, das „ideale“ Gleichgewicht zu erreichen. Wird die Speicherwirkung der Sohle in einem Maße ausgenützt, dass das Ungleichgewicht kaum mehr zur Geltung kommt, so ist die Stabilität der Sohle und damit der Korrektionsbauten ausreichend.“* (JÄGGI, 1992)

5.8 Selbststabilisierungsmechanismen in Erosionsstrecken

Aus Kybernetik und Systemtheorie ist seit langem der Begriff der „Selbstregulation“ bekannt, vgl. beispielsweise BATESON (1979). Verschiedene flussmorphologische Beiträge (z.B. YALIN, 1992) haben geholfen, Flüsse ebenfalls als sich selbst regelnde Systeme zu begreifen. *„Wird einer der vier Schlüsselparameter Q (Abfluss), I (Energienliniengefälle), d (Korndurchmesser des Sohlmaterials), G (transportierte Geschiebemenge) verändert, ist die Balance gestört und das sich selbst regelnde System Fluss wird versuchen, das verloren gegangene Gleichgewicht durch Nachregelung der anderen Parameter wiederherzustellen.“* (SCHEUERLEIN, 1996)

Allgemein wird vermutet, dass diese Selbstregulation über das Prinzip des minimalen Energieaufwandes gesteuert wird. Sind in einem morphologischen Prozess gleichzeitig mehrere Parameter involviert, dann strebt die Natur nach YALIN (1992) zunächst beim energetisch am leichtesten zu verändernden Parameter einen Grenzwert an. Ist der Grenzwert erreicht, wird auf den nächsten leicht beeinflussbaren Parameter übergegangen (SCHEUERLEIN, 1996).

SCHEUERLEIN (1996) nennt drei theoretisch bestehende Möglichkeiten:

	Parameter:	Prozess:
1	$d \rightarrow d_{\max}$	Vergrößerung der Sohle: Deckschichtbildung
2	$I \rightarrow I_{\min}$	Laufverlängerung: Seitenerosion (Mäanderbildung)
3	$Q \rightarrow \Sigma \Delta Q_{\min}$	Aufteilung in mehrere Arme: Verzweigung (Furkation)

Tab. 5.8-1: Möglichkeiten der Selbstregulation in Flüssen mit Eintiefungstendenz, nach SCHEUERLEIN (1996)

Daneben sind auch andere Prozesse denkbar: $I \rightarrow I_{\min}$ kann – bei fixierten Ufern – in Form einer Rotationserosion (vgl. Kap. 4.5.1) ablaufen. Mit dem Zulassen von Seitenerosionen wäre $b \rightarrow b_{\max}$ und gleichzeitig $GE \rightarrow GE_{\max}$ (d.h. zusätzliche Geschiebeeinträge) verbunden.

Die erste, energetisch am leichtesten zu verändernde Systemgröße scheint im Allgemeinen die Kornverteilung der Sohle (Granulometrie) zu sein. Wenn aber das Sohlmaterial nicht deckschichtfähig ist oder die potentielle Deckschicht nicht strömungsresistent, dann werden sich andere Systemparameter verändern müssen. Laufverlängerungen (iSe. Mäanderbildung) oder Gerinneverbreiterungen wären dann zu erwarten, nicht jedoch im Fall fixierter Ufer. Dann bleibt letztlich nur die Möglichkeit der (Rotations)Erosion; vgl. SCHEUERLEIN (1996).

Der traditionelle Flussbau setzt Widerstände (z.B. Steinsicherungen) gegen unerwünschte Veränderungen. Eine alternative Planungsphilosophie könnte darin bestehen, gezielt jene Systemparameter „weich“ (also flexibel) zu machen, in deren Richtung eine Veränderung wünschenswert oder zumindest akzeptabel erscheint. Dabei werden aber immer auch die verschiedenen anthropogene Nutzungsansprüche zu berücksichtigen sein.

6 Normalgeschiebezugabe versus Sohlvergrößerung

*Mit dem Verzicht auf einen weiteren Staustufenausbau östlich von Wien ist zumindest mittel- bis langfristig eine wirksame Sohlstabilisierung erforderlich. Im Folgenden werden **Normalgeschiebezugabe und Sohlvergrößerung**⁹⁸, also die beiden, aus heutiger Sicht als machbar eingestuften flussbaulichen Alternativen beschrieben, einschließlich der damit verbundenen Schwierigkeiten und Nachteile.*

6.1 Zur Methode der Normalgeschiebezugabe

Bei dieser Methode wird das Defizit zwischen dem Geschiebetransportvermögen und der natürlich gegebenen Geschiebezulieferung mit wasserbaulichen Mitteln, also durch Geschiebezugabe gedeckt, derart, dass sich stromab der Zugabestelle ein **dynamischer Gleichgewichtszustand** einstellen kann.

Die für die Donau erforderlichen Zugabemengen werden unter Kap. 7.3 auf Grundlage der Rechenmethodik von Meyer-Peter rechnerisch abgeschätzt. Ähnliche Berechnungen wurden auch in ZOTTL & ERBER (1987) und DONAUCONSULT (1997b) durchgeführt, vgl. Kap. 3.7. In erster Näherung kann im langjährigen Mittel ein Kiesbedarf zwischen etwa 300.000 und 400.000 m³ angegeben werden.

Die Einbringung des Materials könnte örtlich konzentriert erfolgen, etwa unmittelbar unterhalb der Staustufe Freudenau. Zweckmäßiger scheint es aber, das Material flächig über weite Strecken einzubringen, speziell in Zonen mit starker Sohlerosion. Man füllt damit den Geschiebezweischenspeicher auf und lässt dann vorübergehend die Eintiefung zu.

Die Normalgeschiebezugabe erfordert aber einen **unbefristeten Betrieb**. Sie muss so organisiert werden, dass für die Schifffahrt keine Behinderungen (durch Anlandungen) entstehen.

Einen Teil des Zugabematerials könnte man wieder, nachdem es über die Strecke transportiert wurde, aus dem Stauwurzelbereich des KW Gabcikovo (etwa bei der Marchmündung) baggern⁹⁹, mittels Schiff bergwärts transportieren und wieder verklappen. In diesem Fall ist aber zumindest der **Abriebverlust** zu ersetzen, durch Materialzulieferung „von außen“, also von anderen Quellen. In diesem Zusammenhang wird der Abriebkoeffizient a (vgl. Kap. 4.5.7 und Kap. 5.5) zur wichtigen Bemessungsgröße. Je nachdem, ob dieser Parameter mit $a=0,0137$ [km⁻¹] (ZOTTL & ERBER, 1987) oder mit $0,002 \leq a \leq 0,01$ [km⁻¹] (STROBL et al., 2000) eingeschätzt

⁹⁸ Mit dem Begriff der „Sohlvergrößerung“ wird in dieser Arbeit die flächige Zugabe von Grobkiesen oder Steinen, die gröber als das bestehende Sohlmaterial sind, bezeichnet. Vielfach wird dafür auch der Begriff der „Granulometrischen Sohlverbesserung“ verwendet, der mit der Studie DONAUCONSULT (1997b) entwickelt wurde. Im Extremfall, wenn das Material so grob gewählt wird, dass statische Sohlstabilität erreicht wird, kann auch eine Grobkorn- bzw. Steinberollung („Sohlpflasterung“) unter dem Begriff der Sohlvergrößerung fallen.

⁹⁹ Mittel- bis langfristig wären dort Stauwurzelbaggerungen nicht nur möglich, sondern sogar notwendig, weil es ansonsten wegen der starken Anlandungen zu Aufhöhungen der HW-Spiegellagen und Behinderungen für die Schifffahrt käme.

wird, errechnet man über einen Transportweg von etwa 35 km (¹⁰⁰ einen Abriebverlust von etwa 10 bis 40 Gew.%. GRUSS (1997) gibt dafür einen Wert von etwa 20 Gew.% an.

Erfahrungen mit dieser Methode stammen vor allem vom Oberrhein, vom Abschnitt stromab der Staustufe Iffezheim, vgl. FELKEL (1987) und NESTMANN (1996). Ähnlich wie an der österreichischen Donau wurden dort, in der deutsch-französischen Grenzstrecke, Staustufen gebaut, mit denen der Geschiebetransport unterbrochen und der Geschiebehaushalt somit insgesamt stark verändert wurde. Am jeweils unterstromigen Ende dieser Staustufenkette waren daher starke Sohleintiefungen zu beobachten. Um Folgeschäden zu vermeiden, musste man die Staukette in Strömungsrichtung fortschreitend verlängern, wodurch das Problem aber nur stromab verlagert wurde. Letztlich, im Unterwasser der Staustufe Iffezheim (bei Rhein-km 334), wurde eine flussbauliche Unterwassersicherung in Form einer Normalgeschiebezugabe ausgeführt¹⁰¹, vgl. KUHLE (1980) bzw. FELKEL (1987). Der mittlere Korndurchmesser d_m des Zugabematerials liegt dort übrigens, ganz ähnlich wie in der Donau (zwischen Wien und Marchmündung), im Bereich zwischen 20 und 30 mm. Dieser Kies wird im Vorland des Oberrheins entnommen und mittels Klappschuten im Unterwasser der letzten Staustufe (Iffezheim) flächenhaft eingebracht, und zwar mit geringer Schüttstärke (etwa 1 bis 2 dm), auf einer etwa 760 m langen, stets beibehaltenen Strecke. Von dort wird es dann allmählich durch die Strömung abtransportiert. Die Zugabemenge lag im Jahresmittel (1978/1985) nach Angaben von FELKEL (1987) bei etwa 167.000 m³/a. NESTMANN (1996) gibt für den Materialbedarf (im langjährigen Mittel) etwa 200.000 m³/a an. Mit der Methode der „flächenhaften Verklappung“ des Zugabematerials in geringer Schüttstärke ist es nach FELKEL (1987) tatsächlich gelungen, die Wasserstände am unteren Schleusendempel auf dem Niveau vom Jänner 1978 zu halten (bzw. nach zwischenzeitlicher Erosion wieder anzuheben) und den Geschiebetransport unterhalb dieser Zugabestrecke weitgehend unverändert aufrechtzuerhalten, während gleichzeitig der Schiffsverkehr nicht beeinträchtigt wird. Durch Stromgrundaufnahmen (einmal jährlich und nach Hochwässern) und Wasserspiegelaufnahmen wird die Maßnahme überwacht, gesteuert und dokumentiert, vgl. KUHLE (1980) und FELKEL (1987).

NESTMANN (1996) stellt dar, dass mit dieser Unterwassersicherung **erstmalig ein systematisch betriebenes Geschiebemanagement** gelungen ist, mit dem den nachteiligen Auswirkungen des Staustufenausbaues erfolgreich und längerfristig begegnen werden konnte. Allerdings sind angesichts der enormen Kiesmengen, die unbefristet benötigt werden, Zweifel an der Nachhaltigkeit des Konzeptes angebracht: *„Ohne Zweifel sollten aber auch parallel Maßnahmen zur Verbesserung der Sohlstabilität entwickelt werden, um die jährlichen Zugabemengen im langjährigen*

¹⁰⁰ Mitte der Erhaltungsstrecke (etwa Str.km. 1915) bis knapp unterhalb Marchmündung (etwa Str.km. 1880);

¹⁰¹ Gemäß eines deutsch-französischen Vertrages (von 1969) war dort zunächst eine Sohlbedeckung („Panzerung“) mit Grobkies (Korndurchmesser über 6 cm, etwa bis 12 cm) geplant. Auf Basis von Naturversuchen in der Stauhaltung des Kulturwehres Breisach („Breisacher Versuche“, 1970) und begleitenden Modellversuchen kam man aber zum Ergebnis, dass diese Grobkornberollung wegen einer unzulässigen Beeinträchtigung der Schifffahrt nicht zielführend sei. Genauere Hinweise findet man etwa bei FELKEL, STEINWELLER (1972). Auch andere Alternativen wurden untersucht, etwa der Einbau von Grundswellen, doch letztlich entschied man sich (nach entsprechenden Naturversuchen: „Freistetter Versuche“, vgl. FELKEL, KUHLE, STEITZ, 1977) für die

Mittel zu reduzieren (beispielsweise durch Zugabe von Kornfraktionen, welche die Selbststabilisierung des Gewässerbettes begünstigen)“, NESTMANN (1996).

Für die Donau (zwischen Wien und Staatsgrenze) wurde die Möglichkeit der Normalgeschiebezugabe bereits in der Ökologiekommision der Bundesregierung, die nach der Baustellenbesetzung und dem dadurch erzwungenen Baustopp in Hainburg (1984/85) eingesetzt wurde, kritisch diskutiert. Damals lagen bereits erste Erfahrungen vom Oberrhein vor: „*Am Oberrhein gilt es einen einzigen sich stark ausbildenden Erosionskeil in einer Längserstreckung von ca. 4 km zu stabilisieren bzw. aufzufüllen. Zusätzlich gibt es keinen Unterlieger und eine viele Meter mächtige Kiesschicht unter der Sohle. An der Donau ist im Vergleich mit der Strecke am Oberrhein eine relativ geringe Eintiefung vorhanden. Sie wirkt jedoch auf einer Gesamtstrecke von ca. 75 km in wechselhaftem Ausmaß, was durch die Abfolge von Kolk- und Furtbereichen bedingt ist. Eine derartige Maßnahme an der Donau würde nach gegenwärtiger Auffassung bedeuten, dass eine Menge von ca. 400.000 m³ Kiesmaterial jährlich eingebracht werden müsste. Dies ergibt Probleme mit der Materialbeschaffung, der Einbringung, der Schifffahrtsrinnenfreihaltung in Furtbereichen und der Ablagerung im nächsten Stauraum (Gabcikovo). Unabhängig von wirtschaftlichen Aspekten (jährliche Kosten ca. 250 Mio. öS) kann ein voller Erfolg der Geschiebezugabe derzeit nicht sicher vorhergesagt werden. Diese Methode kann daher zunächst nicht als erfolgversprechende Maßnahme empfohlen werden. Zur Klärung offener Fragen müsste ein umfangreiches Forschungsprojekt in Auftrag gegeben werden.*“ (ÖKOLOGIEKOMMISSION, Arbeitspapier Nr.11; 1985) ¹⁰²

Auch DONAUKRAFT (nunmehr: Verbund – Austrian Hydro Power AG), die mittlerweile die Erhaltungsstrecke (im Unterwasser der Staustufe Wien-Freudenau) unter Anwendung der Normalgeschiebezugabe zu sichern hat, vgl. Kap. 3.9, geht davon aus, dass diese Geschiebezugabe in dieser Form auf höchstens 20 Jahre erfolgen wird, vgl. DONAUKRAFT, VERBUNDPLAN (1998). Für den Fall, dass die gesamte Eintiefung der Donau bis zur Marchmündung durch eine Normalgeschiebezugabe kompensiert werden soll, **werden schwerwiegende Nachteile und Probleme** erwartet, insbesondere:

- ⇒ die Gefahr vermehrter Kiesablagerungen in den Furten mit massiven Problemen für die Schifffahrt,
- ⇒ und die Belastungen für die Umwelt (für Gewinnung, Antransport und Umlagerung des Materials);

Eine kritische Auseinandersetzung mit der Normalgeschiebezugabe wäre speziell aus humanökologischer Sicht zu erwarten, und zwar im Sinn des Konzeptes der **Nachhaltigkeit und der Material- und Energieeffizienz**, vgl. WEIZSÄCKER et al. (1995). Ist es tatsächlich ökologisch

künstliche Geschiebezuführung mit einer dem natürlichen Sohlmaterial weitestgehend entsprechenden Kornverteilung.

¹⁰² Die damals genannten Kosten von 250 Mio. öS/Jahr, das wären heute ca. 27 Mio €/a (Preisbasis 1985; Kostensteigerung nach Baupreisindex zwischen 1985 und 2002/2003 ca. mit dem Faktor 1,48; Umrechnung: 13,7603 öS=1 €), scheinen aus heutiger Sicht viel zu hoch, etwa um den Faktor vier oder fünf, doch ist die Einschätzung, dass die Normalgeschiebezugabe sehr aufwendig ist, auch nach heutigem Kenntnisstand aktuell, vgl. DONAUCONSULT (2002a).

vertretbar, jedes Jahr hunderttausende Kubikmeter Kies zu transportieren und technisch zu manipulieren, ohne dass damit ein bleibender Stabilisierungserfolg gegeben ist? Jeder Kubikmeter Kies ist mit einem „ökologischen Rucksack“ (WEIZSÄCKER et al., 1995) belastet, bestehend aus Energieverbrauch und Schadstoffemissionen (durch die Materialmanipulation), Landverbrauch und sonstige Belastungen (z.B. Lärmemissionen). Das gilt auch im Fall einer Materialanlieferung mittels Schiff, wengleich die damit verbundenen Emissionen deutlich geringer als beim LKW-Transport sind (vgl. DONAUCONSULT, 2001a). Nachhaltig (im engeren Sinn) ist die Normalgeschiebezugabe schon allein deswegen nicht, weil die Sohleintiefung nach einem allfälligen Stopp der Kieszugabe sofort wieder im ursprünglichen Ausmaß einsetzt. Diese Methode könnte aus dieser Sicht als reine Symptombekämpfung bezeichnet werden. Weitere Überlegungen zur Materialeffizienz enthalten Kap. 6.5.2 und Kap. 8.

6.2 Grobkornzugabe zur Deckschichtbildung

Diese Variante wurde zunächst im Auftrag der Stadt Wien (Magistratsabteilung 45 - Wasserbau) von den Zivilingenieuren ZOTTL & ERBER (1987) entwickelt¹⁰³ und schließlich auf Basis wasserbaulicher Modellversuche, die an der TU-Wien unter Leitung von Prof. OGRIS durchgeführt wurden (OGRIS et al. 1988), modifiziert. Die theoretischen Grundlagen sind im Wesentlichen mit den Arbeiten von GÜNTNER (1971), OGRIS (1975) und SCHÖBERL (1981) gegeben.

Der Vorschlag von ZOTTL & ERBER (1987) sah zunächst vor, einen etwa 10 bis 20 cm starken Grobkiesbelag mit der Körnung 60/150 mm (¹⁰⁴ und einem d_m von ca. 100 mm) auf die Donausohle aufzubringen. Damit entsteht eine Deckschicht, welche auch den größten bei Hochwasser auftretenden Strömungsbeanspruchungen zu widerstehen vermag. Als Zielvorstellung wurde dabei eine „absolute“, also **statische Sohlstabilität** (vgl. Kap. 5.7) angestrebt.

Im Modellversuch wurde nachgewiesen, dass eine derart befestigte Sohle (bei einem gegebenen Energieliniengefälle von 0,40 m/km bzw. 0,45 m/km) im Grenzzustand tatsächlich einem PHW-Ereignis¹⁰⁵ widerstehen kann, vgl. OGRIS et al. (1988).

Allerdings zeigten die Modellversuche auch, dass die oberste Sohlage durch die (mit der Schifffahrt verbundenen) **Schraubstrahlbeanspruchung in einer Stärke von ca. 50 cm durchmischt werden kann, was ein Versagen des Grobkiesbelages bedeutet**. Solche Beanspruchungen sind speziell dann zu erwarten, wenn ein Schiff bei geringen Flottwassertiefen längere Zeit mit starker Leistung am Stand fährt bzw. langsam anfährt. Mit der Aufeinanderfolge von Niederwasser (mit Sohldurchmischung infolge des Schiffverkehrs) und Hochwasser (mit jeweils neuer Deckschichtbildung) wäre ein fortschreitendes Absinken der Donausohle unvermeidlich verbunden; die Sohle wäre in diesem Fall nicht durchgehend stabil, vgl. OGRIS et al. (1988).

¹⁰³ Namentlich unter Leitung von Hrn. Dipl.-Ing. Zottl (Zivilingenieur) und unter wesentlicher Mitwirkung von Hrn. Ing. Küblbäck (Angestellter des Büros Zottl & Erber).

¹⁰⁴ Dies ist der ursprüngliche Vorschlag; in den Modellversuchen wurden drei Zugabemischungen untersucht: „Z4“ (63/150 mm), „Z5“ (63/180 mm) und „Z6“ (63/200 mm).

¹⁰⁵ PHQ=14.000 m³/s (vgl. Kap. 3.2.1), davon etwa 11.900 m³/s im Hauptgerinne, der Rest über die Vorländer und Nebenarme.

Erst ein **Grobkornbelag mit einer Stärke von etwa 50 cm** würde durch den Schiffverkehr nicht mehr mit dem darunter liegenden feineren Ausgangsmaterial durchmischt, vgl. OGRIS et al. (1988). Die Kornverteilung des Belages kann so gewählt werden, dass dieser auch ohne Deckschichtbildung einem extremen Hochwasserabfluss widersteht; dies ist bereits bei einer Körnung 60/120 mm der Fall (OGRIS et al. 1988). Im Modellversuch ergab sich also, dass im gesamten Bereich des Fahrwassers (120 m Breite) ein auf 50 cm Schichtdicke verstärkter Grobkornbelag erforderlich wäre. Dies wäre dann aber nicht mehr als „Grobkornzugabe durch Deckschichtbildung“, sondern wohl eher als Sohlberollung zu bezeichnen.

In der mit diesem Sanierungsvorschlag ausgelösten (fachlichen) Diskussion wurden auch **massive Einwände** erhoben. Die zentralen Kritikpunkte lauteten:

- ⇒ In Niederwassersituationen (geringe Flottwassertiefe) könnten durch den Schraubstrahl auch gröbere Körner bewegt werden; die dadurch **aufgeworfenen Steinhaufen** würden von der natürlichen Strömung nicht mehr eingeebnet, es könnten also gefährliche Sohlunebenheiten entstehen, das Risiko der Beschädigung von Schiffen, speziell der Schiffschrauben, würde stark steigen.
- ⇒ Die **Fahrwassertiefen bei Niederwasser** blieben unbefriedigend. Aufgrund der erhöhten Gefahr der Beschädigung von Schiffen müsste eine Flottwassertiefe von mindestens 10 dm eingehalten werden, damit wäre gegenüber dem derzeitigen Zustand eine Verschlechterung der erzielbaren Abladetiefe gegeben.
- ⇒ Die Hochwasserspiegellagen könnten zufolge der **geänderten Flächenrauigkeit** und der Sohlaufhöhung (durch den eingebrachten Grobkiesbelag) aufgehört werden.
- ⇒ Es wäre mit einer **Einlagerung von Feinteilen** (organisch und anorganisch) **in das Lücken- bzw. Porensystem** (Kolmation) der dann dauerhaft stabilen Sohle zu rechnen, dies würde schließlich zur Reduktion der Durchlässigkeit des Flussbettes führen.
- ⇒ Der **bauliche Aufwand** und die damit verbundenen Kosten wären hoch, mit den großen Transportmengen wären entsprechende Umweltbelastungen verbunden.
- ⇒ Die Methode sei großtechnisch noch nicht erprobt, somit **nicht Stand der Technik**; ihr Einsatz sei daher (noch) nicht zu verantworten.

vgl. EXPERTENGRUPPE UNTERE DONAU (1996) und DONAUKRAFT, VERBUNDPLAN (1998).

- ⇒ Aus gewässerökologischer Sicht ist der Aspekt der Morphodynamik zu nennen: **Geschiebeumlagerungen** werden durch den Grobkornbelag **praktisch völlig unterbunden**.

Die Frage der gegenseitigen Beeinflussung von Schifffahrt und Grobkornbelag kann (nach heutiger Auffassung) nur modellhydraulisch untersucht werden, also in **Modell- oder Naturversuchen**. Solche Untersuchungen liegen mittlerweile tatsächlich vor, und zwar seitens der Donaukraft AG ¹⁰⁶, die für die wasserrechtlich vorgeschriebene Kolkabdeckung in der Erhaltungsstre-

¹⁰⁶ Unter Leitung von Prof. STROBL von der TU-München;

cke (zwischen KW Freudenu und Str.km. 1910) ähnliche Maßnahmen vorgesehen und zwischenzeitlich auch realisiert hat, und zweitens im Rahmen eines von der Wasserstraßendirektion im Jahr 1995 durchgeführten Naturversuches (Überfahrt von Probefeldern bei Petronell mit einem Motorschiff)¹⁰⁷. Auch an der bayerischen Donau, in einem etwa 600 m langen Donauabschnitt bei Aicha (unterhalb der Isarmündung), wurden ähnliche Naturversuche vorgenommen, mit einem Deckwerk der Körnung 50/200 mm (STROBL, 2002).

Diese Versuche zeigten übereinstimmend, „[...] dass der Einfluss des Schraubstrahles auf den Grobmaterialbelag und insbesondere die mögliche Beschädigung der Schiffsschrauben durch angesaugte Steine eine stark erhöhte Flottwassertiefe von mindestens 10 dm erforderlich machen; dies ist aber entweder mit einer erheblichen Reduktion der erzielbaren Abladetiefen oder mit einem kaum noch vertretbaren flussbaulichen Aufwand (im Sinn einer massiven, durchgehenden Niederwasserregulierung) verbunden.“ (DONAUCONSULT, 2002c)

Eine Darstellung der Abhängigkeit der erforderlichen Flottwassertiefe (bzw. des Sicherheitsabstandes) vom mittleren Korndurchmesser der Stromsohle findet man in einem Gutachten zum Donauausbau Straubing-Vilshofen (BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, 2001). Demgemäß wäre bei einem mittleren Korndurchmesser d_m bis 25 mm ein Sicherheitsabstand von 3 dm und bei einem mittleren Korndurchmesser d_m über 100 mm ein Sicherheitsabstand von etwa 9 dm erforderlich, und zwar wegen der Gefahr des Ansaugens von Steinen; ob dazwischen (linear) interpoliert werden darf, ist derzeit noch nicht ganz klar.

Interessant ist die Tatsache, dass die Grobkornzugabe zur Deckschichtbildung (in Kombination mit einer NW-Regulierung) im Zuge der Nationalparkplanung rasch von den Verfechtern des Nationalparks aufgegriffen wurde (PLANUNGSGRUPPE WASSERBAU / AUENÖKOLOGIE 1991), ohne dass dabei von fachökologischer Seite die vorgesehene vollständige Unterbindung der morphologischen Dynamik der Stromsohle („absolute Sohlstabilität“) kritisiert worden wäre. Dieser Aspekt wurde dann erst später, im Zusammenhang mit der Granulometrischen Sohlverbesserung (vgl. Kap. 6.3) aufgegriffen und kritisch rezipiert.

Ein grundsätzlicher Einwand liegt aus heutiger Sicht im Zusammenhang mit der Konzeption dieser Variante nahe: Einerseits wird generell mit der Deckschichtbildung (natürliche Abpflasterung, vgl. Kap. 4.5.6 bzw. Kap. 5.6) argumentiert und es werden auch die entsprechenden (geschiebe)hydraulischen Ansätze von GÜNTER (1971) bzw. SCHÖBERL (1981) angewendet, andererseits ist auch klar, dass die stärkste örtliche Beanspruchung, nämlich der Schraubstrahl von Schiffen mit geringem Flottwasser, eine völlig andersartige und mutmaßlich intensivere Beanspruchung der Sohle darstellt, vgl. auch Kap. 5.1.3. Wie sollte sich unter einer (gerade in Niederwasserperioden) immer wieder einsetzenden Durchmischung durch den Schraubstrahl eine dauerhaft stabile Deckschicht ausbilden? Mit der aus diesem Grund erforderlichen Schüttstärke von 50 cm hat man sich im Prinzip von der Idee der Deckschichtbildung verabschiedet und ei-

¹⁰⁷ Bei Str.km. 1893 wurden außerhalb der Fahrwasserrinne zwei Probefelder (70 m breit, 200 m lang und 0,5 m mächtig) mit den Körnungen 6/13 cm bzw. 6/18 cm geschüttet und mit verschiedenen Flottwassertiefen (8 dm und 4 dm) von einem als typisch zu bezeichnenden Schiff (MS Jochenstein) überfahren. Dabei wurden die Schiffsschrauben durch angesaugte Grobkörner schwer beschädigt, vgl. STROBL (2002). Zu kritisieren wäre, dass bei diesen Versuchen die Flottwassertiefen nicht hinreichend genau bestimmt wurde.

gentlich eine traditionelle Sohlberollung vorgeschlagen. Interessant ist dabei auch, dass man das Problem der Beanspruchung des Belages durch den Schraubstrahl von Anfang an erkannt hat, dass man aber die Gefahr der Beschädigung der Schiffsschrauben durch angesaugte Steine („Steinschlag“) erst später, nämlich mit den durchgeführten Naturversuchen, erkannt hat. Letztlich war aber gerade dieser Aspekt, nämlich **die Unverträglichkeit der Grobkornzugabe mit der Schifffahrt**, maßgebend dafür, dass diese Variante aufgegeben werden musste. Ein ähnliches Ergebnis wurde bereits am Oberrhein (im Zuge der „Breisacher Versuche“) erzielt, vgl. FELKEL, STEINWELLER (1972) und FELKEL (1987).

6.3 Versuch einer Synthese: Granulometrische Sohlverbesserung

Es fällt auf, dass die beiden bisher diskutierten Methoden, nämlich die Normalgeschiebezugabe und die Grobkornzugabe, über lange Zeit (etwa zwischen 1986 und 1996) kontrovers, im Sinn völlig unterschiedlicher Alternativen diskutiert wurden. Im Folgenden wird versucht zu zeigen, dass **zwischen beiden Lösungsmöglichkeiten Übergangsbereiche** bestehen, mit einer beträchtlichen Bandbreite für Variationen. Ausgangspunkt ist der folgende Gedanke: Mit einer nachhaltigen Dämpfung des Geschiebetransportvermögens des Stromes wäre eine entsprechende Reduktion der Nachteile der Normalgeschiebezugabe geglückt, und das wäre speziell durch

- (a) eine Gerinneverbreiterung (bzw. durch Ausleitungen)
- (b) die flächige Zugabe einer gröberen Kiesfraktion

möglich, vgl. u.a. DONAUCONSULT (2002c). Die Nachrechnung auf Grundlage der Methodik von Meyer-Peter (sh. Kap. 7.5) zeigt eine **extrem starke Sensitivität des Transportvermögens bei Erhöhung des mittleren Korndurchmessers**. Dieser Sachverhalt lässt sich auch im Modellversuch nachweisen¹⁰⁸. Eine solche Sohlvergrößerung wäre aber **nicht in Form punktueller Materialzugaben** machbar, denn in diesem Fall würde die Strömung das gröbere Material kaum bewegen, wohl aber das stromab (bzw. außerhalb) der Zugabestelle befindliche natürliche Sohlmaterial. Als Konsequenz ergibt sich, dass die Geschiebezugabe speziell im Fall der Einbringung gröberer Fraktionen zwangsläufig in Form flächiger Kiesschüttungen auszuführen wäre, was sich hinsichtlich des Bauverfahrens kaum von der Methode der Grobkornzugabe zur Deckschichtbildung unterscheidet. Allerdings wären die Korndurchmesser kleiner, eventuell auch die Schüttstärken. In größeren zeitlichen Abständen (Jahrzehnte, im Wesentlichen nach größeren Hochwässern) wäre der Grobkiesbelag teilweise oder vollständig zu erneuern, da es ja nach wie vor, wengleich stark reduziert, zum Geschiebetransport und damit zur Sohlerosion käme, vgl. DONAUCONSULT (1997b, 1999a, 2001b). Die hier beschriebene Überlegung führt also von der permanenten Normalgeschiebezugabe zur Granulometrischen Sohlverbesserung.

Umgekehrt lässt sich eine Entwicklung der Grobkornzugabe in Richtung zur Granulometrischen Sohlverbesserung denken: Als Grenzzustand für die Bemessung der Grobkornzugabe wurde der PHW-Fall ($14.000 \text{ m}^3/\text{s}$) gesetzt, vgl. Kap. 6.2, während andererseits der tatsächlich stärkste lo-

¹⁰⁸ Die Meyer-Peter -Formel ist ja auf Grundlage von Modellversuchen (mit unterschiedlichen Korndurchmessern) entwickelt worden, vgl. Kap. 5.3.

kale Beanspruchungsfall durch die Schraubstrahlbelastung (bei geringem Flottwasser, also unter Niederwasser) eintritt. Selbst größere Körner geraten unter diesen Bedingungen in Bewegung und bilden unter Umständen schädliche Sohlunebenheiten (vgl. Kap. 6.2). Es liegt nun nahe, den Bemessungswert der Strömungsbeanspruchung tiefer anzusetzen, was zur Abminderung der erforderlichen Korngrößen führt. Das Risiko der Beschädigung des Grobkornbelages (abhängig von der Eintrittswahrscheinlichkeit des Grenzabflusses) wäre mit den Vorteilen (bessere Verträglichkeit mit der Schifffahrt; höhere Akzeptanz aus naturschutzfachlicher Sicht; geringere Baukosten) abzuwägen. Im kritischen Hochwasserfall wäre die Beschädigung der gesamten Deckschicht unwahrscheinlich, da auch in diesem Zustand das Geschiebetransportvermögen begrenzt bleibt. Eher wäre mit lokalen Schäden (Kolkbildungen) in exponierten Bereichen zu rechnen, dies allerdings auf die gesamte Strecke verteilt. Speziell die Frage der Versagensweise wäre im Modellversuch genau zu prüfen, vor allem in Hinblick auf Befürchtungen, dass der bei Hochwasser in Bewegung geratene Grobkies in großen Mengen in bestimmten Furten abgelagert würde; vgl. DONAUCONSULT (1999a, 2001b). Mit dem hier beschriebenen Entwurfskonzept wäre der Bemessungswert für die Sohlstabilität nicht mehr willkürlich zu wählen (z.B. PHQ oder HQ₁₀₀), sondern es sollte sich die **Bemessung aus einer ökonomisch-ökologischen Optimierung ergeben**.

Eine solche „reduzierte Grobkornzugabe“ könnte sehr flexibel eingesetzt werden, im Sinn der **Differenzierung des Zugabematerials** (hinsichtlich der Kornverteilung und der Schüttstärke) **über den Quer- und Längenschnitt**¹⁰⁹: Beispielsweise könnte man gröberes Material in der Tiefenrinne (bzw. in den Kolken) verklappen, weniger grobes Material in flacheren Bereichen (in den Furten), die für die Schifffahrt problematisch sind.

Die **obere Grenze für den Durchmesser des zu verwendenden Grobkornes** wird im Wesentlichen durch die Schifffahrt bestimmt, präziser: durch die Zuordnung zwischen Korndurchmesser und dem Schadensrisiko an solchen Schiffen (bzw. ihren Schiffsschrauben), die mit geringem Flottwasser über den Grobkornbelag fahren. Diesbezüglich gelten die bereits zuvor, im Kap. 6.2 genannten Überlegungen. Untersuchungen zu diesem Thema lassen vermuten, dass bei Vergrößerung auf einen mittleren Korndurchmesser von 40 bis 50 mm eine Flottwassertiefe (bzw. Sicherheitsabstand) von etwa 5 bis 7 dm (gegenüber 3 dm im derzeitigen Zustand) erforderlich wären, vgl. STROBL (1997, 1999, 2002) und BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU (2001).

Im Zusammenhang mit der Schraubstrahlbeanspruchung sind gem. DONAUCONSULT (1997b, 1999a, 2001b) zwei verschiedene Zustände des Grobkiesbelages zu unterscheiden:

¹⁰⁹ Diese Überlegung wird später, in Kap. 8, wieder aufgegriffen.

- ⇒ „Zustand I“: der Belag ist (nach dem Schüttvorgang) noch unvermischt,
- ⇒ „Zustand II“: der Belag ist durch die Schraubstrahlbeanspruchung, eventuell auch durch Hochwässer in sich und mit dem darunter liegenden Ausgangssohlmaterial vermischt¹¹⁰;

Zustand I ist der für die Schifffahrt ungünstigste Fall (Beanspruchung der Schiffsschrauben) während Zustand II langfristig gesehen für die Sohlstabilität maßgebend ist.

6.4 Begleitende wasserbauliche Maßnahmen

Der Donauabschnitt zwischen Wien und Marchmündung gilt nicht nur unter dem Aspekt der Sohlstabilität als problematisch, vielmehr werden sowohl aus ökologischen als auch aus nautischen Gründen wasserbauliche Eingriffe für notwendig gehalten, DONAUCONSULT (1995, 1997b, 1999a, 2001b, 2002c).

6.4.1 Niederwasserregulierung

Die vom Verkehrsministerium angestrebte Erhöhung der Fahrwassertiefen (unter Niederwasser) ist sowohl mit der Normalgeschiebezugabe als auch in Kombination mit der Granulometrischen Sohlverbesserung möglich, und zwar mit Hilfe flussbauliche Maßnahmen:

- ⇒ mittels **Buhnen und Leitwerken** kann der Fließquerschnitt eingengt werden, derart, dass die Wasserspiegellagen (und damit auch die Fließtiefen) vor allem bei niederen und mittleren Abflüssen deutlich ansteigen (traditionelle Niederwasserregulierung),
- ⇒ örtlich können schifffahrtsbehindernde Anlandungen durch **Baggerungen** entfernt werden; das wäre allerdings auch mit einer Absenkung der Wasserspiegellagen verbunden und daher auf ein Minimum zu beschränken,
- ⇒ durch **flächige Schüttungen in tieferen Zonen des Stromes**¹¹¹ können die Wasserspiegellagen angehoben werden; damit lassen sich zumindest die mit den Randbaggerungen verbundenen Spiegelabsenkungen kompensieren;

vgl. DONAUCONSULT (1999a, 2001b).

In einer Vorstudie, vgl. ZOTTL & ERBER, WASSERSTRASSENDIREKTION (1991), wird gezeigt, dass die Grobkornzugabe mit Mindestfahrwassertiefen (bei RNW) von 32 dm kombiniert werden könnten. Damit wäre es auch möglich, die RNW- und MW-Spiegel auf das vor mehreren Jahrzehnten gegebene Niveau anzuheben¹¹².

¹¹⁰ Als Durchmischungstiefe wird etwa 50 cm angenommen (DONAUCONSULT, 1997b, 1999a, 2001b); ein solcher Wert hat sich jedenfalls bei den Modellversuchen der TU-Wien (OGRIS et al., 1988) gezeigt, allerdings mit größerem Belagsmaterial, vgl. Kap. 6.2;

¹¹¹ Flächige (also vollständige) Kolkverfüllungen sollten aber nicht vorgenommen werden, denn damit arbeitet man der flussmorphologischen Eigendynamik entgegen, es können dann Sekundärkolke entstehen, die besondere flussbauliche Probleme aufwerfen. Solche Erfahrungen hat man in der AHP-Erhaltungsstrecke (knapp oberhalb der Furt Schwechatmündung) gesammelt (mündliche Auskunft Hr. Dipl.-Ing. BORS, Wasserstraßendirektion).

¹¹² Diese Wasserspiegelanhebungen werden sowohl durch den Grobkornbelag (höhere Sohllage) als auch durch die einengende Wirkung der Buhnen und Leitwerke bewirkt.

Die Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse in Kombination mit der Normalgeschiebezugabe wurde ebenfalls untersucht, vgl. DONAUCONSULT (1995). Auch damit werden Mindestfahrwassertiefen (bei RNW) von 32 dm als machbar bezeichnet; die damit verbundene Anhebung des RNW-Spiegels fällt etwas geringer aus. Für die Normalgeschiebezugabe ergäbe sich in diesem Fall ein Mehraufwand, weil durch die Niederwasserregulierung das Geschiebetransportvermögen deutlich erhöht wird, und zwar lt. DONAUCONSULT (1995) um etwa 25 %. Weiters wird auf einen verstärkten flussbaulichen Erhaltungsaufwand (zur Aufrechterhaltung der Fahrwassertiefe) hingewiesen. Im Besonderen wird angemerkt, dass ein erheblicher Teil der für die geforderten Ziele (hydraulische Ausbautiefe und Wasserspiegelanhebung) nötigen flussbaulichen Maßnahmen **der flussmorphologischen Eigendynamik des Stromes entgegenwirken**. Beispielsweise wären in jenen Bereichen, in denen gebaggert wird, erneut Anlandungen zu erwarten. Analog wäre im Lauf der Zeit mit einer Ausräumung der Kolkverfüllungen zu rechnen. Dieser Aspekt ist gerade im Zusammenhang mit der Normalgeschiebezugabe als gravierend zu bezeichnen, weil dabei die Stromsohle beweglich bleibt, im Gegensatz zur Grobkornzugabe, vgl. DONAUCONSULT (1995).

Auch in Verbindung mit der Granulometrischen Sohlverbesserung werden flussbauliche Varianten mit verbesserten Fahrwasserverhältnissen entwickelt, und zwar im Rahmen des „Flussbaulichen Gesamtprojektes“ der Wasserstraßendirektion, vgl. DONAUCONSULT (1999a, 2001b), sh. auch Kap. 6.5.

6.4.2 Gewässervernetzung

Gewässerökologische Untersuchungen zeigen übereinstimmend, dass die „Gewässervernetzung“, also die verstärkte Verbindung zwischen Hauptgerinne und Nebengewässer von besonderer Bedeutung für die ökologische Funktionsfähigkeit der Au ist (z.B. PLANUNGSGRUPPE WASSERBAU–AUENÖKOLOGIE 1991; SCHIEMER, RECKENDORFER, 2000). Mit Uferabsenkungen, Durchlässen und dem Rückbau von Traversen¹¹³ können Seitengewässer bzw. Altarme verstärkt dotiert werden, wodurch die Durchflutungshäufigkeit erhöht wird. Darüber hinausgehend ist zumindest in Teilabschnitten eine Verstärkung der morphologischen Dynamik (Sedimentumlagerungen) möglich.

Ein erstes derartiges Projekt wurde auf Initiative der Wasserstraßendirektion für den rechtsufrig gelegenen **Regelsbrunner-Haslauer-Nebenarm** erarbeitet (WASSERSTRASSENDIREKTION, 1995; DONAUCONSULT, 1996) und in den Niederwasserperioden 1996/97 und 1997/98 realisiert. Dieses Projekt war als Pilotprojekt konzipiert, Alt- bzw. Nebenarmreaktivierungen dieses Ausmaßes wurden zuvor an der österreichischen Donau noch nicht durchgeführt. Die Maßnahmen können (aus baulicher Sicht) in drei Gruppen geordnet werden, sh. Tab. 6.4-1:

¹¹³ Das sind Querdämme im Nebenarmsystem.

Maßnahmen:	konkrete Bauwerke:
durch Durchlässe im Treppelwegbereich ist die Beaufschlagung des Nebenarmsystems bereits bei niederen bis mittleren Donauwasserständen (ab MW ₁₉₈₅ - 0,5 m) gegeben	bei Str.km. 1901,7, bei Str.km. 1901,1 und bei Str.km. 1897,5; (Kastendurchlässe, lichte Weite jeweils 2x5 m)
durch lokale Uferabsenkungen im Treppelwegbereich (Flutmulden) kommt es bei mittleren bis höheren Donauwasserständen zur verstärkten Flutung der Alt- und Nebenarme	bei Str.km. 1903,1 auf MW ₁₉₈₅ +1,0 m, bei Str.km. 1901,7 auf MW ₁₉₈₅ , bei Str.km. 1901,1 auf MW ₁₉₈₅ +0,5 m und Str.km. 1897,5 auf MW ₁₉₈₅ +0,5 m; (jeweils 30 m Länge + Anrampungen (1:10))
bestehende Traversen im Nebenarmsystem wurden teilweise oder vollständig rückgebaut	Niederhuber-Traverse (Absenkung), Eben-Traverse (zwei Rohrdurchlässe), Haslauer-Traverse (ein Kastendurchlass), Mitterhaufen-Traverse (vollständiger Abtrag) und Regelsbrunner-Traverse (vier Kastendurchlässe)

Tab. 6.4-1: Gewässervernetzung Ma. Ellend – Regelsbrunn; realisierte Maßnahmen, Übersicht gem. DONAUCONSULT (1999a)

Für den linksufrigen Bereich **bei Orth**, also für die „Große und Kleinen Binn“ wurde ein weiteres Gewässervernetzungsprojekt geplant (DONAUCONSULT, 1999b) und mittlerweile weitestgehend verwirklicht. Projektträger sind Wasserstraßendirektion und Nationalpark Donau-Auen. Durch drei Uferabsenkungen (bei Str.km. 1905,3, Str.km. 1905,0 und Str.km. 1904,7; jeweils auf Niveau der dahinterliegenden Nebenarmsohle¹¹⁴) und den Rückbau zweier Traversen (Badwandl-Traverse: vollständiger Abtrag und Tiertraverse: Bau eines Durchlasses) werden die beiden Nebenarme häufiger und jeweils stärker durchströmt. Ähnlich wie bei der Regelsbrunner-Haslauer-Gewässervernetzung beobachtet man auch hier morphologische Veränderungen (Sedimentumlagerungen), und zwar vor allem in den Einströmbereichen und knapp stromab davon.

6.4.3 Uferrückbau

Ökologische Vorschläge und Forderungen zielen auch auf eine Verbesserung der Uferstrukturen, die derzeit weitgehend durch Steinsicherungen dominiert werden, vgl. auch Kap. 4.4. Idealvorstellung ist dabei die ungehinderte Möglichkeit der **eigendynamischen Umformung** (und Verbreiterung bzw. Abflachung) **der Uferzone**.

In den weniger strömungsexponierten Uferbereichen können die Steinsicherungen teilweise (d.h. mit Ausnahme der Böschungfußsicherungen) oder vollständig abgetragen werden. Dies ist vor allem:

¹¹⁴ Das ist zwischen RNW- und MW-Höhenlage.

- ⇒ in Gleitufersituationen (Typ. B1, B2 gem. Kap. 4.4)
- ⇒ im Schutz vorgelagerter Kiesbänke (Typ. C1 gem. Kap. 4.4)
- ⇒ und im Schutz vorgelagerter Bühnenfelder bzw. Leitwerke (Typ. D gem. Kap. 4.4)

möglich. Aus Rücksicht auf die Donauschifffahrt darf der Niederwasserquerschnitt durch solche Maßnahmen nicht nennenswert vergrößert werden¹¹⁵, während andererseits **Gerinneverbreiterungen** über dem RNW-Niveau wünschenswert sind, nicht nur aus gewässerökologischen Gründen, sondern auch in Hinblick auf die damit verbundene (wenngleich eher geringfügige) Reduktion des Geschiebetransportvermögens, sh. auch Kap. 7.5, und die Möglichkeit, HW-Spiegellagen etwas abzusenken.

Ein erstes derartiges Uferrückbauprojekt wird derzeit (Dezember 2002) im Auftrag der Wasserstraßendirektion und unter Beteiligung des Nationalparks Donau-Auen für den Abschnitt gegenüber Hainburg („Thurnhaufen“, Str.km. 1885,5 bis 1883,0 linksufrig) erarbeitet, DONAUCONSULT, OBERHOFER (2002b).

6.5 Das Flussbauliche Gesamtprojekt der Wasserstraßendirektion

Die oberste Prämisse des „Flussbaulichen Gesamtprojektes“ ist die Aufrechterhaltung der freien Fließstrecke, also der Verzicht auf einen staugestützten Ausbau auf dem Donauabschnitt zwischen der Staustufe Wien-Freudenau und der Staatsgrenze. Unter dieser grundsätzlichen Voraussetzung sollen **drei wesentliche Ziele** erfüllt werden:

- (a) die nachhaltige Stabilisierung der (mittleren) Höhenlage der Sohle der Donau,
- (b) die nachhaltige Verbesserung (Erhöhung) der Fahrwassertiefen bei Niederwasser,
- (c) die Aufrechterhaltung bzw. nachhaltige Verbesserung der ökologischen Verhältnisse, speziell in den Uferzonen und in den Nebenarmen;

vgl. DONAUCONSULT (1999a, 2001b).

Diese gleichrangig formulierten, teilweise aber nicht völlig widerspruchsfreien Ziele sollen wirtschaftlich, also mit möglichst geringem Aufwand erreicht werden; dabei sind sowohl die Errichtung als auch die Instandhaltung (über eine kalkulatorische Lebensdauer) zu berücksichtigen. Eine weitere Vorbedingung ist der Hochwasserschutz, der im gesamten Projektsabschnitt auf heutigem Schutzniveau zu erhalten (und eventuell zu verbessern) ist, vgl. DONAUCONSULT (1999a, 2001b).

Der auf dieser Basis erarbeitete Ausbauvorschlag, der zunächst mit dem Detaillierungsgrad eines Vorprojektes für den Donauabschnitt zwischen Str.km. 1910 (querab von Schönau) bis Str.km. 1895 (etwa Wildungsmauer) vorliegt (DONAUCONSULT, 1999a), verbindet verschiedene **Aus- und Rückbauelemente**, nämlich

¹¹⁵ Durch die Verbreiterungen des Niederwasserbettes würden die NW-Spiegellagen und damit auch die Fahrwassertiefen bei Niederwasser absinken.

- ⇒ die Granulometrischen Sohlverbesserung (vgl. Kap. 6.3 und 6.5.1)
- ⇒ eine Niederwasserregulierung (vgl. auch Kap. 6.4.1)
- ⇒ weitere Gewässervernetzungsmaßnahmen (vgl. auch Kap. 6.4.2) und
- ⇒ den teilweisen Rückbau harter Ufersteinsicherungen (vgl. auch Kap. 6.4.3);

Der Zusammenhang zwischen den projektsrelevanten Zielen und den verschiedenen Bauelementen wird in Tab. 6.5-1 vereinfacht dargestellt:

Ziel-Ebene: (Teilziele)	Maßnahmen-Ebene: (bauliche Elemente)	(Geschiebe)hydraulische Wirkungen:
Nachhaltige Stabilisierung der (mittleren) Höhenlage der Sohle	Granulometrische Sohlverbesserung	Reduktion des Geschiebe-transportvermögens und Wasserspiegelanhebung
Nachhaltige Verbesserung der Fahrwassertiefen, speziell bei niedrigen Wasserführungen (Niederwasser)	Niederwasserregulierung (Bau neuer Buhnen bzw. Verlängerung bestehender Buhnen; Rand- u. Furtbaggerungen)	Anhebung der Wasserspiegel-lagen, speziell bei niederen bis mittleren Donauabflüssen
Aufrechterhaltung bzw. nachhaltige Verbesserung der ökologischen Funktionsfähigkeit, speziell in den Uferzonen und in den Nebenarmen	Abschnittsweiser Rückbau harter Ufersicherungen; Uferabsenkungen, Durchlässe und Traversenrückbauten	Verstärkte Beaufschlagung der Nebenarme (speziell bei höheren Donauabflüssen)

Tab. 6.5-1: Übersicht über Ziele und Maßnahmen im Rahmen des „Flussbaulichen Gesamtprojektes“ (DONAUCONSULT, 1999a und 2001b)

Nach Angabe der Planer hat das „Flussbauliche Gesamtprojekt“ folgende wesentliche Aspekte bzw. Wirkungen:

- (a) *die freie Fließstrecke, die Dynamik und Schwankungsbreite der Wasserstände und der damit verbundenen Grundwasserstände bleiben erhalten,*
- (b) *weitere Sohleintiefungen können verhindert werden, durch die starke Reduktion des Geschiebetransportvermögens und Deckung des verbleibenden Resttransportvermögens im Rahmen der permanenten Instandhaltung,*
- (c) *der Materialbedarf kann minimiert werden, weil die mittleren rechnerischen Eintiefungsraten durch die Granulometrische Sohlverbesserung von derzeit (Referenzzustand 1996) ca. 3 cm/Jahr auf etwa 0,2 bis 0,5 cm/Jahr reduziert werden kann,*
- (d) *die Schifffahrtsverhältnisse können durch Erreichen der vorgegebenen Fahrwassertiefe von 32 dm bzw. 27 dm (¹¹⁶ auf einer Breite von 120 m wesentlich verbessert werden,*

¹¹⁶ Die Frage der Ausbaufahrwassertiefen (bezogen auf RNW) wird derzeit (Ende 2002) sehr kontrovers diskutiert; Vertreter der Grünszene (speziell: WWF-Österreich; vgl. www.wwf.at/Projekte/Wasser) lehnen Varianten mit über 25 dm RNW-Fahrwassertiefe ab, u.a. mit dem Argument, dass dadurch ein „Ausbaudruck“ auf andere Donaustrrecken verbunden wäre. Im Rahmen des „Flussbaulichen Gesamtprojektes“ werden neben der 32dm-Variante auch solche mit 27 dm und 25 dm untersucht.

- (e) *im Grobkornbereich wird die Kornverteilung nicht nachteilig verändert, sodass gegenüber derzeitigen Verhältnissen keine verstärkte Gefahr der Beschädigung von Schiffschrauben zu erwarten ist*¹¹⁷,
- (f) *die Wasserspiegel für niedere bis mittlere Donauabflüsse und die damit verbundenen Grundwasserspiegel können maßvoll angehoben werden, etwa auf das Niveau der KWD-1970, was einer Kompensation der Eintiefungen der letzten Jahrzehnte gleichkommt und ökologische Vorteile für die Donauauen im Nationalpark bewirkt, speziell im Zusammenhang mit der Gewässervernetzung (Alt- und Nebenarme der Donau),*
- (g) *über weite Uferabschnitte (annähernd 50 % der Ufergesamtlänge) können Steinsicherungen abgetragen werden, wodurch eine naturnahe morphologische Entwicklung (Dynamik) dieser Uferzonen ermöglicht wird*¹¹⁸;

vgl. DONAUCONSULT (1999a, 2001b).

Nach einer ersten Machbarkeitsstudie (DONAUCONSULT, 1997b), dem wasserbaulichen Vorprojekt für eine 15 km lange und als exemplarisch aufgefasste Teilstecke (DONAUCONSULT, 1999a), einer ergänzenden Studie zur Baudurchführung (DONAUCONSULT, 2001a) und einer Variantenstudie mit reduziertem RNW-Ausbauziel von 27 dm (DONAUCONSULT, 2001b) wurden seitens der Wasserstraßendirektion weitere Schritte in Richtung einer Umweltverträglichkeitserklärung gesetzt.

6.5.1 Granulometrische Sohlverbesserung im Flussbaulichen Gesamtprojekt

Aus geschiebehydraulischer Sicht wird mit der Granulometrischen Sohlverbesserung ein dynamischer Gleichgewichtszustand (Beharrung) angestrebt. Hiezu wird das Geschiebetransportvermögen reduziert, und zwar durch die **flächige Zugabe einer etwas gröberen Kiesfraktion**. Das dann immer noch bestehende, wenngleich stark reduzierte Defizit zwischen Geschiebedargebot und Transportvermögen wird durch künstliche Geschiebezugabe abgedeckt, im Sinn einer permanenten Instandhaltungsmaßnahme, DONAUCONSULT (1997b, 1999a, 2001b).

Als Zugabematerial wird **Kies der Kornfraktion 40/70 mm** (¹¹⁹ vorgesehen. Dieses Material ist in den quartären Ablagerungen des Wiener Raumes (speziell in den pleistozänen Schotterterrassen) in größeren Mengen vorhanden und wird in den Kiesgruben auch abgebaut, während es für die Betonherstellung im Allgemeinen zu grob ist („Überlaufkorn“). Es müsste daher relativ kostengünstig zur Verfügung stehen. Dieses Material ist gröber als der größte Teil des natürlich vorhandenen Donaugeschiebes, es bleibt aber feiner als das derzeit schon vorhandene Größtkorn, DONAUCONSULT (1997b, 1999a, 2001b).

¹¹⁷ Vgl. allerdings die diesbezüglichen Anmerkungen in Kap. 6.3. Die hier aus DONAUCONSULT (1999a, 2001b) zitierte Einschätzung steht jedenfalls im Gegensatz zu Aussagen in STROBL (1997, 1999, 2002).

¹¹⁸ Vgl. Kap. 6.4.3;

¹¹⁹ Ähnliche Zugabekörnungen (etwa 32/63 mm oder 32/70 mm) wären natürlich ebenso möglich; es soll jedenfalls (etwas) gröber als das natürlich vorhandene Sohlmaterial sein, DONAUCONSULT (1997b).

Für die geschiebehdraulisch langfristig relevante Kornverteilung wird „Zustand II“, also eine vollständige und gleichmäßige Durchmischung des Zugabematerials mit dem Ausgangsmaterial (primär durch den Schraubstrahl von Schiffen, die bei Niederwasser, also mit geringem Flottwasser über den Belag fahren) innerhalb einer Tiefe von 50 cm angenommen, DONAUCONSULT (1997b, 1999a, 2001b).

Die Granulometrische Sohlverbesserung ist in Form einer flächenhaften Kiesberollung auszuführen, und zwar in der Fahrrinne und **über allen sonstigen strömungsexponierten Teilen der Stromsohle**. In den Bühnenfelder, hochliegenden Teilen der Kiesbänke (etwa ab $RNW_{proj} -1$ m und darüber) und in einzelnen Gleituferbereichen ist keine Belegung der Sohle vorgesehen. Damit ergibt sich (je nach Variante) eine über die Strecke gemittelte Breite zwischen etwa 190 und 220 m. Eine weitere Materialoptimierung (durch Aussparung wenig erosionsgefährdeter Bereiche) ist im Rahmen der Detailplanung möglich. Die mittlere Belagstärke wurde aus geschiebehdraulischen Gründen mit 25 cm festgelegt; das entspricht einer mittleren Zugaberate von etwa 450 kg/m^2 . Nach bisherigen Erfahrungen können Belagstärken von 20 bis 30 cm durch Verklappung vom Schiff (Klappschuten) aus hergestellt werden. Geringere Schüttstärken wären aus baupraktischer Sicht unrealistisch, DONAUCONSULT (1999a, 2001a, 2001b).

6.5.2 Überlegungen zur Materialeffizienz

Im ersten Bearbeitungsschritt, also im Rahmen der Studie zur „Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse und Granulometrische Sohlverbesserung“, (DONAUCONSULT, 1997b) wurden verschiedene Varianten hinsichtlich der Stärke des Primärbelages (Zustand I) untersucht, und zwar 100 kg/m^2 , 200 kg/m^2 , 400 kg/m^2 und 600 kg/m^2 (¹²⁰).

Geringe Schüttstärken bedeuten einen geringen Bauaufwand und einen hohen Instandhaltungsaufwand (weil das Geschiebetransportvermögen nur wenig reduziert wird), große Schüttstärken bedeuten umgekehrt einen höheren Bauaufwand und einen geringeren Instandhaltungsaufwand. Die Varianten mit geringen Primärzugaberaten (100 bzw. 200 kg/m^2) sind nur bei einer (sehr) kurzen kalkulatorischen Lebensdauer ($t \leq 10$ a) günstig. Mit steigender Dauer wirkt sich der Bedarf für die laufende Belagserneuerung übermäßig aus, daher verschiebt sich das Optimum mit zunehmender kalkulatorischer Lebensdauer klar zu den Varianten mit höheren primären Zugaberaten. Für $t \geq 30$ a hat die Variante mit 600 kg/m^2 ($Z_{40/70}^{600}$) den geringsten Gesamtmaterialbedarf und ist somit unter den untersuchten Varianten als **Optimalvariante** zu bezeichnen, vgl. DONAUCONSULT (1997b).

Die wesentlichen Ergebnisse dieser Optimierungsaufgabe werden in Tab. 6.5-2 und Tab. 6.5-3 aufgelistet:

¹²⁰ Die Umrechnung zwischen Zugaberate (Masse pro Flächeneinheit) und Belagstärke (Schüttstärke) erfolgt mit einer (durchschnittlichen) Lagerungsdichte von 1.800 kg/m^3 . Dieser Wert wird auch den im Rahmen dieser Arbeit erstellten geschiebehdraulischen Berechnungen zugrundegelegt.

NW-Regulierung:	nein	ja	ja	ja	ja	ja
Sohlmaterial bzw. mittlere Zugaberate Γ_Z [kg/m ²]	Ausgangs- zustand	Ausgangs- zustand	100 kg/m² Z40/70	200 kg/m² Z40/70	400 kg/m² Z40/70	600 kg/m² Z40/70
mittlere Belagstärke Φ_Z [cm]	kein Belag	kein Belag	6	11	22	33
mittlerer Korndurch- messer d_m [mm] im Zustand II	26,3	26,3	29,1	32,0	37,7	43,3
d_{90} [mm] im Zustand II	57,6	57,6	59,9	61,0	62,2	62,7
Wsp-Änderung Δw (RNQ) [cm] ⁽¹²¹⁾	0	+29 (bzw. +25)	+ 35 (bzw. +32)	+ 42 (bzw. +39)	+ 50 (bzw. +48)	+ 57 (bzw. +55)
Wsp-Änderung Δw (MQ) [cm]	0	+ 40 (bzw. +38)	+ 45 (bzw. +43)	+ 50 (bzw. +49)	+ 57 (bzw. +56)	+ 63 (bzw. +63)
Wsp-Änderung Δw (HSQ) [cm]	0	+ 40 (bzw. +27)	+ 44 (bzw. +32)	+ 48 (bzw. +37)	+ 53 (bzw. +44)	+ 57 (bzw. +50)
JGTV [m ³ /a] nach MEYER-PETER	297.700	389.800	226.100	124.200	37.800	9.400
JGTV [m ³ /a] nach EINSTEIN	264.900	327.900	212.700	134.500	50.800	19.100
JGTV [m ³ /a] nach Ein- schätzung DONAU- CONSULT	100% MP ⇒ 297.700	100% MP ⇒ 389.800	67% MP, 33% E ⇒ 221.600	50% MP, 50% E ⇒ 129.400	50% MP, 50% E ⇒ 44.300	33% MP, 67% E ⇒ 15.900

Tab. 6.5-2: Untersuchte Varianten und wesentliche Ergebnisse der Studie „Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse und Granulometrische Sohlverbesserung“, DONAUCONSULT (1997b)

¹²¹ (Über die Strecke gemittelte) Wasserspiegelanhebung, bezogen auf den Referenzzustand 1996; der jeweils erste Wert: Berechnung nach der Streifenmethode und mit vollem Abzug der Einengungsfläche; der jeweils zweite Wert: Berechnung nach der Streifenmethode, aber ohne Abzug der Einengung; die Wirkung der Buhnen (und Leitwerke) wird durch einen erhöhten Rauigkeitsbeiwert (Formrauigkeit, Abschätzung nach einem Verfahren für periodische Sohlunebenheiten, YALIN, 1992) erfasst.

NW-Regulierung:	nein	ja	ja	ja	ja	ja
Sohlmaterial	Ausgangs- zustand	Ausgangs- zustand	100 kg/m² Z40/70	200 kg/m² Z40/70	400 kg/m² Z40/70	600 kg/m² Z40/70
Materialbedarf [m ³] für den Primärbelag	0	0	739.000	1.465.000	2.360.000	3.071.000
JGTV [m ³ /a]	297.700	389.800	221.600	129.400	44.300	15.900
Gesamtbedarf [m³]						
nach 0 a:		0	739.000	1.465.000	2.360.000	3.071.000
nach 10 a:		3.898.000	2.955.000	2.759.000	2.803.000	3.230.000
nach 30 a:		11.694.000	7.387.000	5.347.000	3.689.000	3.548.000
nach 50 a:		19.490.000	11.819.000	7.935.000	4.575.000	3.866.000
nach 100 a:		38.980.000	22.899.000	14.405.000	6.790.000	4.661.000

Tab. 6.5-3: Materialbedarf für die untersuchten Varianten, DONAUCONSULT (1997b)

Als Ergebnis der hier beschriebenen Optimierungsaufgabe und im Einvernehmen mit der Wasserstraßendirektion wurde für die weitere Bearbeitung im Zuge des „Flussbaulichen Gesamtprojektes“ eine mittlere Belagstärke Φ_Z von 25 cm festgelegt, was einer Zugaberate Γ_Z von etwa 450 kg/m² entspricht. **Über eine kalkulatorische Lebensdauer von 100 Jahren käme diese Variante mit etwa 6,3 Mio. m³ (122 aus, während man mit der Normalgeschiebezugabe etwa 39 Mio. m³ Kies verbrauchen würde; die damit verbundene Materialeffizienz entspricht also etwa einem „Faktor 6“, vgl. DONAUCONSULT (1997b).**

6.6 Zum Vergleich der Sohlstabilisierungsmethoden

Sowohl Normalgeschiebezugabe als auch Sohlvergrößerung können unter dem Begriff der **Geschiebemanagement** (Geschiebemanagement)¹²³ zusammengefasst werden. In diesen Fällen wird kein statisches Gleichgewicht angestrebt, sondern ein dynamisches Gleichgewicht, allerdings kann (und soll) mit einer Sohlvergrößerung das Geschiebetransportvermögen und damit der langfristige Materialbedarf deutlich reduziert werden. Mit der Variation der primären Zugaberen (Schüttstärken) und der Kornverteilungen verfügt man über ein **breites Spektrum an Optimierungsmöglichkeiten**.

Ein grundsätzlich anderes Konzept wird mit der Grobkornzugabe zur Deckschichtbildung verfolgt, nämlich eine „absolute“, d.h. statische Sohlstabilität (vgl. Kap. 5.7). Aus geschiebehydraulischer Sicht kann dieser Zustand nach VISCHER, HUBER (1993) als „**latente Erosion**“ bzw. nach JÄGGI (1992) als „**pseudostatisch**“ bezeichnet werden. In Tab. 6.6-1 wird versucht, die grundlegenden flussmorphologischen Unterschiede der bisher diskutierten Stabilisierungsvarianten darzustellen:

¹²² Wert durch Interpolation (mit $\Gamma_Z = 450$ kg/m² zwischen 400 kg/m² und 600 kg/m²) in Tab. 6.5-3 gewonnen.

¹²³ Zum Begriff: vgl. auch DVWK-Schriften 118 (1997);

	Normalgeschiebe- zugabe	Granulometrische Sohlverbesserung (Sohlvergrößerung) 40/70 mm; $\Phi_Z = 25$ cm	Grobkornzugabe zur Deckschichtbildung (Sohlberollung bzw. Pflasterung)
angestrebter geschiebehydraulischer Zustand:	dynamisches Gleichgewicht (mit derzeitigem Geschiebetransportvermögen)	dynamisches Gleichgewicht, aber mit reduziertem Geschiebetransportvermögen	pseudostatisches Gleichgewicht (bzw. latente Erosion)
verwendetes Material:	Kies, der dem natürlich vorhandenen Sohlmaterial entspricht (d_m ca. 25 bis 30 mm)	Grobkies, etwas gröber als das natürlich vorhandene Sohlmaterial, z.B. 40/70 mm (d_m ca. 50 bis 55 mm)	Steine (Rundkorn) der Körnung 60/150 mm (d_m ca. 100 mm)
flussmorphologisch relevante Wirkungen:	Kompensation der Sohlerosion (Eintiefung), davon abgesehen: keine Veränderung gegenüber dem Ausgangszustand	Reduktion des Geschiebetransportvermögens, damit starke Dämpfung der morphologischen Dynamik der Sohle	Konservierung (Fixierung) der Sohle; praktisch vollständige Unterbindung der Morphodynamik der Sohle
Materialbedarf (f. d. Gesamtstrecke) kurzfristig (t=10 Jahre):	ca. 3,9 Mio. m ³	ca. 2,9 Mio. m ³	ca. 3,1 Mio. m ³ ⁽¹²⁴⁾
Materialbedarf (f. d. Gesamtstrecke) langfristig (t=100 Jahre):	ca. 39 Mio. m ³	ca. 6,3 Mio. m ³	ca. 3,1 Mio. m ³

Tab. 6.6-1: Zum Vergleich der verschiedenen Sohlstabilisierungsvarianten

Die Varianten unterscheiden sich auch hinsichtlich ihrer kritischen Beanspruchungszustände und der jeweils relevanten Bemessungskonzepte bzw. Bemessungswerte, vgl. Tab. 6.6-2.

Für die Normalgeschiebezugabe sind vor allem langanhaltende Perioden mit hohen Abflüssen relevant, wenn viel Material in Bewegung gerät. Ein generelles Versagensrisiko ist damit aber nicht verbunden, weil auch stärkere Eintiefungsraten nachträglich durch flächige Kiesschüttungen kompensiert werden können. Das ist dann nur eine Frage der Schüttmengen. Auch von der Schraubstrahlbeanspruchung geht kein erhöhtes Risiko aus.

Für die Granulometrische Sohlverbesserung wird die örtliche Beanspruchung durch den Schraubstrahl von Schiffen mit geringem Flottwasser (also bei Niederwasser) wichtig, und zwar um so mehr, je stärker die Sohle vergrößert wird. Umgekehrt reduziert sich der Einfluss langanhaltender Phasen mit höheren Wasserführungen.

¹²⁴ Mit folgenden Rechenannahmen: Schüttstärke 50 cm auf einer Breite von 120 m (Fahrwasser) und 0,15 m auf 100 m; Länge: 41 km; damit ergibt sich $(0,50 \cdot 120 + 0,15 \cdot 100) \cdot 41.000 \approx 3,1 \cdot 10^6$ m³.

	Normalgeschiebe- zugabe	Granulometrische Sohlverbesserung (Sohlvergrößerung) 40/70 mm; $\Phi_z = 25$ cm	Grobkornzugabe zur Deckschichtbildung (Sohlberollung bzw. Pflasterung)
Bemessungs- konzept:	Deckung des Geschiebe- transportvermögens	Dämpfung und Deckung des Geschiebetransport- vermögens	Beanspruchbarkeit der Sohle überall größer als das Maximum der Bean- spruchung (Statische Sohlstabilität)
wesentliche Bemes- sungswerte:	Geschiebetransportver- mögen und Abriebsver- luste	Geschiebetransportver- mögen (unter Berück- sichtigung der Sohlver- größerung)	kritische Sohlschub- spannung
Risiko durch Schraub- strahl (Schiffe mit geringem Flottwasser):	nicht gegeben	mit steigender Sohlver- größerung immer mehr von Bedeutung	örtlich kritischer Bean- pruchungszustand

Tab. 6.6-2: Zum Vergleich der verschiedenen Sohlstabilisierungsvarianten

Ein modifiziertes Konzept zur Geschiebemanagement wird in Kap. 8 entwickelt; dabei werden verschiedene Elemente (Normalgeschiebezugabe, Gerinneverbreiterung, abschnittsweise Sohlvergrößerung) miteinander kombiniert, im Sinn einer „Kombinationstherapie“.

7 Geschiebehydraulische Berechnungen für eine Musterstrecke

Entscheidend für die Sohlstabilität ist das **Verhältnis zwischen Geschiebedargebot und Geschiebetransportvermögen**. Überwiegt das Transportvermögen, dann ist, wie im Fall der Donau, mit einer Abnahme des Geschiebezweischenspeichers zu rechnen. Setzt man umgekehrt dynamisches Gleichgewicht voraus, dann wäre zumindest über längere Zeiträume ein Geschiebedargebot im Ausmaß des mittleren Geschiebetransportvermögens zu gewährleisten.

7.1 Zweck der Berechnung, Fragestellung

Im ersten Schritt soll das **Geschiebetransportvermögen** der Donau rechnerisch abgeschätzt werden, und zwar für eine 20 km lange Musterstrecke und den Referenzzustand des Jahres 1996. Die gewählte Strecke kann hinsichtlich ihrer flussmorphologischen Charakteristik als repräsentativ für den restlichen Untersuchungsbereich angesehen werden¹²⁵. Bei Anwendung des **Verfahrens von Meyer-Peter** wird das Vorliegen einer Gleichgewichtsstrecke vorausgesetzt. Das ist derzeit nicht der Fall, ließe sich aber mit Normalgeschiebezugabe erfüllen. Die Rechnung liefert diesbezüglich die erforderliche Zugabemenge bei ansonsten unveränderten Randbedingungen (Profilgeometrie und Gefälle, Abflüsse und Wasserstände, Sedimenteigenschaften).

Umgekehrt stellt sich, wenn man von den derzeitigen Verhältnissen ausgeht, die Frage nach den Mechanismen der beobachtbaren Sohlerosion. Aus dem Verhältnis zwischen Geschiebetransportvermögen (GTV) und Geschiebeeintrag (GE) kann eine **langjährig gemittelte Eintiefungsrate e** [cm/a] abgeschätzt und begründet werden.

Es wird drittens zu untersuchen sein, welchen Einfluss die **Variation der verschiedenen Eingangsgroßen** (mittlerer Korndurchmesser, Rauigkeiten, Breite,...) auf das Ergebnis hat (Sensitivitätsuntersuchung). Damit sollen schließlich mögliche flussbauliche Maßnahmen in ihrer geschiebehydraulischen Wirkung abgeschätzt werden, beispielsweise Gerinneaufweitungen oder die Zugabe eines (etwa) grobkörnigeren Kiesmaterials (Granulometrische Sohlverbesserung, vgl. auch Kap. 6.3).

¹²⁵ Vgl. Kap. 5.3.2.

7.2 Methodik und Eingangsdaten

Berechnungsgrundlage ist das von Meyer-Peter entwickelte und beschriebene Verfahren; vgl. Kap. 5.3 (bzw. MEYER-PETER, LICHTENHAHN, 1963). Folgende Eingangsgrößen sind relevant:

- (a) die Gerinnegeometrie
- (b) die Gefällsverhältnisse
- (c) die Abflussverhältnisse
- (d) die Wasserstands-Abfluss-Beziehung
- (e) die Rauigkeitsverhältnisse
- (f) die Geschiebekennwerte

ad a: Die **Gerinnegeometrie** wird im Sinn eines „charakteristischen“ Querprofils berücksichtigt, vgl. Kap. 3.6 und Abb. 7-1 (Anhang A), also durch Mittelung der hypsographischen Kurven der betrachteten Querprofile der Musterstrecke. Die konkreten Geometriedaten werden aus der Studie DONAUCONSULT (1997b) übernommen. Zusätzlich wird das Vorland mit den Nebenarmen, soweit sie hydraulisch wirksam sind, grob abgeschätzt und in idealisierter Form ergänzt, sh. Abb. 7-2 (Anhang A); diesbezüglich in die Berechnung eingetragene Unsicherheiten haben aber erst ab etwa HSQ Einfluss, also in Fällen mit geringer Häufigkeit, sie wirken sich also bei der Ermittlung des langfristigen Geschiebetransportvermögens nur wenig aus.

ad b: Für das **Energieliniengefälle** wird jenes Wasserspiegellagengefälle gesetzt, welches sich aus den Referenzwasserständen¹²⁶ ergibt; vgl. Kap. 3.3. Im Mittel über die Musterstrecke und über die verschiedenen Durchflussfälle ist dies ein Wert von 0,41 m/km. Durch die Wahl einer relativ langen Musterstrecke werden lokale Unregelmäßigkeiten im Energieliniengefälle, die sich vor allem bei niederen Durchflüssen (im Wechsel zwischen Kolk- und Furtstrecken) bemerkbar machen, ausgeglichen.

ad c: Für die Berechnung eines mittleren Jahresgeschiebetransportvermögens wird die **Abflussdauerlinie** der Reihe 1971/1990 verwendet, sh. Kap. 3.2 bzw. Abb. 3-3 (Anhang A); diese ergibt sich auf Basis der in Wien beobachteten Abflüsse.

ad d: Die zwischen **Wasserstand und Durchfluss** - bezogen auf das charakteristische Querprofil - bestehende **Beziehung** $w=f(Q)$ ist mit den Wasserspiegellagen RNW(1996), MW(1996) und HSW(1996) gegeben. Gemittelt (über die gesamte Musterstrecke) sind die Differenzen

- \Rightarrow MW(1996) – RNW(1996) \approx 1,5 m
- \Rightarrow und HSW(1996) – RNW(1996) \approx 4,2 m.

Die zugehörigen Durchflüsse sind $RNQ=915 \text{ m}^3/\text{s}$, $MQ=1.930 \text{ m}^3/\text{s}$ und $HSQ=5.030 \text{ m}^3/\text{s}$, vgl. auch Kap. 3.2.2. Abb. 7-3 (Anhang A) zeigt die Zuordnung zwischen Wasserstand (bezogen auf den Referenzquerschnitt und die Bezugsebene) und Durchfluss. Die Ermittlung der entsprechen-

¹²⁶ Das sind die in den KWD-1996 angegebenen RNW-, MW- und HSW-Spiegellagen.

den Werte für $Q=3.000 \text{ m}^3/\text{s}$ und $Q=4.000 \text{ m}^3/\text{s}$ erfolgt dann mit interpolierten Rauigkeitsparametern (zwischen MQ und HSQ). Für $Q=8.000 \text{ m}^3/\text{s}$ wird die gleiche Rauigkeit wie für HSQ gesetzt.

ad e: Bei gegebenem Querprofil¹²⁷, Gefälle, Durchfluss (RNQ, MQ, HSQ) und Wasserstand (RNW=Bezugsebene, MW=Bezugsebene+1,5 m, HSW=Bezugsebene+4,2 m) ergeben sich die **Rauigkeitsparameter** (Gesamtrauhigkeit k_s nach Strickler) rechnerisch; die konkrete Berechnung erfolgt, wie von MEYER-PETER, LICHTENHAHN (1963) angegeben, nach der Streifenmethode. Die Summe der Teildurchflüsse aller Streifen muss dem jeweiligen Gesamtdurchfluss entsprechen.

Die randnahen Streifen des Hauptgerinnes werden übrigens mit $k_s=25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ definiert, weil dort durch Buhnen, Leitwerke, Uferverbauungen, Kiesbänke und Vegetation (über MW) erhöhte Formwiderstände zu erwarten sind. Für das Vorland wird $k_s=15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (vegetationsbeeinflusste Zonen) bzw. $k_s=30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (idealisierte Nebenarm) gesetzt. Würde man allen Streifen des gesamten Querschnittes einheitliche Rauigkeitsbeiwerte zuordnen, dann müssten die Elemente des Hauptgerinnes etwas rauher werden, was aber, zufolge der Abnahme des Faktors (k_s/k_r) eine verhältnismäßig starke Reduktion des rechnerischen Geschiebetransportvermögens bewirkt. Der starke Einfluss des (k_s/k_r)-Faktors wird unter Kap. 7.5 näher untersucht. Dieses Detail zeigt, dass das Meyer-Peter-Verfahren, ähnlich wie andere ingenieurmäßige Rechenverfahren auch, einen erheblichen Spielraum für die Erfahrung bzw. das Vorwissen des jeweiligen Bearbeiters lässt, dass also die Resultate des Verfahrens **nicht vollständig objektiv** sind.

ad f: Aufgrund der durchgeführten Recherchen (sh. Kap. 3.5) und speziell der Untersuchung von ZOTTL & ERBER (1987) werden für die **Geschiebekennwerte** folgende Werte eingesetzt:

$$\Rightarrow d_m = 25 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow d_{90} = 60 \text{ mm} \text{ (}^{128}\text{)}$$

$$\Rightarrow \rho_s = 2,63 \text{ g/cm}^3$$

¹²⁷ Gemeint ist hier natürlich bereits das charakteristische Querprofil.

¹²⁸ Dieser Wert geht nur indirekt in die Berechnung ein, und zwar über die Kornrauigkeit k_r .

7.3 Geschiebetransportvermögen im Referenzzustand „1996“

Mit den unter Kap. 7.2 erläuterten Berechnungsgrundlagen und den aktuellen Werten für die gewählte Musterstrecke erhält man die in Tab. 7.3-1 aufgelisteten **Transportraten** $M_G = M_G(Q)$. Zusätzlich werden die wichtigsten Rechengrößen und Teilergebnisse genannt.

Anhang B enthält die eigentliche Berechnung, die mit MS EXCEL durchgeführt wurde, in Tabellenform.

Zustand:	w-RNW [m]	Q_{strom} [m ³ /s]	Q_{vorland} [m ³ /s]	$v_{m,\text{strom}}$ [m/s]	k_s (Strom) [m ^{1/3} /s]	k_r [m ^{1/3} /s]	c (Strom) [-]	M_G nach MEYER- PETER [kg/s]
RNQ	0,00	915	0	1,49	34,95	41,55	0,771	0,08
MQ	1,50	1.930	0	1,87	37,51	41,55	0,858	6,26
Q=3000	2,68	2.994	6	2,09	38,20	41,55	0,881	38,3
Q=4000	3,50	3.900	100	2,26	38,80	41,55	0,902	103,3
HSQ	4,20	4.788	242	2,41	39,45	41,55	0,925	192,5
Q=8000	5,77	6.953	1.047	2,68	39,45	41,55	0,925	400,8
Q=HQ ₁₀₀	6,67	8.350	2.050	2,84	39,45	41,55	0,925	541,6

Tab. 7.3-1: Geschiebetransportraten der Musterstrecke (Str.km. 1890 bis 1910)

Der Grenzabfluss (beginnender Geschiebetrieb) liegt nach dieser Berechnung knapp unter RNQ. Die Funktion zwischen Durchfluss und Geschiebetransportrate $M_G = M_G(Q)$ (Geschiebetransportfunktion) wird in Abb. 7-4 (Anhang A) grafisch dargestellt.

Mit der Geschiebetransportfunktion und der gemittelten Abflussdauerlinie von 1971/1990 kann schließlich das **mittlere Jahresgeschiebetransportvermögen mit etwa 320.000 m³/a** bestimmt werden.

Rechnet man dagegen mit den Abflussdauerlinien einzelner Jahre (im Folgenden mit den Abflussjahren zwischen 1981 und 1995), zeigen sich **starke Unterschiede hinsichtlich der einzelnen Jahreswerte**, vgl. Abb. 7-5 (Anhang A). Selbst innerhalb dieser vergleichsweise kurzen Reihe schwanken die Werte zwischen etwa 160.700 m³/a (1984) und etwa 551.300 m³/a (1988).

7.3.1 Geschiebetransportvermögen unter Hochwasserabflüssen

Besonders **transportwirksam sind langanhaltende Hochwässer**. Eine solche Situation war beispielsweise im Jahr 1965 gegeben. Damals stiegen die Abflüsse zwischen Mitte März und Mitte August deutlich über MQ an, an 71 Tagen überschritten sie einen Wert von 4.000 m³/s und an 38 Tagen einen Wert von 5.000 m³/s, vgl. Abb. 7-6 (Anhang A). Mit den Tagesabflüssen und

der Geschiebetransportfunktion nach Meyer-Peter¹²⁹ ergibt sich die ebenfalls in Abb. 7-6 dargestellte Ganglinie des Geschiebetransportvermögens (Werte im m³/d). Aufsummiert über den Zeitraum zwischen 19.03.1965 und 17.08.1965 (Q_T>MQ) erhält man ein Transportvermögen von etwa 890.000 m³, also ein Vielfaches des Wertes für ein Durchschnittsjahr!

Hochwässer mit extremen Scheitelwerten sind zumeist wesentlich kürzer und wirken sich dann nicht derart stark aus; dafür kann das Ereignis vom August 1991 als Beispiel angegeben werden, vgl. Abb. 7-7 (Anhang A). Der Abfluss erreichte zwar einen Scheitelwert von annähernd 9.000 m³/s, andererseits war die Welle bereits nach wenigen Tagen abgeklungen. Die zugehörige Geschiebetransportganglinie wird ebenfalls in Abb. 7-7 dargestellt. Das Transportvermögen der gesamten Welle (zwischen 25.07.1991 und 17.08.1991, Q_T>MQ) kann (durch Aufsummieren dieser Werte) mit etwa 133.000 m³ angegeben werden.

7.3.2 Bettbildender Durchfluss

Starke Abflüsse sind mit hohem Geschiebetransportvermögen verbunden, sie treten aber nur selten auf. Das Geschiebetransportvermögen einer bestimmten Durchflussklasse [Q_i,Q_{i+1}] ergibt sich aus dem Produkt

$$G_i^{i+1} = \frac{1}{2} \cdot (g(Q_i) - g(Q_{i+1})) \cdot \Delta T_i^{i+1}$$

mit dem Geschiebetransportvermögen¹³⁰ g(Q_i) für den Durchfluss Q_i bzw. g(Q_{i+1}) für den Durchfluss Q_{i+1} und der Differenz ΔT_iⁱ⁺¹ der Überschreitungsdauer¹³¹ für Q_i und Q_{i+1}, das ist die Dauer, mit der Durchflüsse dieser Durchflussklasse auftreten. Diese Berechnung wird in Tab. 7.3-2 durchgeführt und in Abb. 7-8 (Anhang A) graphisch dargestellt. Man erkennt, dass die Abflüsse zwischen 2.000 m³/s und 3.000 m³/s bzw. auch solche zwischen 3.000 m³/s und 4.000 m³/s besonders transportwirksam sind. In diesem Bereich, also rund um Q=3.000 m³/s liegt der bettbildende Durchfluss¹³².

¹²⁹ Also mit den aktuellen geometrischen und hydraulischen Randbedingungen (Referenzzustand „1996“).

¹³⁰ Es wird die in Tab. 7.3-1 aufgelistete Geschiebetransportfunktion (nach MEYER-PETER) verwendet.

¹³¹ Es wird die Durchflussdauerlinie 1971/1990 zugrundegelegt.

¹³² In der englischsprachigen Fachliteratur wird dafür auch „most effective transporting discharge“ verwendet, vgl. etwa KNIGHTON (1998).

Q_i [m ³ /s]	Q_{i+1} [m ³ /s]	Überschreitungs- dauer T_i (Reihe 1971/1990) [d]	Geschiebetransport- vermögen $g(Q_i)$ [kg/s]	G_i^{i+1} [m ³ /a]
0	1.000	365,25	0,00	0-1000: 550
1.000	2.000	327,04	0,60	1.000-2.000: 40.062
2.000	3.000	140,81	8,36	2.000-3.000: 120.763
3.000	4.000	32,90	38,26	3.000-4.000: 86.989
4.000	5.000	7,30	103,32	4.000-5.000: 24.940
5.000	6.000	3,76	189,92	5.000-6.000: 13.331
6.000	7.000	2,52	260,55	6.000-7.000: 16.482
7.000	8.000	1,36	330,69	7.000-8.000: 20.396
8.000	9.000	0,20	400,84	8.000-9.000: 1.720
9.000	10.000	0,12	459,49	9.000-10.000: 1.955
10.000		0,03	518,16	

Tab. 7.3-2: Zur Ermittlung des bettbildenden Durchflusses

Die Berechnung zeigt sehr deutlich, dass **Extremhochwässer** infolge ihrer geringen Häufigkeit für den langjährigen Geschiebehaushalt **von untergeordneter Bedeutung** sind.

7.4 Rechnerische Geschiebebilanz

Für den Zustand seit 1997 kann der **Geschiebeeintrag** für die zu untersuchende Strecke mit der Geschiebezugabe in der AHP-Erhaltungsstrecke gleichgesetzt werden. Das ist im langjährigen Mittel eine Menge von etwa 180.000 m³/a, vgl. Kap. 3.9. ⁽¹³³⁾

Das **Geschiebetransportvermögen** innerhalb der Strecke liegt, wie unter Kap. 7.3 ausgeführt, bei etwa 320.000 m³/a. Die dadurch bewegte Geschiebefracht wird innerhalb der Strecke (bzw. auf ihrem Weg durch diesen Abschnitt) durch **Abrieb** reduziert; unter Anwendung des Sternbergschen Abriebgesetzes, eines überschlägig eingeschätzten Abrieffkoeffizienten von 0,01 km⁻¹ (vgl. auch Kap. 5.5) und eines mittleren Transportweges von etwa 20 km (die Hälfte der Strecke mit Sohlerosion, also die Hälfte der Strecke zwischen Str.km. 1920 und 1880) erhält man einen relativen Verlust von etwa

$$(1 - e^{-0,01 \times 20}) \approx 0,181 \leftrightarrow 18,1\%$$

also etwa

$$320.000 \times (1 - e^{-0,01 \times 20}) \approx 58.000 \text{ m}^3 / a$$

¹³³ Eine entsprechende Geschiebemenge wurde auch schon früher, zwischen der Errichtung der beiden Staustufen Greifenstein und Freudenu (also im Zeitraum zwischen 1984 und 1997) eingetragen, und zwar durch Erosion und Austrag aus dem Wiener Abschnitt; die Normalgeschiebezugabe soll ja genau diesen Materialtransport, der durch die Staustufe Freudenu unterbunden wird, kompensieren, nicht mehr, aber auch nicht weniger.

Der **Austrag in die Unterliegerstrecke** (also in den Stauraum von Gabčíkovo) liegt dann im langjährigen Mittel bei etwa $320.000 - 58.000 = 262.000 \text{ m}^3/\text{a}$.

Ein Teil des Materials aus **Instandhaltungsbaggerungen** wird für Inselschüttungen (innerhalb des MW-Bettes) verwendet und dadurch zumindest mittelfristig dem Geschiebehaushalt entzogen, vgl. auch Kap. 3.4 und 3.8. Dafür wird im Folgenden ein Wert von etwa $50.000 \text{ m}^3/\text{a}$ gesetzt, also die Hälfte der mittleren Baggermenge.

Der Gesamtaustrag liegt somit bei etwa $320.000 + 50.000 = 370.000 \text{ m}^3/\text{a}$;

Nennenswerte Einträge durch Zubringer oder Seitenerosion sind nicht möglich, **die Differenz (zwischen Ein- und Austrägen) wird durch Sohlerosion gedeckt**, im Sinn einer stetigen Abnahme des Geschiebespeichers: $370.000 - 180.000 = 190.000 \text{ m}^3/\text{a}$

	Teilprozess / Teilsomme:	Einträge:	Austräge:
Geschiebetransportvermögen ca. $320.000 \text{ m}^3/\text{a}$	Geschiebeeintrag von der Oberliegerstrecke bzw. AHP-Normalgeschiebezugabe	180.000 m^3	-
	Geschiebe von Zubringern und aus Seitenerosion	0 m^3	-
	Abnahme des Geschiebespeichers in der Strecke	190.000 m^3	-
	Geschiebeentnahme (Baggerungen) f. Inselschüttungen	-	50.000 m^3
	Verlust durch Abrieb	-	58.000 m^3
	Geschiebeaustrag in die Unterliegerstrecke	-	262.000 m^3
	Summe (für ein Regeljahr):	370.000 m^3	370.000 m^3

Tab. 7.4-1: Geschiebebilanz für die Strecke zwischen Str.km. 1910 (untere Grenze der AHP-Strecke) und Marchmündung im derzeitigen Zustand (bezogen auf ein Regeljahr)

Die aktive Sohlbreite¹³⁴ beträgt etwa 200 bis 250 m; die Erosionsstrecke reicht vom unteren Rand der Erhaltungsstrecke (Str.km. 1910) bis zum Bereich der Stauwurzel der Staustufe Gabčíkovo, also etwa bis Str.km. 1880. Damit ergeben sich **mittlere Eintiefungsraten**:

$$\frac{190.000}{(1910 - 1880) \cdot 1000 \cdot 200} \approx 0,032 \text{ m/a} \geq e \geq \frac{190.000}{(1910 - 1880) \cdot 1000 \cdot 250} \approx 0,025 \text{ m/a}$$

von 2,5 cm/a bis 3,2 cm/a, mit brauchbarer Übereinstimmung mit den beobachteten bzw. aus der Fachliteratur bekannten Werten, vgl. Kap. 3.4 und 4.5.1. DONAUKRAFT ENGINEERING (1995) gibt für die Strecke zwischen Wien-Freudenau und Marchmündung eine Erosionsmenge (aus Querprofilflächenvergleichen) von etwa $400.000 \text{ m}^3/\text{a}$ an, vgl. auch Kap. 3.7, während man mit den obigen Angaben etwa $370.000 \text{ m}^3/\text{a}$ erhält. Dies ist ein Hinweis, dass das im Rahmen dieser Arbeit ermittelte und angegebene rechnerische Geschiebetransportvermögen (oder der Abriebsverlust oder der Baggerverlust) etwas (aber nicht viel) zu gering ist.

¹³⁴ Im Kap. 3.6 als „geschiebetransportwirksame Breite“ bezeichnet; dies ist die Breite des Gewässerbettes unter Abzug von weitgehend stabilen Bühnenfeldern und stationären Kiesbänken; vgl. auch Kap. 4.5.4 über die Fixierung alternierender Kiesbänke und die damit verbundenen Wirkungen.

7.5 Ergänzende Sensitivitätsuntersuchungen

Die für die Geschiebetransportrechnung benötigten Eingangsdaten sind grundsätzlich nur unscharf bekannt. In diesem Zusammenhang ist der Nachweis der Sensitivität bei Variation dieser Größen von Bedeutung.

In Abb. 7-15 (Anhang A) werden die Ergebnisse (mittleres Jahresgeschiebetransportvermögen) der Sensitivitätsuntersuchung (Variation des mittleren Korndurchmessers, der Rauigkeitsverhältnisse und der Gerinnebreite) zusammenfassend dargestellt. Die wichtigsten Rechengrößen und Teilergebnisse der Sensitivitätsuntersuchung werden in **Anhang C** aufgelistet.

7.5.1 Mittlerer Korndurchmesser

Zunächst wird der mittlere Korndurchmesser um $\pm 20\%$ variiert ($d_m=20$ mm; $d_m=30$ mm). Zusätzlich wird eine Berechnung für $d_m=40$ mm durchgeführt. Die sich damit ergebenden Geschiebetransportwerte $M_G(Q)$ [kg/s] (jeweils nach dem Verfahren von Meyer-Peter) werden in Abb. 7-9 (Anhang A) dargestellt und in Tab. 7.5-1 aufgelistet. Die mit der Abflussdauerlinie 1971/1990 errechneten Werte für das Jahresgeschiebetransportvermögen werden ebenfalls in Tab. 7.5-1 angegeben:

	$d_m = 20$ mm	$d_m = 25$ mm (Basiswert; sh. Kap. 7.3)	$d_m = 30$ mm	$d_m = 40$ mm
M_G [kg/s] für RNQ	1,25	0,08	0,0	0,0
M_G [kg/s] für MQ	28,0	6,26	1,0	0,0
M_G [kg/s] für $Q = 3.000$ m ³ /s	109,9	38,3	9,3	0,2
M_G [kg/s] für $Q = 4.000$ m ³ /s	209,1	103,3	35,8	1,7
M_G [kg/s] für HSQ	320,3	192,5	91,2	7,7
M_G [kg/s] für $Q = 8.000$ m ³ /s	560,7	400,8	260,7	57,5
M_G [kg/s] für HQ ₁₀₀	717,3	541,6	383,9	132,3
mittl. Jahresgeschiebetransportvermögen [m ³ /a] nach Meyer-Peter	841.600 (263 %)	319.800 (100 %)	104.700 (33 %)	8.900 (3 %)

Tab. 7.5-1: Variation des mittleren Korndurchmessers; alle anderen Eingangsparameter bleiben unverändert

Man sieht sofort, dass sich die **Variation von d_m sehr stark auswirkt**. Es stellt sich in diesem Zusammenhang natürlich sofort die Frage, ob es nicht sinnvoll wäre, gezielt (etwas) größeres Geschiebe zuzugeben, was zum Konzept der Sohlvergrößerung (Granulometrische Sohlverbesserung) führt, vgl. Kap. 6.3. Für $d_m = 40$ mm würde das rechnerische mittlere Geschiebetransportvermögen jedenfalls unter 10.000 m³/a absinken!

7.5.2 Rauigkeitsverhältnis k_s/k_r

Der mittlere Korndurchmesser ist zumindest im Prinzip „exakt“ bestimmbar. Anders verhält es sich mit den beiden Rauigkeitsparametern k_s und k_r bzw. mit deren Quotienten k_s/k_r . Diese Werte **können im Fluss grundsätzlich nicht gemessen werden**, sie ergeben sich nur indirekt, durch Rückrechnung, wenn die sonstigen hydraulischen Verhältnisse bekannt sind. Der physikalische Hintergrund wurde bereits unter Kap. 5.3 angedeutet, es geht um die Erfassung jenes Anteiles der Strömungsenergie, der für die Überwindung von Formwiderständen aufgebraucht wird. Das Ergebnis der **Variation des k_s/k_r -Wertes** (mit $\pm 5\%$) ist in Abb. 7-10 (Anhang A) bzw. in Tab. 7.5-2 ersichtlich.

	$(k_s/k_r) \cdot 1,05 \leq 1,00$	Basiswert (gem. Kap. 7.3)	$(k_s/k_r) \cdot 0,95 \leq 1,00$
M_G [kg/s] für RNQ	0,26	0,08	0,0
M_G [kg/s] für MQ	11,4	6,26	2,6
M_G [kg/s] für $Q = 3.000 \text{ m}^3/\text{s}$	64,0	38,3	20,4
M_G [kg/s] für $Q = 4.000 \text{ m}^3/\text{s}$	153,2	103,3	62,5
M_G [kg/s] für HSQ	262,2	192,5	132,2
M_G [kg/s] für $Q = 8.000 \text{ m}^3/\text{s}$	507,9	400,8	305,0
M_G [kg/s] für HQ_{100}	691,4	541,6	424,4
mittl. Jahresgeschiebetransportvermögen [m ³ /a] nach Meyer-Peter	503.500 (157 %)	319.800 (100 %)	183.500 (57 %)

Tab. 7.5-2: Variation des mittleren Verhältnisses k_s/k_r ; alle anderen Eingangsparameter bleiben unverändert

7.5.3 Sensitivität als Funktion des Energieliniengefälles

Die Empfindlichkeit auf Änderungen der beiden Eingangsparameter d_m und k_s/k_r ist übrigens sehr stark vom Energieliniengefälle abhängig. Dies wird in Abb. 7-14 (Anhang A) gezeigt, mit folgender Berechnungsbasis: Zunächst wird für einen Durchflussstreifen (1 m Breite; 7,42 m Wassertiefe; $d_m=25 \text{ mm}$; $k_s/k_r=0,900$; Gefälle=0,0004) der Geschiebetrieb berechnet, dann wird - jeweils bei $Q=\text{const}$ - entweder d_m oder k_s/k_r um jeweils 1 % variiert und die **relative Änderung des Geschiebetriebes** ermittelt. Diese Berechnung wird für höhere Werte für das Energieliniengefälle wiederholt, stets mit der Bedingung $Q=\text{const}$. Dabei zeigt sich der beschriebene Zusammenhang. Tab. 7.5-3 enthält die wesentlichen Rechenwerte. Es ist nicht gerade überraschend, dass die Geschiebetransportrechnung in jenen Bereichen besonders empfindlich reagiert, wo der rechnerische Geschiebetrieb gerade erst einsetzt, also in der Nähe des Grenzgefälles!

	I_e [m/m]	b [m]	t [m]	d_m [mm]	k_s/k_r	Q [m ³ /s]	m_G [kg/s]	m_G [%]
Variation von I_e und d_m (bei $Q=const.$)	0,0004	1,0	7,420	25	0,900	21,13	0,622	100
				24,75	0,900	21,13	0,651	104,7
				25,25	0,900	21,13	0,593	95,4
	0,0008	1,0	6,028	25	0,900	21,13	4,176	100
				24,75	0,900	21,13	4,231	101,3
				25,25	0,900	21,13	4,122	98,7
	0,0016	1,0	4,897	25	0,900	21,13	13,334	100
				24,75	0,900	21,13	13,414	100,6
				25,25	0,900	21,13	13,254	99,4
	0,0032	1,0	3,977	25	0,900	21,13	34,226	100
				24,75	0,900	21,13	34,336	100,3
				25,25	0,900	21,13	34,117	99,7
Variation von I_e und k_s/k_r (bei $Q=const.$)	0,0004	1,0	7,420	25	0,900	21,13	0,622	100
				25	0,909	21,13	0,680	109,4
				25	0,891	21,13	0,566	90,9
	0,0008	1,0	6,028	25	0,900	21,13	4,176	100
				25	0,909	21,13	4,354	104,2
				25	0,891	21,13	4,002	95,8
	0,0016	1,0	4,897	25	0,900	21,13	13,334	100
				25	0,909	21,13	13,752	103,2
				25	0,891	21,13	12,911	96,9
	0,0032	1,0	3,977	25	0,900	21,13	34,234	100
				25	0,909	21,13	35,168	102,8
				25	0,891	21,13	33,298	97,3

Tab. 7.5-3: Sensitivitätsuntersuchung mit verschiedenen Werten für das Energieliniengefälle

7.5.4 Gerinnebreite

Die letzte Variation betrifft die Frage der **Gerinneverbreiterung**. Es ist zu erwarten, dass mit zunehmender Gerinnebreite die Transportkapazität abnimmt, schon allein aufgrund der damit verbundenen Abnahme der Sohlschubspannungen. Dieser Effekt, der im Übrigen mit einer Wasserspiegelabsenkung verbunden ist, lässt sich rechnerisch einfach erfassen. Zusätzlich ist noch eine Zunahme der Form- bzw. Betrauigkeiten zu vermuten, weil mit zunehmender Gerinnebreite Bänke, Inseln und ähnliche Gerinnestrukturen initiiert werden, die transportwirksame Sohlschubspannung wird damit weiter reduziert. Diese Wirkung ist aber schwierig quantitativ zu prognostizieren und wird daher bei den im Folgenden zu beschreibenden Untersuchungen nicht weiter berücksichtigt.

In den Berechnungen wird eine **Gerinneaufweitung erst über RNW** angesetzt, weil es unrealistisch wäre, die bei Niederwasser ohnehin schon kritischen Schifffahrtsverhältnisse weiter zu verschlechtern. Abb. 7-12 (Anhang A) zeigt die untersuchten maßgebenden Querprofile.

Flussbaulich wird mit derartigen Gerinneaufweitungen einerseits die Abnahme des Geschiebetransportvermögens angestrebt, andererseits soll in einer Übergangsperiode, bis dieses primäre Ziel erreicht ist, die vorherrschende Tiefenerosion zumindest teilweise durch eine Seitenerosion

ersetzt werden, es soll also letztlich **das Ufer als Geschiebezweischenspeicher geöffnet** werden, vgl. auch Kap. 8.

Die **Seitenerosion müsste wasserbaulich unterstützt und gesteuert werden** (Entfernen der Ufersicherungen; Anordnung strömunglenkender Bauelemente, beispielsweise deklinanter Bühnen; ggf. auch Quertransport des Kieses mittels Erdbaumaschinen zum Strom). Eine ökologische Beurteilung einer solchen drastischen Umformung der Uferzonen steht noch aus, es wäre aber naheliegend, dies im Sinn einer Uferrevitalisierung zu bewerten, vgl. Kap. 8.

Die Berechnung ergibt die in Tab. 7.5-4 angeführten Geschiebetransportraten und Wasserspiegelabsenkungen. Grafisch werden die Geschiebetransportfunktionen in Abb. 7-11 (Anhang A) und die Wasserspiegeländerungen in Abb. 7-13 (Anhang A) dargestellt. Die langfristig wirksame Reduktion des Geschiebetransportvermögens¹³⁵ liegt im Bereich zwischen etwa 17 % (Verbreiterung um 100 m) und 30 % (Verbreiterung um 200 m), sh. auch Tab. 7.5-4.

	Basiswert (gem. Kap. 7.3)	Verbreiterung: +100 m (ab RNW)	Verbreiterung: +200 m (ab RNW)
M_G [kg/s] für RNQ	0,08	0,08	0,08
M_G [kg/s] für MQ	6,26	5,54	4,94
M_G [kg/s] für $Q = 3.000 \text{ m}^3/\text{s}$	38,3	31,2	25,6
M_G [kg/s] für $Q = 4.000 \text{ m}^3/\text{s}$	103,3	83,4	68,1
M_G [kg/s] für HSQ	192,5	160,5	135,3
M_G [kg/s] für $Q = 8.000 \text{ m}^3/\text{s}$	400,8	353,9	312,1
M_G [kg/s] für HQ_{100}	541,6	488,1	439,8
mittl. Jahresgeschiebetransportvermögen [m ³ /a] nach Meyer-Peter	319.800 (100 %)	266.500 (83,3 %)	224.300 (70,1 %)
Δw [m] für RNQ	-	0	0
Δw [m] für MQ	-	-0,08	-0,15
Δw [m] für $Q = 3.000 \text{ m}^3/\text{s}$	-	-0,18	-0,34
Δw [m] für $Q = 4.000 \text{ m}^3/\text{s}$	-	-0,24	-0,44
Δw [m] für HSQ	-	-0,29	-0,53
Δw [m] für $Q = 8.000 \text{ m}^3/\text{s}$	-	-0,32	-0,62
Δw [m] für HQ_{100}	-	-0,33	-0,64

Tab. 7.5-4: Verbreiterung des Stromes (ab RNW); alle anderen Eingangsparameter bleiben unverändert; Geschiebetransportraten $M_G(Q)$, Jahresgeschiebetransportvermögen und Wasserstandsänderungen Δw

¹³⁵ Mit der Abflussdauerlinie 1971/1990.

8 Möglichkeit einer optimierten Geschiebewartung

Mit dem „Flussbaulichen Gesamtprojekt“ der Wasserstraßendirektion (vgl. Kap. 6.5) liegt ein klares Konzept zur Sohlstabilisierung, zur Verbesserung der Verhältnisse für die Schifffahrt und zur Verbesserung der ökologischen Funktionsfähigkeit vor. Das Ziel der Sohlstabilität wird dabei ausschließlich mit einer Maßnahme angestrebt, nämlich der Granulometrischen Sohlverbesserung, vgl. Kap. 6.3. Alternativ dazu besteht immer noch die Möglichkeit der Normalgeschiebezugabe (im vollen Ausmaß des Geschiebetransportvermögens), vgl. Kap. 6.1.

Unter der Voraussetzung, dass die Fahrwassertiefen (für die Schiffe) nicht wesentlich verbessert werden müssen¹³⁶, könnte man sich auch eine optimierte Form der Geschiebewartung vorstellen, mit dem **Grundgedanken, verschiedene sohlstabilisierende Effekte miteinander zu kombinieren**¹³⁷:

- (a) man könnte das Geschiebetransportvermögen durch (jeweils einseitige) **Gerinneverbreiterungen** (über RNW-Niveau) im Ausmaß von etwa 100 bis 150 m etwas reduzieren und gleichzeitig das dabei anfallende kiesige Material (über natürlich ablaufende Seitenerosion oder auch mit wasserbaulicher Nachhilfe) zur Deckung des Geschiebetransportvermögens nutzen; sh. auch Kap. 8.2;
- (b) man könnte **weitere Gewässervernetzungsprojekte** so ausführen, u.a. durch das vollständige Entfernen von Traversen und Hochpunkten, dass der Durchflussanteil (und damit das Geschiebetransportvermögen) im Strom nennenswert reduziert wird und gleichzeitig das dabei (durch Baggerung) anfallende Kiesmaterial für die Geschiebezugabe im Strom mitverwenden, sh. Kap. 8.3;
- (c) man könnte die Stromsohle durch **gezielte flächige Verklappung eines etwas gröberen Zugabematerials** (etwa 32/63 mm) strömungsresistenter machen und damit das Geschiebetransportvermögen dämpfen, ganz im Sinn der Granulometrischen Sohlverbesserung (vgl. Kap. 6.3), dabei **aber die Furtbereiche aussparen**, sh. Kap. 8.1;
- (d) man könnte die verwendete **Körnung des Zugabematerials nach flussmorphologischen Kriterien differenzieren**, derart, dass man in tieferen Kolken deutlich gröberes Material (etwa 60/150 mm) verklappt und in Furtbereichen entweder überhaupt kein Material oder nur Normalgeschiebe, sh. Kap. 8.1;
- (e) man könnte das an der **Stauwurzel des Staupraumes Gabcikovo** liegenbleibende Geschiebe wiederverwenden, also baggern und in der Oberliegerstrecke wieder verklappen, wobei natürlich der Verlust durch Abrieb durch Zugabe eines Grobkiesmaterials von außen, also von anderen Quellen zu ersetzen wäre, sh. Kap. 8.4;

¹³⁶ Im Folgenden wird vorausgesetzt, dass eine RNW-Mindestfahrwassertiefe von 25 dm ausreicht. Vorgabe für das „Flussbauliche Gesamtprojekt“ der Wasserstraßendirektion waren zunächst 32 dm RNW-Fahrwassertiefe; später wurden auch 27 dm-Varianten untersucht (DONAUCONSULT, 2001b), vgl. Kap. 6.5.

¹³⁷ Eine Art „Kombinationstherapie“. Im Übrigen ist diesem Kapitel der Konjunktiv angemessen.

Eine solche Variante hätte u.a. die folgenden Aspekte:

- ⇒ Sohlstabilisierung mit einer aus mehreren Elementen bestehenden und insofern an die flussmorphologischen Gegebenheiten anpassungsfähigen Geschiebemanagement ,
- ⇒ keine Vergrößerung der Körnung in den Furten, daher keine Notwendigkeit eines erhöhten Flottwassertiefenbedarfes¹³⁸,
- ⇒ Erhaltung der morphologischen Dynamik im Strom, allerdings in gedämpfter Form,
- ⇒ Erhöhung der morphologischen Dynamik in den Uferzonen,
- ⇒ Erhöhung der Durchflusskapazität und der morphologischen Dynamik in den Nebenarmen,
- ⇒ maßvolle Anhebung der niederen und mittleren Wasserstände um etwa 2 bis 3 dm;

8.1 Überlegungen im Zusammenhang mit den Furten

Die Furten sind sowohl flussmorphologisch als auch aus nautischer Sicht besonders sensible Bereiche. Im Sinn einer Optimierung der ausgearbeiteten Varianten des „Flussbaulichen Gesamtprojektes“ der Wasserstraßendirektion könnte man speziell dort auf eine Granulometrische Sohlverbesserung verzichten und **entweder überhaupt keinen Sohlbelag aufbringen**¹³⁹ **oder**, falls dort eine weitere Eintiefungstendenz zu erwarten ist, **lediglich einen Belag aus Normalgeschiebe** (d_m ca. 25 bis 30 mm).

Mit dieser **Flexibilisierung des Konzeptes der Sohlvergrößerung** könnte man sich wahrscheinlich von der Forderung nach erhöhten Flottwassertiefen (vgl. Kap. 6.3) freimachen, denn die Schraubstrahlproblematik ist praktisch nur in den Furtabschnitten relevant. Außerdem gibt ein Grobkiesbelag in Furtzonen speziell dann keinen Sinn, zumindest in Hinblick auf die Sohlstabilität, wenn dort eine örtliche Auflandungstendenz weiterbesteht, was in den meisten Furten eher zu erwarten ist.

Die von diesen Überlegungen betroffenen Flächen machen nach einer ersten Schätzung etwa 20 bis 25 % der Stromsohle aus.

8.2 Sohlstabilisierung und Uferrückbau

Das „Flussbauliche Gesamtprojekt“ der Wasserstraßendirektion sieht über weite Strecken Uferrückbauten (also das Entfernen „harter“ Steinsicherungen) vor und es nennt als zugehöriges Ziel die Erhöhung der morphologischen Dynamik der Uferzonen, vgl. DONAUCONSULT (1999a) und DONAUCONSULT (2001b).

Darüber hinausgehend wäre es aber sowohl möglich als auch zweckmäßig, sohlstabilisierende Effekte mit dem Uferrückbau zu verfolgen, und zwar einerseits über die Reduktion des Geschie-

¹³⁸ Allerdings besteht immer noch das Risiko, dass Grobkies (aus den Bereichen mit Granulometrischer Sohlverbesserung) in die Furten eingetragen wird und dort liegen bleibt.

¹³⁹ Das ist vor allem dann zweckmäßig, wenn dort ohnehin eine örtliche Auflandungstendenz zu erwarten ist.

betransportvermögens (vgl. Kap. 7.5.4) und andererseits durch Aufschließung von Kiesmaterial, **eine preiswerte und ökologisch (mutmaßlich) sehr verträgliche Form des Geschiebeeintrages**. Die Maßnahmen des Uferrückbaues wären primär nach flussmorphologischen Kriterien zu differenzieren:

- ⇒ Vollständiges Entfernen der Steinsicherungen in Gleituferbereichen und „hinter“ stationären Kiesbänken; diese Kategorie umfasst schätzungsweise etwa 20 bis 30% der Gesamtuferlinie¹⁴⁰;
- ⇒ Entfernen der Steinsicherungen über RNW (in Ausnahmefällen erst über MW) in allen Übergangsbereichen und in sonstigen mäßig bis mittelstark beanspruchten Uferabschnitten; diese Kategorie umfasst schätzungsweise etwa 20 bis 30% der Gesamtuferlinie¹⁴¹;
- ⇒ Belassen der Steinsicherungen in Pralluferbereichen (und sonstigen stark strömungsbeanspruchten Ufern), mit Ausnahme lokaler Uferabsenkungen zwecks Gewässervernetzung; diese Kategorie umfasst schätzungsweise etwa 40 bis 50% der Gesamtuferlinie¹⁴²;

Das **Niederwasserbett** (bis auf RNW-Niveau) darf durch diese Rückbaumaßnahmen **nicht verbreitert werden**, weil ansonsten die Fahrwassertiefen unter Niederwasserbedingungen abnehmen. Dieses Kriterium kann mit flussbaulichen Mitteln (Fixierung der NW-Streichlinie mittels Steinsicherungen und Regulierungsbauwerken) erfüllt werden.

Abb. 8-1 (Anhang A) zeigt die Möglichkeit eines Uferrückbaues und der damit verbundenen (eigendynamischen) Gerinneaufweitung **exemplarisch für Str.km. 1905**. Das dortige linke Stromufer liegt im Schutz eines Leitwerkes und im Übergang zu einer Gleitufersituation. Ein großer Teil der untersuchten Donaustrecke hat entweder linksufrig oder rechtsufrig ähnlich gute Voraussetzungen für solche Uferrückbauten.

In Kap. 7.5.4 wird gezeigt, dass das **Geschiebetransportvermögen** (im langjährigen Mittel) mit einer durchgängigen Verbreiterung (über RNW) von 100 m um etwa 15 bis 20 % reduziert werden kann.

Zwecks Beschleunigung und Steuerung der Seitenerosion (Uferanbrüche) müssten wahrscheinlich in vielen Bereichen **strömungslenkende Regulierungsbauwerke** angeordnet werden, etwa in Form deklinanter¹⁴³ und zur Bühnenwurzel hin abgesenkter Bühnen, mit denen man die NW-Streichlinie halten und die Seitenerosion über RNW-Niveau verstärken kann. Eine ähnliche Wir-

¹⁴⁰ Als Beispiele können der linksufrige Uferabschnitt zwischen Str.km. 1905 und 1903 oder der rechtsufrige Uferabschnitt zwischen Str.km. 1900 und 1898,5 genannt werden.

¹⁴¹ Als Beispiele können der rechtsufrige Uferabschnitt zwischen Str.km. 1901,7 und 1900,7 genannt werden.

¹⁴² Als Beispiele können der rechtsufrige Uferabschnitt zwischen Str.km. 1905 und 1902,7 oder der linksufrige Uferabschnitt zwischen Str.km. 1902,2 und 1901,0 genannt werden.

¹⁴³ Deklinante Bühnen sind (im Grundriss) stromabwärts geneigt; sobald sie bei höheren Wasserständen überströmt werden, wirken sie wie Überfallwehre. Das Wasser strömt dann rechtwinkelig von der Bühne ab, in Richtung auf das Ufer, wo es zu Schäden kommen kann. Daher werden sie heute kaum noch angewendet (LANGE, LECHER et al., 1989). Dieser Effekt, der im traditionellen Flussbau als Nachteil bewertet wird, könnte gezielt für den Uferrückbau genutzt werden.

kung ist in bestimmten morphologischen Situationen mit ufernahen Inselfschüttungen (aus Kies) möglich; mit der Ausformung eines Grabens zwischen Inselfschüttung und Uferlinie ist eine verstärkte Strömungsbeanspruchung des Ufers verbunden.

Unter der Voraussetzung, dass eine **mittlere Gewässerbettverbreiterung von etwa 100 m** möglich ist, könnten damit etwa 200.000 m³/km Kies mobilisiert werden, und zwar unter folgenden Annahmen:

- Breite: 100 m;
- Höhe: Gelände-OK (entspricht etwa HSW) – RNW \approx 4,0 m;
- Effizienzfaktor \approx 0,5 (weil ein Teil des Materials Aulehm oder Ausand ist und Teile des Kieses durch Inselbildung etc. nicht in den Strom gelangen):

$$\Delta V_{\text{Seitenerosion}} = 100 \cdot 4,0 \cdot 1000 \cdot 0,5 = 200.000 \text{ m}^3 / \text{km}$$

und das entspricht (in der Größenordnung) dem mittleren Geschiebetransportvermögen eines Jahres. Mit anderen Worten: das Material für eine (modifizierte) Normalgeschiebezugabe liegt schon bereit, man muss es nicht erst antransportieren!

Die Bewertung solcher Uferverbreiterungen aus gewässerökologischer Sicht würde mutmaßlich sehr positiv ausfallen¹⁴⁴. Der rechtliche Aspekt wäre aber noch zu prüfen. Ein schiffrechtsrechtliches Problem für Uferrückbauten war bisher der Grundsatz, entlang der gesamten Donau und beidufriig Treppelwege (Uferbegleitwege) zu erhalten; dies vor allem für den Einsatz bei Schiffshavarien. Diese Forderung wird aber seitens der Obersten Schifffahrtsbehörde (im Verkehrsmi-
nisterium) zunehmend flexibler gesehen¹⁴⁵. Von der Wasserstraßendirektion wurde ein Ufererschließungskonzept (DONAUCONSULT, 2001c) beauftragt und an die Schifffahrtsbehörde weitergeleitet, welches vom Prinzip der beidufriigen Erschließung abgeht.

8.3 Sohlstabilisierung und Gewässervernetzung

Während der letzten Jahre wurden von der Wasserstraßendirektion und vom Nationalpark Donau-Auen mehrere Gewässervernetzungsprojekte geplant und teilweise bereits realisiert, vgl. Kap. 6.4.2. Das Ziel solcher Projekte könnte aber nicht nur die Verbesserung der ökologischen Funktionsfähigkeit der Donauauen sein, sondern ausdrücklich auch die Erhöhung der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Nebenarme, derart, dass dort bereits ab Mittelwasser größere Durchflüsse gegeben sind. Der Beginn der Dotation sollte im Normalfall etwa bei RNW liegen; damit würde zur Reduktion des Geschiebetransportvermögens des Stromes beigetragen.

¹⁴⁴ Mündlicher Hinweis von Dr. BAUMGARTNER (von der Nationalparkverwaltung Donau-Auen).

¹⁴⁵ Mündlicher Hinweis von MR Dipl.-Ing. VORDERWINKLER (von der Obersten Schifffahrtsbehörde), bei einer Begehung am 14.08.2002;

Das in den Nebenarmen gewonnene Material, in der Größenordnung etwa 500.000 bis 900.000 m³ (146), müsste der Donau im Rahmen der laufenden Geschiebemanagement begeben werden.

Entsprechende Überlegungen sind von ZAUNER¹⁴⁷ bekannt. Die ökologische Bewertung solcher Nassbaggerungen hängt wesentlich davon ab, ob damit eine nachhaltige hydraulische und morphologische Wirkung erzielt werden kann¹⁴⁸. Der rechtliche Aspekt (Genehmigungsfähigkeit im Nationalpark) wäre noch zu prüfen.

Neben solchen Baggerarbeiten zwecks Abtrag von Hochpunkten bzw. auch von höherliegenden Teilabschnitten und Profilverbretterung in engen Abschnitten im Nebenarmsystem wären weitere wasserbauliche Baumaßnahmen erforderlich:

- ⇒ der Rückbau der Traversen, im Normalfall vollständig;
- ⇒ der Rückbau der Ufer in den Einströmbereichen, derart, dass Einströmmulden entstehen (Überströmsituationen vermeiden)¹⁴⁹;
- ⇒ der Rückbau der Ausleitungsbereiche, sofern dort Traversen oder sonstige Hindernisse bestehen; im Allgemeinen müssten Maßnahmen zur Reduktion der Querströmungen gesetzt werden (möglichst spitzwinkelige Einmündung, eventuell mit Spornen), ansonsten könnten nautische Probleme zur beschränkenden Bedingung werden¹⁵⁰;

¹⁴⁶ Das relevante Nebenarmsystem hat eine Länge von schätzungsweise 25 bis 30 km; bei großangelegten Hochpunktabsenkungen und Nebenarmeintiefungen scheinen Baggermengen von etwa 20.000 bis 30.000 m³/km realistisch.

¹⁴⁷ Mündliche Mitteilung von Dr. ZAUNER.

¹⁴⁸ „Vertretbar wären solche Nassbaggerungen nur, wenn dadurch eine nachhaltige Situation geschaffen würde, d.h. derart dynamische Seitenarme entstehen könnten, dass keine Überalterung dieses Systems zu befürchten wäre. Das würde sehr freie seitliche und flächige Entwicklungschancen für das Gewässernetz erfordern. Unter den gegenwärtig absehbaren Rahmenbedingungen ist dies nicht realistisch. Die gebaggerten Seitenarme würden vermutlich eher als Geschiebefallen wirken und sich genau dorthin entwickeln, wo sie durch Öffnung zum Hauptstrom ohne Baggerung auch hingelangen können [...]“ Hinweis von Dr. BAUMGARTNER (von der Nationalparkverwaltung Donau-Auen), 07.11.2002 per Email.

¹⁴⁹ Im Rahmen der Gewässervernetzung Regelsbrunn (vgl. Kap. 6.4.2) wurde die Höhenlage der Einströmöffnungen noch deutlich höher als die Tiefenlinie der dahinterliegenden Nebenarme gewählt, etwa im Bereich zwischen MW₁₉₈₅ und MW₁₉₈₅+1,0 m, wodurch die Häufigkeit der Einströmung gering ausfällt und teilweise auch die Einströmmengen der Nebenarme limitiert werden. Bei neueren Gewässervernetzungsprojekten werden die Einströmöffnungen bereits tiefer angeordnet, möglichst auf Niveau der jeweiligen Nebenarmsohle.

¹⁵⁰ Durch übermäßige Querströmungen können längere Schubverbände unmanövrierbar werden. Bisher wurde von der Schifffahrtsbehörde eine zulässige Querströmung von 0,3 m/s angesetzt; dieser Wert ist im Sinn eines zeitlichen Mittelwertes zu verstehen, denn durch turbulenzbedingte Strömungsänderungen kommt es auch ohne Zu- oder Abströmungen zu wesentlich stärkeren, allerdings eher kurzzeitigen (und kleinräumigeren) Quergeschwindigkeitskomponenten. Die nautische Bewertung wird natürlich immer auch von der jeweiligen flussmorphologischen Situation und von der Lage der Fahrrinne (relativ zur Einmündung) abhängen.

8.4 Quantitative Angaben zur Geschiebepbewirtschaftung

Durch verstärkte Nebenarmbeaufschlagungen und Verbreiterung des Gerinnes (im Mittel um etwa 100 bis 150 m) über RNW scheint die **Reduktion des Geschiebetransportvermögens um etwa 20 bis 25%** möglich und rechnerisch nachweisbar.

Mit der Granulometrischen Sohlverbesserung, aber unter Aussparung der Furten, lässt sich das Geschiebetransportvermögen weiter reduzieren, je nach mittleren Korndurchmesser der vergrößerten Sohle, vgl. auch Kap. 7.5.1. In einer Initial- bzw. Bauphase müssten eine Grobkiesmenge (Körnung 32/63 mm) von etwa

$$V_{\text{Grobkiesbelag}} = 40'000 \cdot 200 \cdot 0,30 \cdot \frac{3}{4} = 1.800.000 \text{ m}^3$$

eingebaut werden. Das hätte den Charakter einer „**Materialinvestition**“. In der obigen Abschätzung wurde eine Länge von 40 km, eine geschiebetransportwirksame mittlere Breite von 200 m und eine mittlere Schüttstärke von 30 cm angenommen; der Faktor $\frac{3}{4}$ soll die Aussparung der Furtabschnitte überschlägig berücksichtigen.

Durch **Kombination aus Verbreiterung und Sohlvergrößerung scheint insgesamt die Abnahme des Geschiebetransportvermögens auf etwa 100.000 bis 200.000 m³/Jahr realisierbar**¹⁵¹. Im Folgenden wird mit 200.000 m³/a (für die Anfangsphase) bzw. 150.000 m³/a (für das Langfristszenario) gerechnet¹⁵². **Dieser Betrag wäre einerseits durch das Zulassen bzw. Fördern von Seitenerosion (vgl. Kap. 8.2) und andererseits durch laufende Geschiebezugaben (gröberes Material über den Kolken, vielleicht 60/150 mm, „Normalgeschiebe“ oder leicht vergrößertes Material, vielleicht 32/63 mm, in sonstigen Bereichen) zu decken.**

Ein **größerer Teil dieses Materials kann durch Baggerungen in der Stauwurzel von Gabcikovo wiedergewonnen werden**¹⁵³, nur die abriebbedingten Verluste¹⁵⁴ müssen aus anderen Quellen, also durch Zukauf ersetzt werden. Kleinere Anteile können auch aus den bestehenden Kieshalden (entlang der Ufer) und aus Baggerungen im Nebenarmsystem gewonnen werden; vgl. die nachfolgende Geschiebebilanz in Tab.8.4-1 und Tab.8.4-2:

¹⁵¹ Eine reine Schätzung; die tatsächliche Menge wäre wesentlich von der Korngröße des Zugabematerials, von der Menge des Primärbelages (Schüttstärke) und von weiteren Details der Geschiebepbewirtschaftung abhängig. Wesentlich ist, dass man die Reduktion des Geschiebetransportvermögens innerhalb einer ziemlich weiten Bandbreite steuern kann, im Sinn der in diesem Kapitel genannten Maßnahmen.

¹⁵² In der Anfangsphase wirkt nur die Sohlvergrößerung; später macht sich dann auch die allmählich zunehmende Gerinneverbreiterung (und die Erhöhung der Durchflusskapazität der Nebenarme) bemerkbar, im Sinn einer weiteren Reduktion des Geschiebetransportvermögens.

¹⁵³ Mittel- bis langfristig sind diese Baggerungen sogar unvermeidbar, weil andernfalls der obere Teil des Stauräumes übermäßig verlanden würde, mit nachteiligen Auswirkungen für Schifffahrt und Hochwassersicherheit.

¹⁵⁴ Mit den in Kap. 5.5, Kap. 6.1 und Kap. 7.4 angegebenen Grundlagen und Randbedingungen kann ein Abriebverlust von etwa 20 Gew.% oder knapp darüber abgeschätzt werden. Im Folgenden wird, auf der „sicheren Seite liegend“, ein Abriebverlust von 30 Gew.% angesetzt.

GTV:	Geschiebeeintrag (GE):	
dzt. etwa 320.000 m ³ /a Reduktion auf etwa 200.000 m ³ /a	Geschiebeeintrag aus Seitenerosion	ca. 100.000 m ³ /a
	Geschiebezugabe aus Baggerungen am unteren Ende der Strecke, Verlust durch Abrieb bereits berücksichtigt	ca. 140.000 m ³ /a
	Geschiebezugabe aus der Rückgabe bestehender Kieshalden und aus Baggerungen in den Nebenarmen	ca. 20.000 m ³ /a
	Geschiebezugabe aus Zukauf und Zulieferung gröberer Materials, etwa 32/63 mm oder dgl. ¹⁵⁵	ca. 40.000 m ³ /a
ca. 200.000 m³/a	ca. 300.000 m³/a	
Saldo: +100.000 m³/a		

Tab. 8.4-1: Geschiebepbewirtschaftung in der Anfangsphase (die ersten zwanzig bis dreißig Jahre)

Der Überschuss (von ca. 100.000 m³/a) führt **mittelfristig (vorübergehend) zu einer mäßigen Auflandungstendenz** (ca. +1,0 bis +1,3 cm/a); damit wäre nicht nur eine teilweise Kompensation der Eintiefung der letzten Jahrzehnte, sondern auch eine zusätzliche Sicherheit gegen Zeiten mit stark erhöhtem Geschiebetransportvermögen (sehr abflussstarke Jahre) gegeben.

Sollte das Geschiebetransportvermögen doch höher als abgeschätzt sein, also über rd. 200.000 m³/a, dann wären **verschiedene Möglichkeiten des Nachjustierens** gegeben: die Ablagerungen und somit auch die möglichen Baggermengen im Stauwurzelbereich von Gabčíkovo wären dann höher; die Ufererosionen könnten verstärkt forciert werden; die Granulometrische Sohlverbesserung könnte verstärkt angewandt werden (ev. weitere Vergrößerung des Materiales für die Kolkbereiche).

In einer **langfristigen Perspektive würde das Geschiebetransportvermögen durch die Uferaufweitungen weiter abnehmen**, auf schätzungsweise etwa 150.000 m³/a. Der Geschiebeeintrag aus Seitenerosion würde im Lauf der Zeit allerdings auch viel geringer ausfallen.

¹⁵⁵ Das wäre dann auch der einzige „von außen“ (also durch Zukauf, etwa aus Kiesgruben im Wiener Becken) in das System einzubringende Materialanteil.

GTV:	Geschiebeeintrag (GE):	
weitere Reduktion auf etwa 150.000 m ³ /a	Geschiebeeintrag aus Seitenerosion	ca. 10.000 m ³ /a
	Geschiebezugabe aus Baggerungen am unteren Ende der Strecke, Verlust durch Abrieb bereits berücksichtigt	ca. 105.000 m ³ /a
	Geschiebezugabe aus der Rückgabe bestehender Kieshalden und aus Baggerungen in den Nebenarmen	ca. 10.000 m ³ /a
	Geschiebezugabe aus Zukauf und Zulieferung gröberer Materials, etwa 32/63 mm oder dgl.	ca. 25.000 m ³ /a
ca. 150.000 m³/a		ca. 150.000 m³/a
Saldo: +0 m³/a		

Tab. 8.4-2: Geschiebemanagement, langfristig (nach etwa fünfzig bis hundert Jahren)

Der in diesen groben Abschätzungen angegebene **Bedarf für Grobkieszulieferungen** (ca. 40.000 m³/a, langfristig auf etwa 25.000 m³/a fallend) liegt deutlich unter der bereits heute im Zuge der AHP-Geschiebezugabe erforderlichen Materialmenge (vgl. Kap. 3.9). Allerdings sollte es zum überwiegenden Teil einer gröberen Körnung entsprechen. Im langfristigen Vergleich mit einer reinen Normalgeschiebezugabe sind die erforderlichen Materialmengen deutlich geringer, auch unter Einrechnung der Anfangsinvestition von rd. 1,8 Mio. m³ Grobkies. Mit anderen Worten: ein derartiges Konzept würde sich (bei langfristiger Betrachtung) durch **eine viel höhere Materialeffizienz auszeichnen**.

8.5 Andere wasserbaulich relevante Aspekte

Sohlaufhöhungen (im Sinn der Granulometrischen Sohlverbesserung) sind natürlich mit **Anhebungen der Wasserspiegellagen** verbunden. Mit den unter Kap. 8.4 beschriebenen Maßnahmen würden die NW- und MW-Niveaus um etwa 20 bis 30 cm angehoben, wodurch die Eintiefungsraten der letzten Jahrzehnte zumindest teilweise rückgängig gemacht wären; weiters könnte dadurch die Beaufschlagung der Nebenarme tendenziell erhöht werden. Diese Auswirkungen sind aus ökologischer Sicht (mutmaßlich) positiv zu bewerten.

Andererseits werden aber auch die **HW-Spiegellagen** angehoben, allerdings weniger stark als die niederen bis mittleren Wasserspiegellagen. Diese als nachteilig zu bewertende Veränderung könnte aber mit den Uferrückbauten und Gerinneverbreiterungen kompensiert und sogar übertroffen werden. In Kap. 7.5.4 wird gezeigt, dass eine Verbreiterung (über RNW-Niveau) um etwa 100 m mit einer Absenkung des HW-Spiegels von etwa 30 bis 33 cm verbunden ist. Auch das Freibaggern der Hochpunkte und Engstellen der Nebenarme sollte in diese Richtung wirken. In der Gesamtwirkung, also in Kombination mit den Sohlaufhöhungen, scheinen Absenkungen der HW-Spiegellagen um etwa 10 bis 20 cm realisierbar.

Ein weiterer wichtiger Aspekt betrifft den Instandhaltungsaufwand, vor allem das **Ausmaß der Instandhaltungsbaggerungen** (zum Zweck der Fahrtiefenerhaltung in seichten Furten und

Randbereichen), welches im derzeitigen Zustand mit etwa 100.000 m³/a eingeschätzt wird (vgl. Kap. 3.4). In jedem Fall ist das Baggergut dem Strom wieder beizugeben, und zwar durch Verklappen in Kolken und anderen tieferen Flussabschnitten. Es wird vermutet, dass eine durchgängige Erhaltung der Fahrrinne mit einer RNW-Mindestfahrwassertiefe von 25 dm mit Baggermengen in der Größenordnung von etwa 130.000 m³/a bis 150.000 m³/a (¹⁵⁶ verbunden wäre. Mit der Reduktion des mittleren Geschiebetransportvermögens, wie unter Kap. 8.4 angedeutet, sollte grundsätzlich auch eine Abnahme der Instandhaltungsbaggerungen möglich sein. Andererseits würden lange Uferabschnitte durch den Rückbau von Steinsicherungen weicher werden, und es kann nicht ausgeschlossen werden, dass durch die damit verbundene Morphodynamik zusätzliche Instandhaltungsarbeiten zur Fahrrinnenerhaltung erforderlich werden, speziell dann, wenn sich einzelne Kiesbänke von den Uferzonen bis in die Fahrrinne ausdehnen¹⁵⁷.

¹⁵⁶ Mündliche Mitteilung von Dipl.-Ing. SCHLÖGL, Wasserstraßendirektion und Leiter der zuständigen Streckenbauleitung („WSV-Ost“).

¹⁵⁷ Derzeit wird eine durchgängige Fahrrinnenbreite von 120 m vorausgesetzt. Es ist aber denkbar, diese Breite zumindest in schwierigen Abschnitten auf bis zu 80 m zu verringern (mündliche Auskunft von MR Dipl.-Ing. VORDERWINKLER, Oberste Schifffahrtsbehörde). Damit könnte der Instandhaltungsaufwand wieder in vertretbare Grenzen gehalten werden.

Abkürzungsverzeichnis

Abb.	Abbildung
AHP	Austrian Hydro Power AG (früher: Donaukraftwerke AG)
GA	Geschiebeaustrag
GE	Geschiebeeintrag
GF	Geschiebefrachten
GW	Grundwasser
GTV	Geschiebetransportvermögen
HQ	Hochwasserabfluss
HQ _T	Hochwasserabfluss mit Jährlichkeit T
HSQ	Durchfluss, der dem HSW entspricht
HSW	Höchsten Schifffahrtswasserstand
HW	Hochwasser (allgemein) bzw. Hochwasserstand
iSe.	im Sinn eine(r, -s)
KW	Kraftwerk (speziell: Wasserkraftwerk bzw. Flusskraftwerk)
KWD	Kennzeichnende Wasserstände der österreichischen Donau
liU	linkes Ufer bzw. linksufrig
Mio.	Million, -en
MW	Mittelwasser
NW	Niederwasser
OW	Oberwasser
ÖIAV	Österreichischer Ingenieur- und Architekten-Verein
ÖWAV	Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband
PHQ	Projektshochwasser (bzw. zugehöriger Abfluss)
reU	rechtes Ufer bzw. rechtsufrig
RNW	Regulierungsniederwasser
sh.	siehe
Str.km.	Strom-km
Tab.	Tabelle
UVE	Umweltverträglichkeitserklärung
UVP	Umweltverträglichkeitsprüfung
UW	Unterwasser
VAW	Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich)
Var.	Variante
vgl.	vergleiche
WSD	Wasserstraßendirektion
WWF	World Wide Fund For Nature

Daneben werden die üblichen Abkürzungen für physikalische und technische Einheiten verwendet, z.B. „m“, „m³“, „km“, „kg“ usw.;

Verwendete Formelzeichen

a	km ⁻¹	Abriebkoeffizient (bzw. Verkleinerungskoeffizient)
b	m	Breite
c	-	Reduktionsfaktors (Abminderung der Sohlschubspannung)
C _p	-	Beiwert zur Berechnung der induzierten Strahlgeschwindigkeit, von der Bauart des Schiffsantriebes abhängig
d	m	Korndurchmesser (allgemein)
d ₁₆	m	Korndurchmesser mit 16% Siebdurchgang
d ₅₀	m	Korndurchmesser mit 50% Siebdurchgang
d ₈₄	m	Korndurchmesser mit 84% Siebdurchgang
d ₉₀	m	Korndurchmesser mit 90% Siebdurchgang
d _{grenz}	m	Korngrenzdurchmesser, Grenze zwischen Geschiebe und Schwebstoff
d _{max}	m	Größtkorndurchmesser
d _m	m	Maßgebender (charakteristischer) Korndurchmesser nach Meyer-Peter
d _{mA}	m	Maßgebender Korndurchmesser des Ausgangsmaterials
d _{mD}	m	Maßgebender Korndurchmesser der reifen Deckschichte
D	m	Propellerdurchmesser
e	cm/a	Eintiefungsraten
E	-	Schiffsabhängiger Beiwert zur Umrechnung der induzierten Strahlgeschwindigkeit auf die maximale Geschwindigkeit in Sohlhöhe
g	m/s ²	Fallbeschleunigung $g \approx 9,81 \text{ m/s}^2$
G	kg	Geschiebefracht (bezogen auf eine anzugebende Zeiteinheit)
GA	m ³ /a	Geschiebeauftrag (bezogen auf eine Strecke, volumenbezogen!)
GE	m ³ /a	Geschiebeeintrag (bezogen auf eine Strecke, volumenbezogen!)
h	m	Fließtiefe (allgemein bzw. lokal)
h _p	m	Höhe der Propellerachse über der Sohle
I	m/m	Gefälle (i. a.: Energieliniengefälle)
JGTV	m ³ /a	Jahresgeschiebetransportvermögen (volumenbezogen!)
k _s	m ^{1/3} /s	Gesamtrauhigkeit (im Sinn des Strickler-Ansatzes)
k _r	m ^{1/3} /s	Flächenrauhigkeit (Kornrauhigkeit) nach Meyer-Peter
n	s ⁻¹	Drehzahl einer Schiffsschraube
m _G	kg/(s.m)	Geschiebetrieb (auch: „Transportrate“)
M _G	kg/s	Geschiebetransport (auch: „Transportkapazität“)
P	kW	Schiffspropellerleistung
Q	m ³ /s	Abfluss bzw. Durchfluss
R	m	Hydraulischer Radius (Profilparameter)
R _b	m	Reduzierter hydraulischer Radius
Re	-	Reynolds-Zahl der Strömung
Re _K	-	Reynolds-Zahl des Kornes
s	km	Transportweite (eines Geschiebekornes, im Zusammenhang mit Abrieb)

t	a	Zeit
v	m/s	Fließgeschwindigkeit (allgemein bzw. lokal)
v_m	m/s	Mittlere Fließgeschwindigkeit (im Gewässerquerschnitt)
v^*	m/s	Schubspannungsgeschwindigkeit
V_0	m/s	Induzierte Strahlgeschwindigkeit (direkt hinter dem Propeller)
$\max V_{\text{sohle}}$	m/s	Maximale Geschwindigkeit in Sohlhöhe (durch Propellerstrahl)
w	m	Wasserstand (speziell: bezogen auf das "charakteristische" Querprofil)
Δw	m	Wasserstandsänderungen
α	-	Schiffsabhängiger Beiwert zur Umrechnung der induzierten Strahlgeschwindigkeit auf die maximale Geschwindigkeit in Sohlhöhe
Γ_Z	kg/m ²	Mittlere, auf eine Sohlfläche bezogene Zugaberrate
ν	m ² /s	kinematischen Zähigkeit (einer Flüssigkeit)
ρ	kg/m ³	Dichte des Strömungsmediums (Wasser, $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$)
ρ_s	kg/m ³	Feststoffdichte (Geschiebe bzw. Sohlmaterial, etwa 2.650 kg/m^3)
ρ_L	kg/m ³	Lagerungsdichte (i.A. mit 1.800 kg/m^3 gesetzt)
τ	N/m ²	(Sohl)Schubspannung
τ_o	N/m ²	Umfangsgemittelte (Sohl)Schubspannung
τ'	N/m ²	Transportwirksame (Sohl)Schubspannung
τ_{crit}	N/m ²	Kritischen Sohl Schubspannung
θ	-	Dimensionslose Strömungsintensität (dimensionslose Schubspannung)
θ'	-	Transportwirksame Strömungsintensität
θ_{crit}	-	Kritische dimensionslose Sohl Schubspannung (kritischer Shields-Beiwert)
Φ_G	-	Dimensionslose Transportkapazität
Φ_Z	m	Mittlere Stärke eines Kies- oder Steinbelages auf einer Sohle

Literatur und verwendete Unterlagen

- BATESON (1979): Mind and Nature; deutsche Übersetzung: Geist und Natur: eine notwendige Einheit; Suhrkamp Taschenbuch Verlag, 2.Auflage – 1990.
- BAUER (1965): Der Geschiebehaushalt der bayerischen Donau im Wandel wasserbaulicher Maßnahmen, Teil 1 und 2; Die Wasserwirtschaft, 55. Jahrgang, 1965.
- BERNHART et al. (1987): Vorstudie: Analyse des Flussabschnittes Greifenstein / Wien – Marchmündung, Studie im Auftrag der Nationalparkplanung Donau-Auen.
- BLASCHKE, GUTKNECHT, SCHMALFUSS et al. (2002): Kolmationsprozesse Stauraum Freudenu – Vollstau; Forschung im Verbund, Schriftreihe Band 75.
- BORS (1992): Stromsohlenveränderungen der Donau durch Geschiebe und Schwebstoffe; Seminarbeitrag zum 12. Seminar Landschaftswasserbau an der Technischen Universität Wien, in: Landschaftswasserbau Band 13, Hrsg. Institut für Wassergüte und Landschaftswasserbau der Technischen Universität Wien.
- BRETSCHNEIDER (1968): Einige Ähnlichkeitsbetrachtungen zur Geschiebetriebformel von Meyer-Peter und Müller; Wasserwirtschaft, Heft 9 – 1968.
- BRETSCHNEIDER (Hrsg.) et al. (1982): Taschenbuch der Wasserwirtschaft, 6. Auflage, Verlag Paul Parey.
- BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU („BAW“), (2001): Vertiefte Untersuchungen zum Donauausbau Straubing – Vilshofen, Zusammenfassung der Ergebnisse der verkehrswasserbaulichen Untersuchungen; Karlsruhe.
- BUNDESSTROMBAUAMT (herausgegeben 1951): Die kennzeichnenden Wasserstände der österreichischen Donau – 1949 (KWD-1949).
- BUNDESSTROMBAUAMT (herausgegeben 1959): Die kennzeichnenden Wasserstände der österreichischen Donau – 1956 (KWD-1956).
- BUNDESSTROMBAUAMT (herausgegeben 1970): Die kennzeichnenden Wasserstände der österreichischen Donau – 1970 (KWD-1970).
- BUNDESSTROMBAUAMT (herausgegeben 1978): Die kennzeichnenden Wasserstände der österreichischen Donau – 1976 (KWD-1976).
- BUNDESSTROMBAUAMT (1982): Stromgrundaufnahmen, Arbeitsblätter (Lageplanausschnitte).
- BUNDESSTROMBAUAMT (1983): Angaben zur Eintiefungstendenz; (unveröffentlicht); zitiert aus: STROBL, SCHMAUTZ, AUFLEGER (2000).
- DECKER, K. und LANKREIJER, A. (1997): Tectonic controls on the formation of the thin-skinned Vienna pull-apart basin; zitiert aus (bzw. Grafik übernommen aus): DONAU-CONSULT (2002a)
- DFG (DEUTSCHE FORSCHUNGSGEMEINSCHAFT), Hrsg. ROUVE (1987): Hydraulische Probleme beim naturnahen Gewässerausbau; VCH-Verlagsgesellschaft.
- DONAUCONSULT ZOTTL&ERBER (1995): Endbericht zum Projekt „Nationalpark Donau-Auen, Permanente Geschiebezugabe“; Studie im Auftrag des Österreichischen Instituts für Raumplanung.

- DONAUCONSULT ZOTTL&ERBER (1996): Gewässervernetzung Regelsbrunn – Haslau, naturschutzrechtliches Einreichprojekt und Ausführungsprojekt, im Auftrag der Wasserstraßendirektion.
- DONAUCONSULT ZOTTL&ERBER (1997a): Donauhochwasserschutz Wien – Betriebsordnung 1997; im Auftrag der Stadt Wien, Magistratsabteilung 45.
- DONAUCONSULT ZOTTL&ERBER (1997b): Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse und Granulometrische Sohlverbesserung; Studie im Auftrag der Wasserstraßendirektion.
- DONAUCONSULT ZOTTL&ERBER (1999a): Flussbauliches Gesamtprojekt, Vorprojekt Str.km. 1910 – 1895; im Auftrag der Wasserstraßendirektion.
- DONAUCONSULT ZOTTL&ERBER (1999b): Gewässervernetzung Orth, Einreichprojekt und Ausführungsprojekt, im Auftrag der Wasserstraßendirektion.
- DONAUCONSULT ZOTTL&ERBER (2001a): Flussbauliches Gesamtprojekt, Studie Bau-durchführung, im Auftrag der Wasserstraßendirektion.
- DONAUCONSULT ZOTTL&ERBER (2001b): Flussbauliches Gesamtprojekt, Variantenunter-suchung für ein reduziertes Ausbauziel von 27 dm RNW-Fahrwassertiefe, Studie im Auftrag der Wasserstraßendirektion.
- DONAUCONSULT ZOTTL&ERBER (2001c): Erschließungskonzept KW Freudenu bis Staatsgrenze; im Auftrag der Wasserstraßendirektion.
- DONAUCONSULT ZOTTL&ERBER (2002a): Flussbauliches Gesamtprojekt, UVE-Vorbereitung, Untersuchung der Nullvariante; Untersuchung im Auftrag der Wasserstraßendirektion (derzeit in Arbeit).
- DONAUCONSULT, ZOTTL&ERBER, OBERHOFER (2002b): Revitalisierung – Uferrückbau, Str.km. 1885,7 bis Str.km. 1883,0 (linksufrig); im Auftrag der Wasserstraßendi- rektion (derzeit in Arbeit).
- DONAUCONSULT ZOTTL&ERBER (2002c): Flussbauliches Gesamtprojekt, UVE-Vorbereitung, Alternativen - Sohlstabilisierung; Untersuchung im Auftrag der Wasserstraßendirektion (derzeit in Arbeit).
- DONAUKRAFT (1992): KW-Freudenu, Band V, Schraubstrahlversuche – Gutachten der Schiffbautechnischen Versuchsanstalt.
- DONAUKRAFT ENGINEERING (1995): Donaukraftwerk Freudenu - Detailprojekt Unterwasserbereich / Geschiebezugabe, Wien; zitiert aus: DONAUKRAFT, VERBUNDPLAN (1998) bzw. aus STROBL et al. (2000)
- DONAUKRAFT, VERBUNDPLAN (1998): Entwurf des wasserwirtschaftlichen Rahmenplanes, 2.Abschnitt: Kraftwerk Freudenu bis zur österreichisch -slowakischen Staatsgrenze.
- DVWK-Schriften, Heft 87 (1988): Feststofftransport in Fließgewässern, Berechnungsverfahren für die Ingenieurpraxis; Herausgeber: Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V.;Verlag Paul Parey.
- DVWK-Regeln zur Wasserwirtschaft (1992): Geschiebemessungen; Herausgeber: Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V.;Verlag Paul Parey.
- DVWK-Schriften, Heft 118 (1997): Maßnahmen zur naturnahen Gewässerstabilisierung; Herausgeber: Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V.; Wirtschafts-

- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH, Bonn.
- EAU-1996: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen (1997); herausgegeben vom Arbeitsausschuss „Ufereinfassungen“ der Hafenbau-technischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. – 9. Auflage; Ernst & Sohn Verlag.
- EHRENBERGER (1931): Direkte Geschiebemessungen an der Donau bei Wien und deren bisherige Ergebnisse; Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau im Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft; Sonderabdruck aus: „Die Wasserwirtschaft“, Heft 34.
- EHRENBERGER (1942): Geschiebetrieb und Geschiebefracht der Donau in Wien auf Grund direkter Messungen; *Wasserkraft und Wasserwirtschaft* 37, Heft 12;
- H.A. EINSTEIN (1934): Der hydraulische oder Profilradius; *Schweizerische Bauzeitung* Nr. 8 - 1934.
- EXPERTENGRUPPE UNTERE DONAU (1996): Donau Wien – Staatsgrenze, „Expertenbericht“; *Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift*, Heft 6.
- FELKEL, STEINWELLER (1972): Natur- und Modellversuche über die Wirkung der Schiffe auf Flusssohlen aus Grobkies (Breisacher Versuche), *Wasserwirtschaft*, 62. Jahrgang, Heft 8 - 1972.
- FELKEL, KUHLE, STEITZ (1977): Naturversuche mit künstlicher Geschiebezuführung zwecks Verhütung der Sohlintiefung des Oberrheins (Freistetter Versuche), *Wasserwirtschaft*, 67. Jahrgang, Heft 5 – 1977.
- FELKEL (1987): Acht Jahre Geschiebezugabe am Oberrhein; *Wasserwirtschaft*, 77. Jahrgang, Heft 4 – 1987.
- FÜHRBÖTER (1961): Über die Förderung von Sand-Wasser-Gemischen in Rohrleitungen; Mitteilungen des Franzius-Institutes der TH Hannover, Heft 13; (Zitiert nach ZANKE, 1982).
- GEITNER (1969): Die Mittel- und Niederwasserregulierung der Donau in Österreich; *Österreichische Wasserwirtschaft*, Jahrgang 21 – Heft 1/2 – 1969.
- GEITNER (1978): Die Erhaltungs- und Regulierungsarbeiten der österreichischen Donau in den Jahren 1968 bis 1977; *Österreichische Wasserwirtschaft*, Jahrgang 30 – Heft 9/10 – 1969.
- GRAEWE (1975): Die Notwendigkeit einer Rheinstufe bei Neuburgweiler, *Wasserwirtschaft*.
- GRUBER (1969): Gewässerkunde und Hydrografie im Bundesstrombauamt; *Österreichische Wasserwirtschaft*, Jahrgang 21 – Heft 1/2 – 1969.
- GRUSS et.al. (1996): Donaukraftwerk Freudenu. Unterwasserbereich – Geschiebezugabe in der Erhaltungstrecke bis Strom-km 1910; aus: „Das Donaukraftwerk Freudenu. und seine Rolle in der Wasserwirtschaft des Wiener Donaupraumes“, Unterlagen zu einem Workshop, herausgegeben von der DONAU-KRAFT AG und vom ÖSTERREICHISCHEN WASSER- UND ABFALLWIRTSCHAFTSVERBAND.
- GRUSS (1997): Kraftwerk Freudenu. – Erhaltungstrecke im Unterwasser; *Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift (ÖIAZ)*, 142. Jg., Heft 10.
- GÜNTHER (1971): Die kritische mittlere Sohlenschubspannung bei Geschiebemischungen unter

- Berücksichtigung der Deckschichtbildung und der turbulenzbedingten Sohlenschubspannungsschwankungen; Mitteilungen VAW Zürich.
- HUNZIKER (1995): Fraktionsweiser Geschiebetransport; Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, Band 138.
- HUNZIKER, ZARN (1999): Beurteilung der morphologischen Entwicklung zwischen Straubing und Vilshofen; Gutachten; veröffentlicht im Internet unter:
www.donauforum.de/gutachten/index.htm .
- HYDROGRAPHISCHES ZENTRALBÜRO im Bundesministerium f. Land- und Forstwirtschaft: Hydrographische Jahrbücher von Österreich.
- HYDROGRAPHISCHES ZENTRALBÜRO (1937): Schwebstoff- und Geschiebeaufnahmen einiger österreichischer Flüsse; im Selbstverlag des Hydrographischen Zentralbüros.
- HYDROGRAPHISCHES ZENTRALBÜRO im Bundesministerium f. Land- und Forstwirtschaft (1948): Die Abflussverhältnisse der Donau in Österreich 1893-1942; (bearbeitet von Dr. KRESSER);
- JÄGGI (1987): Interaction of Bed Load Transport with Bars; in: Sediment Transport in Gravel-Bed Rivers, edited by Thorne, Bathurst, Hey; John Wiley & Sons Ltd.
- JÄGGI (1990): Veränderungen der Flussmorphologie und des Feststoffregimes durch Aus- und Rückbauten von Fließgewässern; Seminarbeitrag zum 9. Seminar Landschaftswasserbau an der Technischen Universität Wien, in: Landschaftswasserbau Band 10, Hrsg. Institut für Wassergüte und Landschaftswasserbau der Technischen Universität Wien,
- JÄGGI (1992): Sedimenthaushalt und Stabilität von Flussbauten; Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, Band 119.
- KANDL (1969): Die Entwicklung der Donauregulierung in Österreich; Österreichische Wasserwirtschaft, Jahrgang 21 – Heft 1/2 – 1969.
- KNIGHTON (1998): Fluvial Forms and Processes – A New Perspective; Arnold
- KRESSER (1957): Die Hochwässer der Donau, Schriftenreihe des Österreichischen Wasserwirtschaftsverbandes, Heft 32/33, Springer Verlag Wien.
- KRESSER (1964): Gedanken zur Geschiebe- und Schwebstoffführung der Gewässer; Österreichische Wasserwirtschaft, Heft 1/2 – 1964.
- KRESSER (1984): Donaukraftwerk Hainburg, Eintiefungstendenzen der Donau im Bereich von Greifenstein bis zur Staatsgrenze; Gutachten; Wien.
- KRESSER (1987): Auswirkungen des geplanten KW Wien auf den Geschiebetrieb und die Sohlstabilität der Donau im Bereich stromab von Greifenstein; Gutachten; Wien.
- KRESSER (1988): Die Eintiefung der Donau unterhalb von Wien; PERSPEKTIVEN, Heft 9/10 – 1988.
- KUHL (1980): Naturversuch mit einer Geschiebezugabe im Rhein unterhalb der Staustufe Ifezheim; Zeitschrift für Binnenschifffahrt und Wasserstraßen, Heft 2 – 1980.
- LANGE, LECHER (Hrsg.) et al. (1989): Gewässerregelung, Gewässerpflege: naturnaher Ausbau und Unterhaltung von Fließgewässern; Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin.
- MAYRHOFER (1964): Normalprofil und Ausgleichsgefälle geschiebeführender Flüsse; Öster-

- reichische Wasserwirtschaft, Heft 7/8 – 1964.
- MAYRHOFER (1970): Über Gesetzmäßigkeiten des Geschiebetriebes; Österreichische Wasserwirtschaft, Jahrgang 22, Heft 5/6 - 1970.
- MEYER-PETER, MÜLLER (1949): Eine Formel zur Berechnung des Geschiebetriebes, Mitteilung aus der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH Zürich, Nr. 16 (und Schweizerische Bauzeitung Nr. 3-1949)
- MEYER-PETER, LICHTENHAHN (1963): Altes und Neuere über den Flussbau - unter besonderer Berücksichtigung des sanktgallischen Rheintales; Veröffentlichungen des Eidg. Amtes für Straßen- und Flussbau.
- MICHLMAYR (1994): Geschichte der Donauregulierung in Wien; erschienen in: Historische Wasserwirtschaft im Alpenraum und an der Donau; Herausgegeben vom Deutschen Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V.; Verlag Konrad Wittwer – Stuttgart.
- MICHLMAYR, MOHILLA (1996): Donauatlas Wien, Österreichischer Kunst- und Kulturverlag; Wien.
- MIKOS (1993): Fluvial Abrasion of Gravel Sediments, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, Band 123.
- MIKOS (1996): Geschiebesortierung und Abrieb entlang eines Flusses; erschienen in: Schriftenreihe des Österreichischen Wasser- und Abfallwirtschaftsverbandes, Heft 105 (Seminar „Natürliche Deckschichtbildung in Fließgewässern“, Oktober 1995 in Innsbruck).
- NACHTNEBEL et.al. (1998): Schwebstoffe in der Donau; Forschung im Verbund, Schriftenreihe Band 45.
- NAUDASCHER (1987): Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke; Springer Verlag Wien New York.
- NESTMANN (1996): Eigenschaften und Nutzungen von Fließgewässern; Wasserwirtschaft, 86. Jahrgang, Heft 7/8 – 1996.
- OBERSTE WASSERRECHTSBEHÖRDE, Bundesministerium f. Land- und Forstwirtschaft (1991): Bescheid Zl. 14.570/182-I 4/91 vom 31.07.1991 zum Donaukraftwerk Freudenu – Wasserrechtliche Grundsatzgenehmigung;
- OBERSTE WASSERRECHTSBEHÖRDE, Bundesministerium f. Land- und Forstwirtschaft (1996): Bescheid Zl. 14.570/264-I4/95 vom 4.4.1996, Wasserrechtliche Detailgenehmigung der Geschiebezugabe im Bereich der Erhaltungsstrecke zum KW Freudenu;
- ÖKOLOGIEKOMMISSION der österreichischen Bundesregierung (1985): Arbeitspapier Nr. 11;
- OGRIS (1974): Geschiebetrieb und Bettbildung; Österreichische Ingenieur-Zeitschrift; Heft 9 – 1974
- OGRIS (1975): Die Dimensionierung von Sohlberollungen; Österreichische Wasserwirtschaft; Jahrgang 27, Heft 9/10 – 1975.
- OGRIS, ZOTTL & ERBER (1988): Donau im Raum Wien - Bad Deutsch-Altenburg, Sohlstabilisierung durch Grobmaterialzugabe zur Deckschichtbildung; Studie im Auftrag der Stadt Wien - MA 45 (Wasserbau).

- OGRIS (1989): Modellversuche zur Stabilisierung der Donausohle; Perspektiven, der Aufbau, Wien 1989.
- PLANUNGSGRUPPE WASSERBAU – AUENÖKOLOGIE (Experten: Grabherr, Janauer, Schacht, Schiemer, Winkler, Wösendorfer, Zottl), (1991): Wasserbauliche Szenarien und Ökologie der Donau-Auen östlich von Wien; Studie im Auftrag der Betriebsgesellschaft Marchfeldkanal.
- RÖMISCH (1993): Propellerstrahlinduzierte Erosionserscheinungen in Häfen, HANSA 130. Jg. – 1993, Nr. 8.
- SCHEUERLEIN (1996): Die Bedeutung der natürlichen Sohlstabilisierung in Fließgewässern für wasserbauliche Aufgaben; erschienen in: Schriftenreihe des Österreichischen Wasser- und Abfallwirtschaftsverbandes, Heft 105 (Seminar „Natürliche Deckschichtbildung in Fließgewässern“, Oktober 1995 in Innsbruck).
- SHIELDS (1936): Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung; Mitt. Preuß. VAWS, Jg. 1936, H. 26.
- SCHIEMER, RECKENDORFER (2000): Das Donau-Restaurierungsprojekt, Gewässernetzung Regelsbrunn (mit Beiträgen von SCHIEMER, TROCKNER, BAUMGARTNER, HEIN, PENNETZDORFER, HEILER, SCHAGERL, RIEDLER, KUM, GÄTZ, WINTERSBERGER, WEIGAND, RAAB, CHWALA, ZWEIMÜLLER); Verlag der Zoologisch-Botanischen Gesellschaft in Österreich.
- SCHMUTTERER (1961): Geschiebe- und Schwebstoffführung der österreichischen Donau; Wasser und Abwasser – 1961; Wien; zitiert aus: STROBL et al. (2000).
- SCHOKLITSCH (1934): Der Geschiebetrieb und die Geschiebefracht; Wasserkraft und Wasserwirtschaft, Heft 4 - 1934; zitiert aus: EHRENBERGER (1941).
- SCHÖBERL (1981): Abpflasterungs- und Selbststabilisierungsvermögen erodierender Gerinne; Österreichische Wasserwirtschaft, Jahrgang 33, Heft 7/8-1981.
- SCHRÖDER (1994): Technische Hydraulik; Springer Verlag.
- SIMONS (1987): Differences between gravel- and sand-bed rivers; in: Sediment Transport in Gravel-Bed Rivers, edited by Thorne, Bathurst, Hey; John Wiley & Sons Ltd.
- SÖHNGEN (1996): Naturmessungen zur Systemrauheit in Flüssen mit Deckschichtbildung; erschienen in: Schriftenreihe des Österreichischen Wasser- und Abfallwirtschaftsverbandes, Heft 105 (Seminar „Natürliche Deckschichtbildung in Fließgewässern“, Oktober 1995 in Innsbruck).
- SPANNRING, SEUS (2000): Die Wirkung von Buhnen auf Strömung und Sohle eines Fließgewässers; Wasserwirtschaft, 90. Jahrgang, Heft 2 – 2000.
- STROBL (1997): Die gegenseitige Beeinflussung von Schiffsschraube und Flusssohle bei geringen Flottwassertiefen; Privatgutachten.
- STROBL, SCHMAUTZ (1999): Steinschlaguntersuchungen zur Ermittlung vertikaler Sicherheitsabstände in der Schifffahrt; Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 80.
- STROBL, SCHMAUTZ, AUFLEGER (2000): Wissenschaftliche Untersuchung der Geschiebe- und Eintiefungsproblematik der österreichischen Donau, Endbericht; im Auftrag der Verbund – Austrian Hydro Power AG.

- STROBL, SCHMAUTZ (2001): Einfluss des Wasserkraftausbaus auf die Flussmorphologie der Donau in Österreich; erschienen in: Beiträge des internationalen Symposiums „Wasserkraft – die erneuerbare Energie“ vom 18. und 19. Oktober 2001, Verbandsschrift 65 des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes.
- STROBL (2002): Einfluss der Granulometrischen Sohlverbesserung auf Steinschlagschäden an Propeller und Düse eines Schiffes an der Donau östlich von Wien, Privatgutachten (unveröffentlicht).
- A. TOLLMANN (1985): Geologie von Österreich, Band 2; Franz Deuticke Wien.
- VAW (Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich), (1989): Donau – Gutachten über das Erosionsverhalten in der Strecke unterhalb der geplanten Staustufe Freudenau in Wien und die Wirkung von Sohlgurten oder Grobmaterialzugabe als Sohlsicherungsmaßnahmen; im Auftrag der Stadt Wien, MA-45 (Wasserbau).
- VERBUNDGESELLSCHAFT (1998): Umweltbericht 1998; Seite 51-52; Österreichische Elektrizitätswirtschafts-Aktiengesellschaft; im Internet unter:
www.verbund.at/knowhow/umwelt/
- VERBUNDGESELLSCHAFT (2000): Umweltbericht 2000; Seite 36-37; Österreichische Elektrizitätswirtschafts-Aktiengesellschaft; im Internet unter:
www.verbund.at/knowhow/umwelt/
- VISCHER, HUBER (1993): Wasserbau; Springer Verlag, 5. Auflage.
- WASSERSTRASSENDIREKTION (herausgegeben 1998): Die kennzeichnenden Wasserstände der österreichischen Donau – 1996 („KWD-1996“).
- WASSERSTRASSENDIREKTION (herausgegeben 1986): Die kennzeichnenden Wasserstände der österreichischen Donau – 1985 („KWD-1985“).
- WASSERSTRASSENDIREKTION (1995): Gewässervernetzung Regelsbrunn – Haslau; wasserrechtliches Einreichprojekt.
- von WEIZSÄCKER, A.H. LOVINS, H. LOVINS (1995): Faktor Vier, Doppelter Wohlstand – halbiertes Naturverbrauch; Droemer Knauer Verlag, München.
- YALIN (1992): River Mechanics; Pergamon Press.
- ZANKE (1982): Grundlagen der Sedimentbewegung; Springer Verlag.
- ZOTTL & ERBER (1987): Donau im Raum Wien - Bad Deutsch-Altenburg, Untersuchung der Sohlstabilität im Zusammenhang mit der Staustufe Wien; Studie im Auftrag der Stadt Wien – MA 45 (Wasserbau).
- ZOTTL (1988): Staustufe Wien-Freudenau, Sohlstabilität im Raum Wien bis Bad Deutsch-Altenburg; PERSPEKTIVEN, Heft 9/10 – 1988.
- ZOTTL & ERBER; WASSERSTRASSENDIREKTION (1991): Flussbauliches Gesamtkonzept, Teststrecke (Str.km. 1905 - 1895), Vorprojekt; im Auftrag der Betriebsgesellschaft Marchfeldkanal, Nationalparkplanung Donau-Auen.

ANHANG A (Grafiken)

A1	Abb. 3-1	Hydrografische Kennwerte für die Donau bei Wien (einschl. Donaukanal); Reihe: 1951-1995;
A2	Abb. 3-2	Jahres-NQ für die Donau bei Wien (einschl. Donaukanal); Reihe: 1894-2002
A3	Abb. 3-3	Dauerlinie für die Donau bei Wien (einschl. Donaukanal); Reihe: 1971-1990
A4	Abb. 3-4	Abflussganglinie und Dauerlinie für das Jahr 1970
A5	Abb. 3-5	Abflussganglinie und Dauerlinie für das Jahr 1971
A6	Abb. 3-6	Abflussganglinie und Dauerlinie für das Jahr 1991
A7	Abb. 3-7	Längenschnitt über die Donau zwischen Str.km. 1920 und Str.km 1880
A8	Abb. 3-8	Wasserspiegelgefälle über d. Längenschnitt d. Donau (zw. Str.km. 1920 und Str.km 1880)
A9	Abb. 3-9	Granulometrische Kennwerte im Längenschnitt (zw. Wien-Nußdorf und Marchmündung)
A10	Abb. 3-10	Maßgebende Korndurchmesser im Längenschnitt (zw. Wien-Nußdorf und Marchmündung)
A11	Abb. 3-11	Anteil d. einzelnen Fraktionen im Längenschnitt (zw. Wien-Nußdorf und Marchmündung)
A12	Abb. 3-12	Kornverteilungslinien im Querschnitt Str.km. 1881,3
A13	Abb. 3-13	Kornverteilungslinien im Querschnitt Str.km. 1885,2
A14	Abb. 3-14	Kornverteilungslinien im Querschnitt Str.km. 1905,0
A15	Abb. 3-15	Kornverteilungslinien im Querschnitt Str.km. 1917,8
A16	Abb. 3-16	Charakterisches Querprofil (nach Methode Meyer-Peter)
A17	Abb. 4.3-1	RNW-Breiten und maximale RNW-Tiefen zwischen Str.-km 1917 und Str.-km 1897 (Profilabstand: 100 m; Basis: Stromgrundaufnahme 1982)
A18	Abb. 4.3-2	RNW-Breiten im gleitenden Mittel (n=10) f. d. Donauabschnitt zwischen Str.-km 1917 und Str.-km 1897 (Profilabstand: 100 m; Basis: Stromgrundaufnahme 1982)
A19	Abb. 4.3-3	Zuordnung zwischen RNW-Breiten und maximalen RNW-Tiefen f. d. Donauabschnitt Str.-km 1917 bis Str.-km 1897 (Profilabstand: 100 m; Basis: Stromgrundaufnahme 1982)
A20	Abb. 4.5-1	Erosionsformen (Tiefenerosion)
A21	Abb. 4.5-2	RNW- und MW-Veränderungen für die Pegelstelle Donaukanalmündung
A22	Abb. 4.5-3	RNW- und MW-Veränderungen für die Pegelstelle Fischamend
A23	Abb. 4.5-4	RNW- und MW-Veränderungen für die Pegelstelle Orth
A24	Abb. 4.5-5	RNW- und MW-Veränderungen für die Pegelstelle Wildungsmauer
A25	Abb. 4.5-6	RNW- und MW-Veränderungen für die Pegelstelle Bad Deutsch-Altenburg
A26	Abb. 4.5-7	RNW- und MW-Veränderungen für die Pegelstelle Hainburg
A27	Abb. 4.5-8	RNW- und MW-Veränderungen für die Pegelstelle Wolfsthal
A28	Abb. 4.5-9	Niederwasseranalyse (1894/1998) für den Pegel Hainburg
A29	Abb. 4.5-10	Synoptisches Bild der RNW-Veränderungen zwischen Wien-Nußdorf und Bratislava für den Zeitraum zwischen 1949 und 1996
A30	Abb. 4.5-11	RNW-Differenzen im Zeitraum 1949 / 1970 zwischen Wien-Nußdorf und Bratislava
A31	Abb. 4.5-12	RNW-Differenzen im Zeitraum 1949 / 1976 zwischen Wien-Nußdorf und Bratislava
A32	Abb. 4.5-13	RNW-Differenzen im Zeitraum 1949 / 1985 zwischen Wien-Nußdorf und Bratislava
A33	Abb. 4.5-14	RNW-Differenzen im Zeitraum 1949 / 1996 zwischen Wien-Nußdorf und Bratislava
A34	Abb. 4.5-15	Profilumformungen (Str.km. 1895,0)
A35	Abb. 4.5-16	Profilumformungen (Str.km. 1895,2)

A36	Abb. 4.5-17	Profilumformungen (Str.km. 1895,4)
A37	Abb. 4.5-18	Profilumformungen (Str.km. 1895,6)
A38	Abb. 4.5-19	Profilumformungen (Str.km. 1895,8)
A39	Abb. 4.5-20	Profilumformungen (Str.km. 1896,0)
A40	Abb. 4.5-21	Profilumformungen (Str.km. 1896,2)
A41	Abb. 4.5-22	Profilumformungen (Str.km. 1896,4)
A42	Abb. 4.5-23	Profilumformungen (Str.km. 1896,6)
A43	Abb. 4.5-24	Profilumformungen (Str.km. 1896,8)
A44	Abb. 4.5-25	Profilumformungen (Str.km. 1897,0)
A45	Abb. 4.5-26	Flächenänderungen zwischen Str.km 1895 und Str.km. 1897 im Zeitraum zwischen Juni 1990 und Mai 1989
A46	Abb. 4.5-27	Flächenänderungen zwischen Str.km. 1895 und Str.km. 1897 im Zeitraum zwischen Sept. 1991 und Juni 1990
A47	Abb. 4.5-28	Flächenänderungen zwischen Str.km. 1895 und Str.km. 1897 im Zeitraum zwischen Juni 1992 und Sept. 1991
A48	Abb. 4.5-29	Flächenänderungen zwischen Str.km. 1895 und Str.km. 1897 im Zeitraum zwischen Mai 1993 und Juni 1992
A49	Abb. 4.5-30	Flächenänderungen zwischen Str.km. 1895 und Str.km. 1897 im Zeitraum zwischen April 1995 und Mai 1993
A50	Abb. 4.5-31	Flächenänderungen zwischen Str.km. 1895 und Str.km. 1897 im Zeitraum zwischen 1996 und Mai 1995
A51	Abb. 4.5-32	Flächenänderungen zwischen Str.km. 1895 und Str.km. 1897 im Zeitraum zwischen 1996 und 1989
A52	Abb. 7-1	Charakteristisches Querprofil (nach Meyer-Peter), Hauptgerinne
A53	Abb. 7-2	Charakteristisches Querprofil mit idealisiertem Vorlandansatz
A54	Abb. 7-3	Funktion zwischen Durchfluss und Wasserstand für das charakteristische Querprofil
A55	Abb. 7-4	Geschiefbefunktionen nach Meyer-Peter und nach Meyer-Peter, modifiziert für den Referenzzustand 1996
A56	Abb. 7-5	Rechnerisches Geschiebetransportvermögen für die Reihe 1981-1995
A57	Abb. 7-6	Rechnerisches Geschiebetransportvermögen für das Abflussjahr 1965
A58	Abb. 7-7	Rechnerisches Geschiebetransportvermögen für das Abflussjahr 1991
A59	Abb. 7-8	Rechnerisches Geschiebetransportvermögen der einzelnen Durchflussklassen
A60	Abb. 7-9	Geschiefbefunktionen nach MEYER-PETER für verschiedene dm-Werte
A61	Abb. 7-10	Geschiefbefunktionen nach MEYER-PETER für verschiedene (ks/kr)-Werte
A62	Abb. 7-11	Geschiefbefunktionen nach MEYER-PETER für verschiedene Verbreiterungen (ab RNW)
A63	Abb. 7-12	Charakteristisches Querprofil mit idealisiertem Vorlandansatz; Verbreiterung (ab RNW) um 100 bzw. 200 m
A64	Abb. 7-13	Veränderungen der Wasserstände (für das charakteristische Querprofil) durch Verbreiterungen
A65	Abb. 7-14	Abhängigkeit der Sensitivität des Geschiebetransportvermögens vom Gefälle; Variation der Eingangsgrößen dm und (ks/kr) um jeweils +-1%
A66	Abb. 7-15	Übersicht zu den Ergebnissen der durchgeführten Sensitivitätsuntersuchungen
A67	Abb. 8-1	Querschnittsverbreiterung (exemplarisch) bei Str.km. 1905

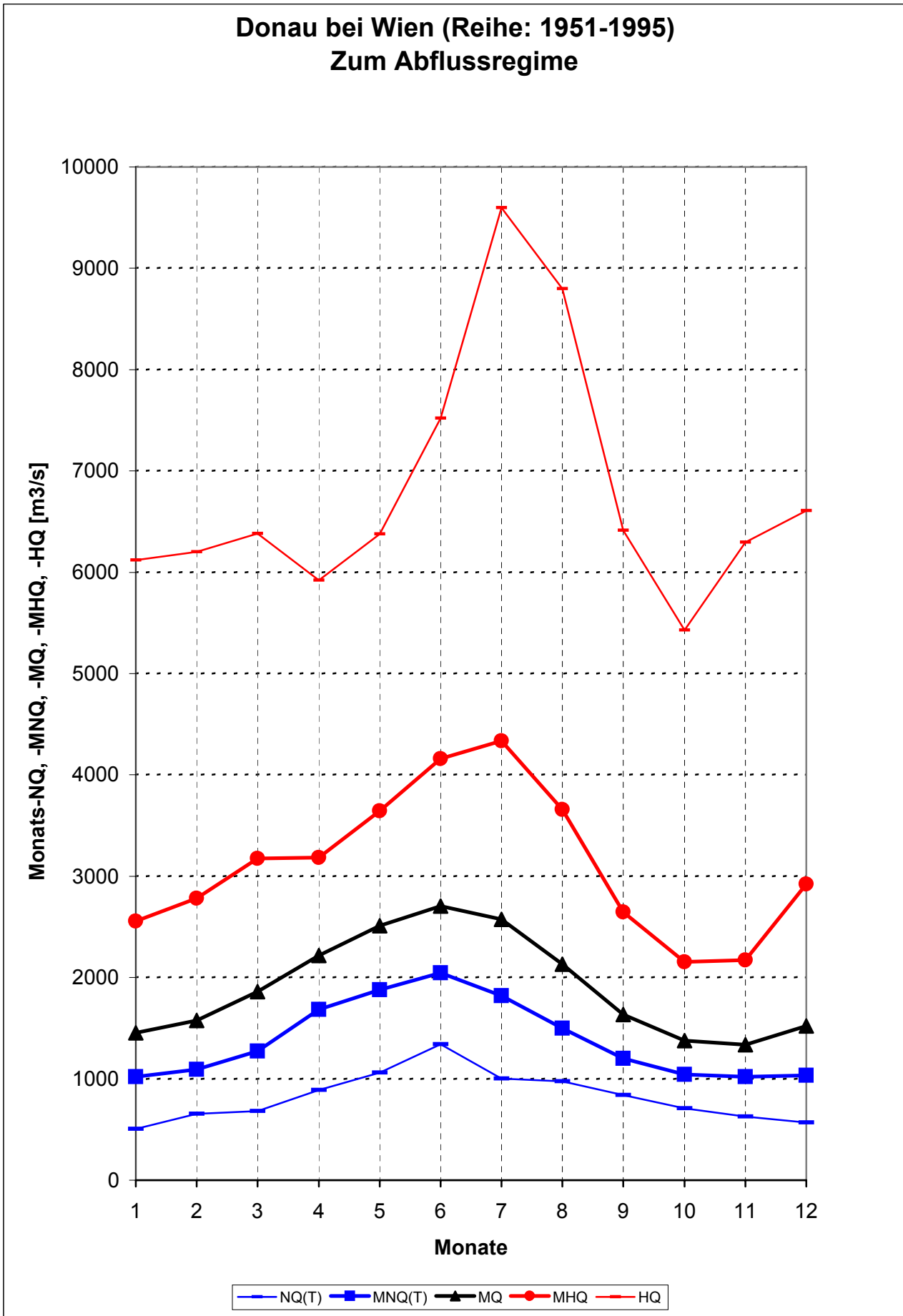


Abb. 3-1: Hydrografische Kennwerte für die Donau bei Wien (einschl. Donaukanal); Reihe: 1951-1995;

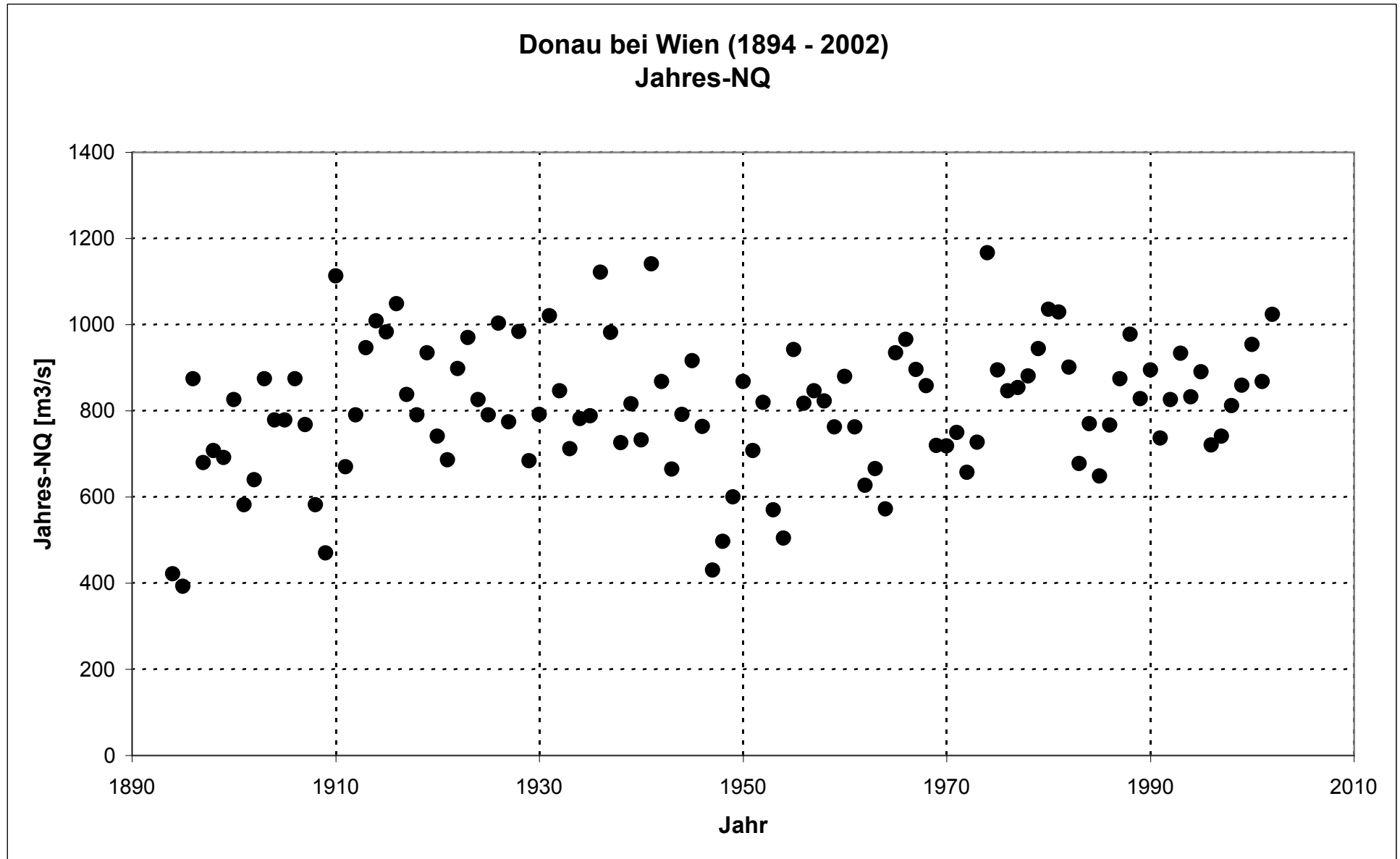


Abb. 3-2: Jahres-NQ für die Donau bei Wien (einschließlich Donaukanal), Reihe 1894 - 2002

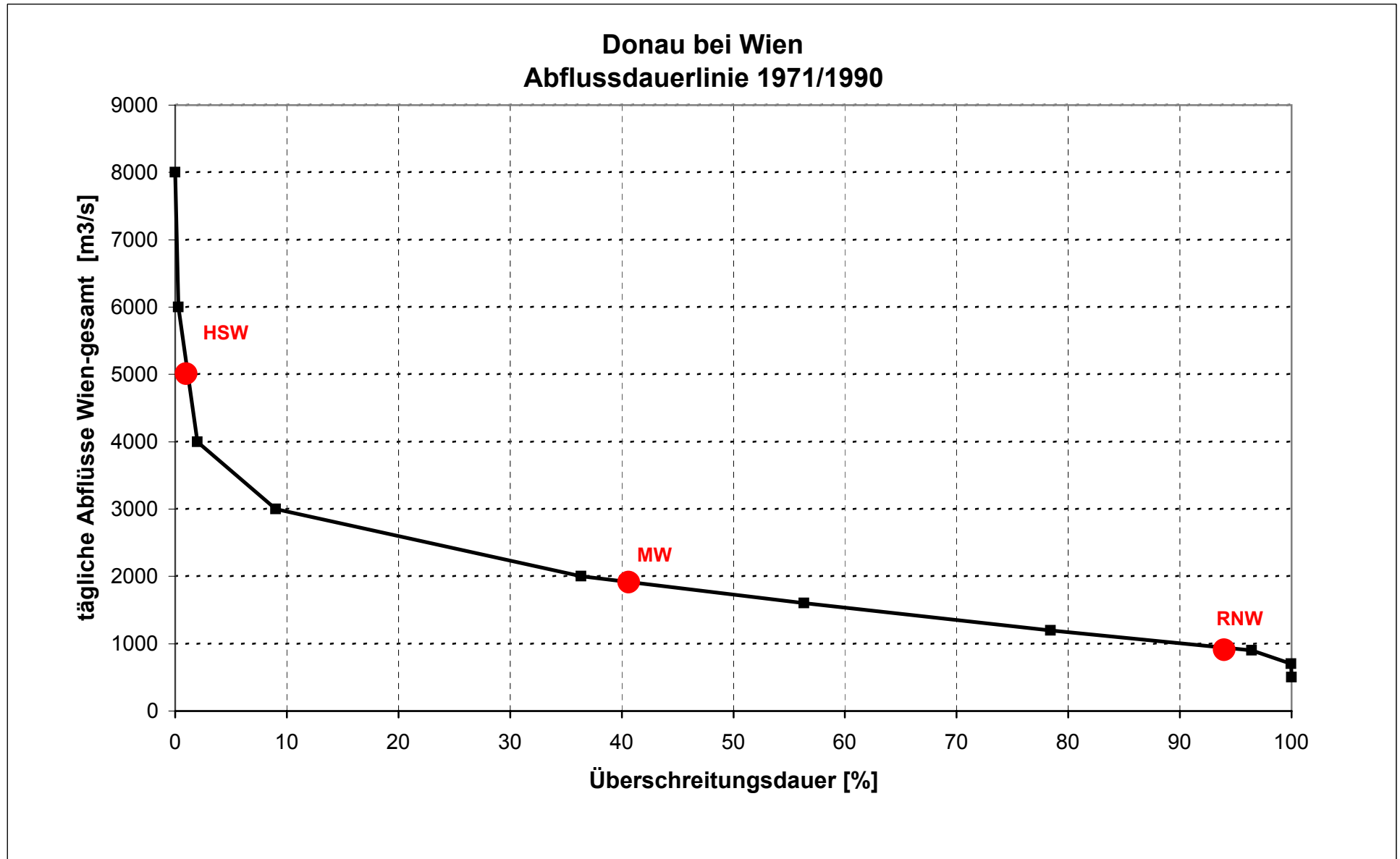


Abb. 3-3: Dauerlinie für die Donau bei Wien (einschließlich Donaukanal); Reihe: 1971-1990

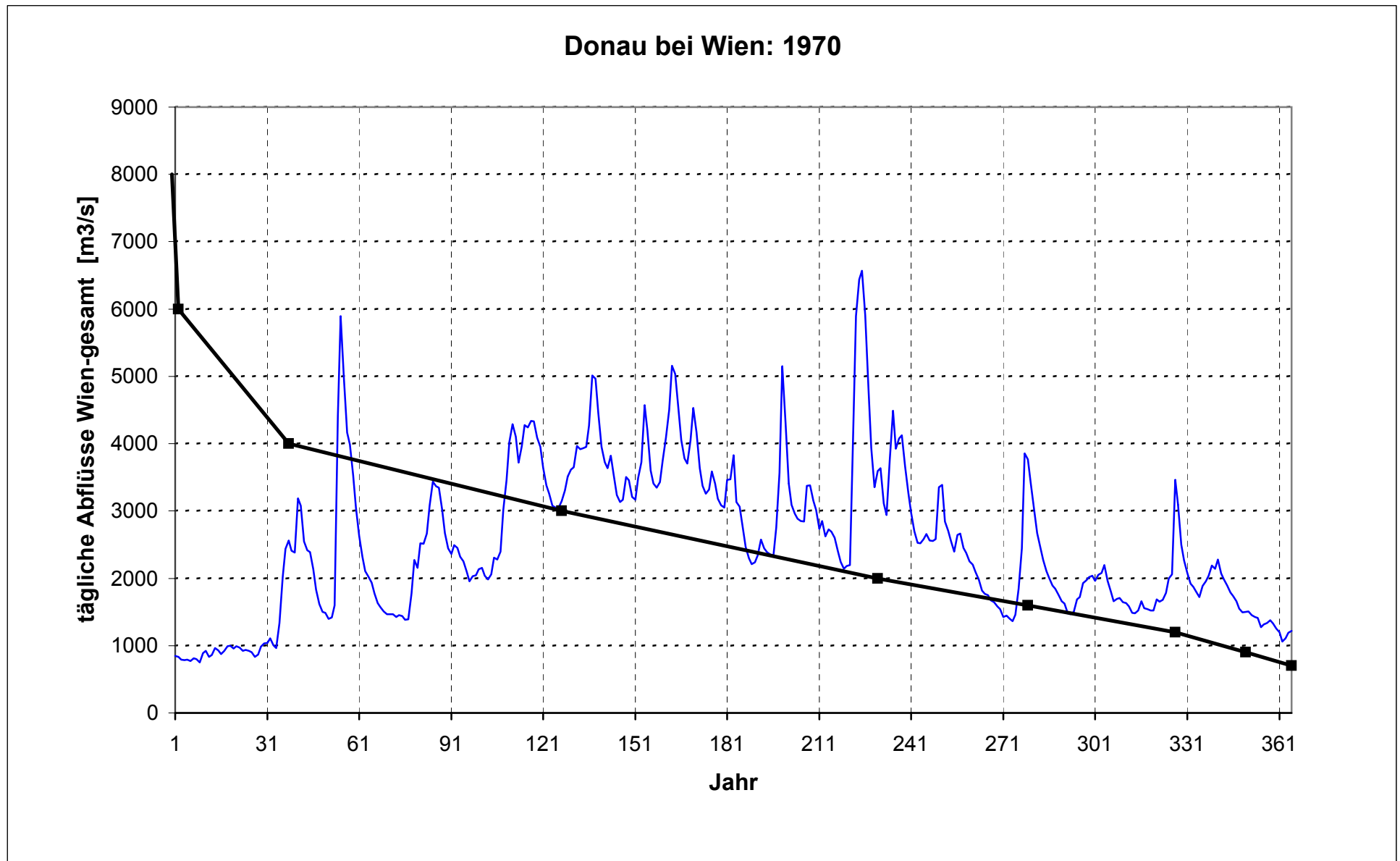


Abb. 3-4: Abflussganglinie und Dauerlinie für das Jahr 1970

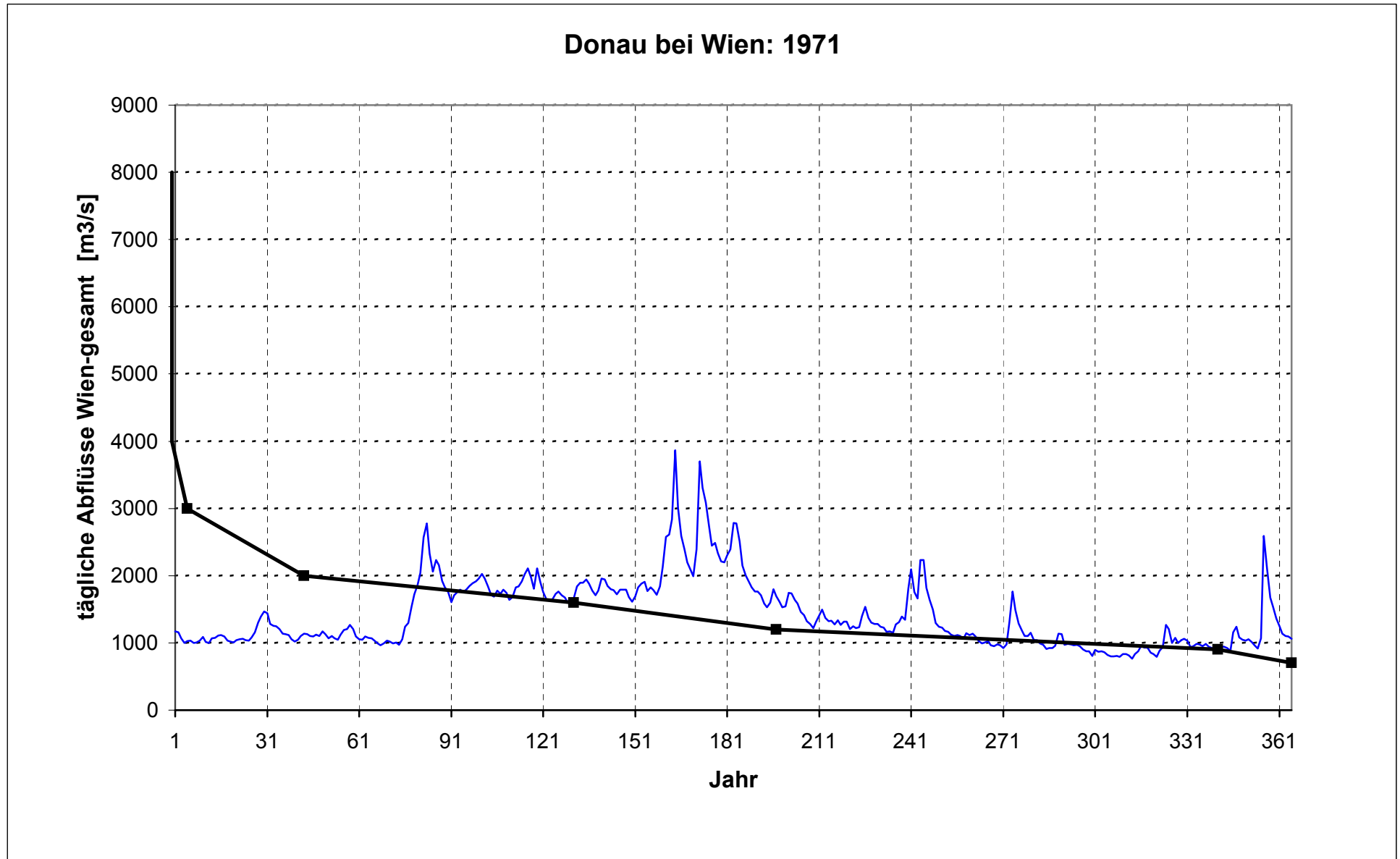


Abb. 3-5: Abflussganglinie und Dauerlinie für das Jahr 1971

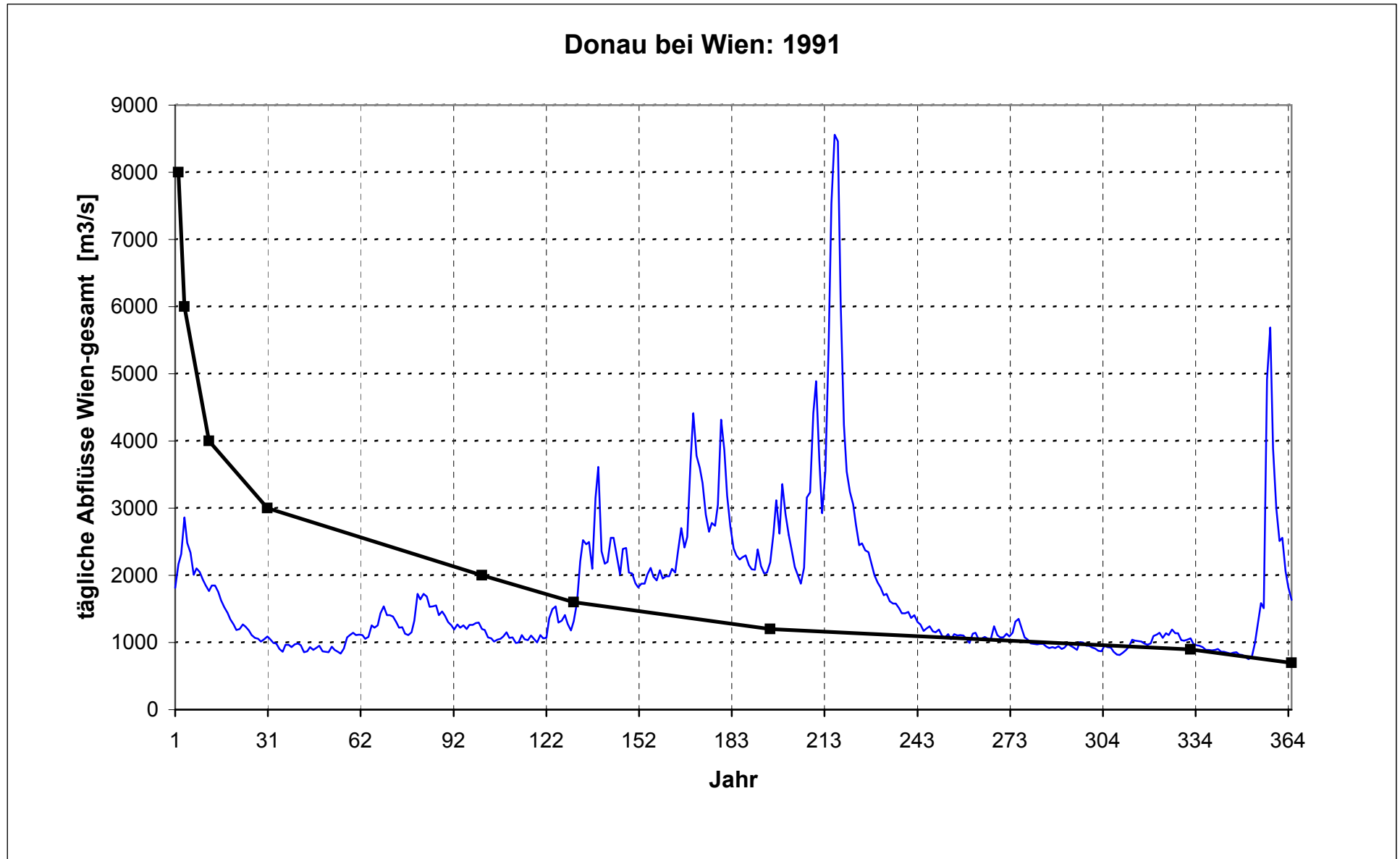


Abb. 3-6: Abflussganglinie und Dauerlinie für das Jahr 1991

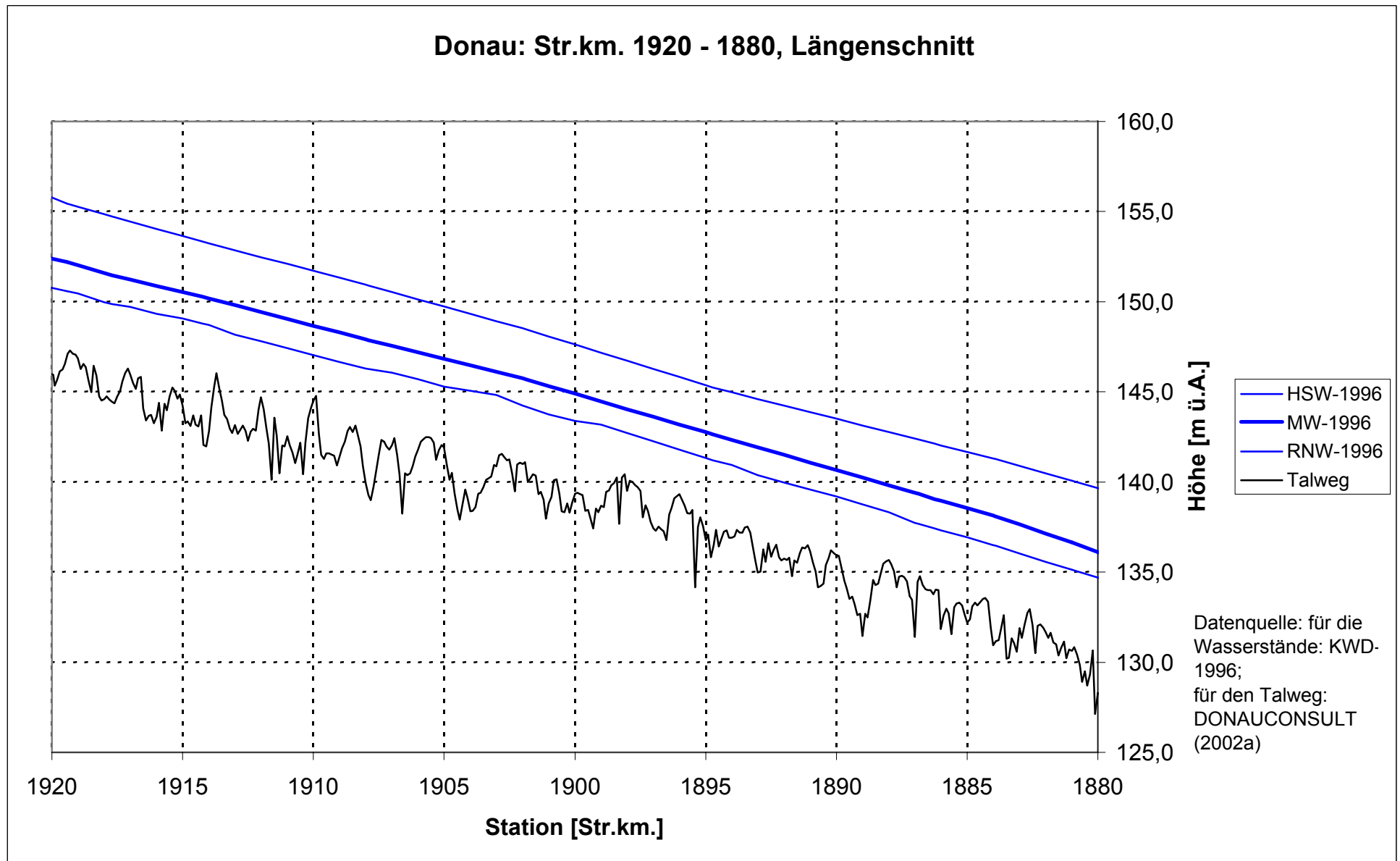


Abb.: 3-7: Längenschnitt über die Donau zwischen Str.km. 1920 und Str.km 1880

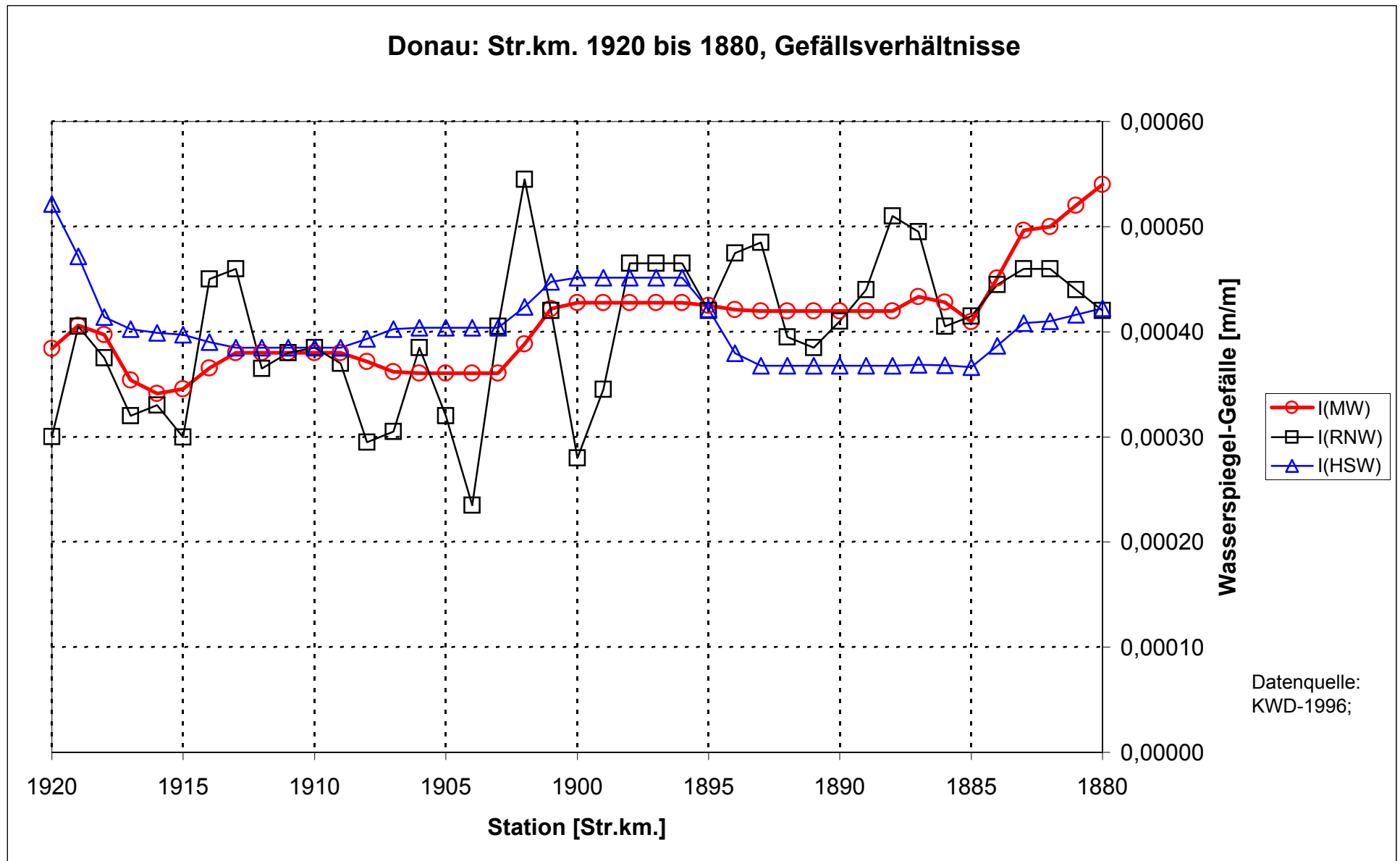


Abb. 3-8: Wasserspiegelgefälle über den Längenschnitt der Donau (zwischen Str.km. 1920 und Str.km 1880)

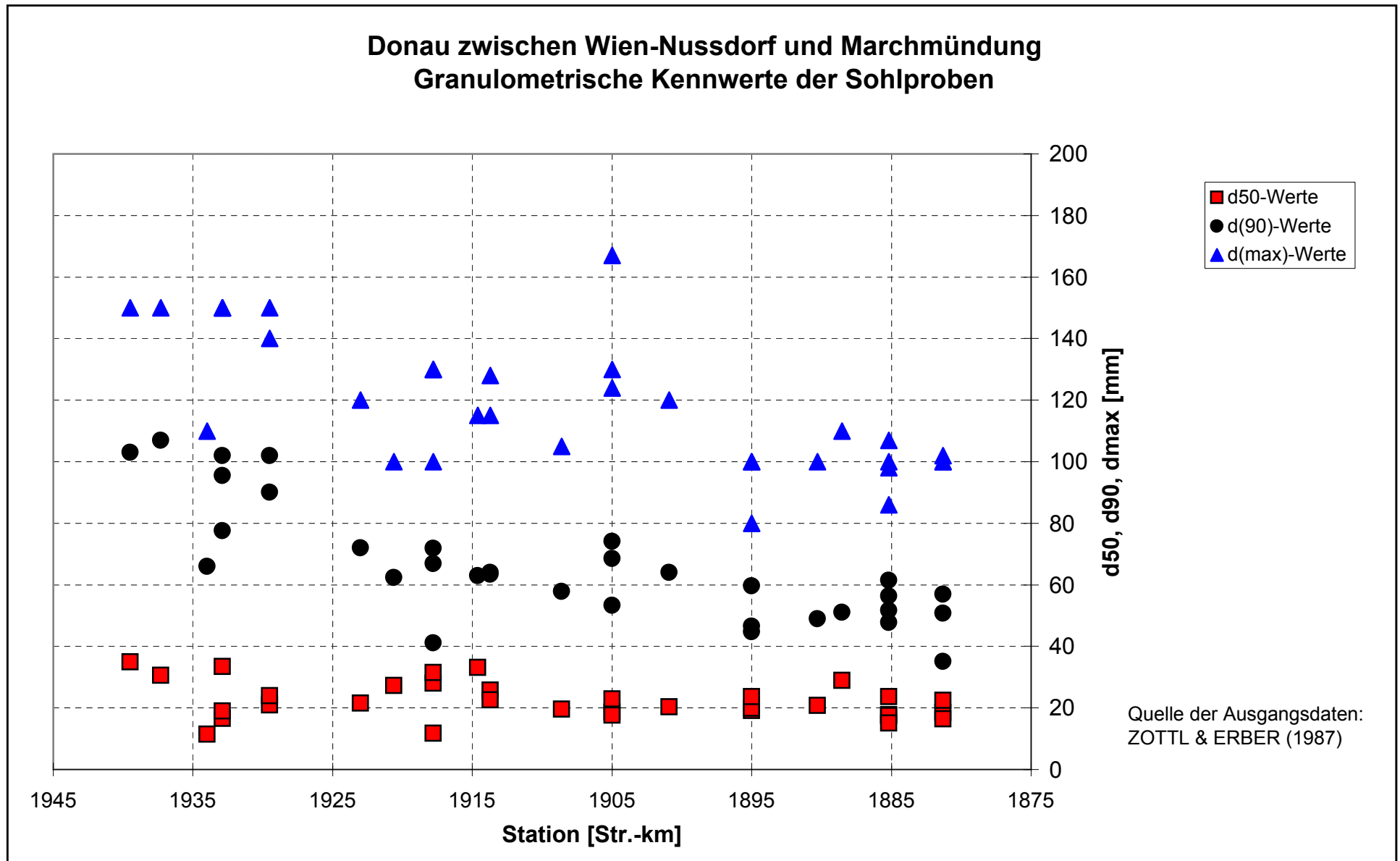


Abb. 3-9: Granulometrische Kennwerte im Längenschnitt (zwischen Wien-Nussdorf und Marchmündung)

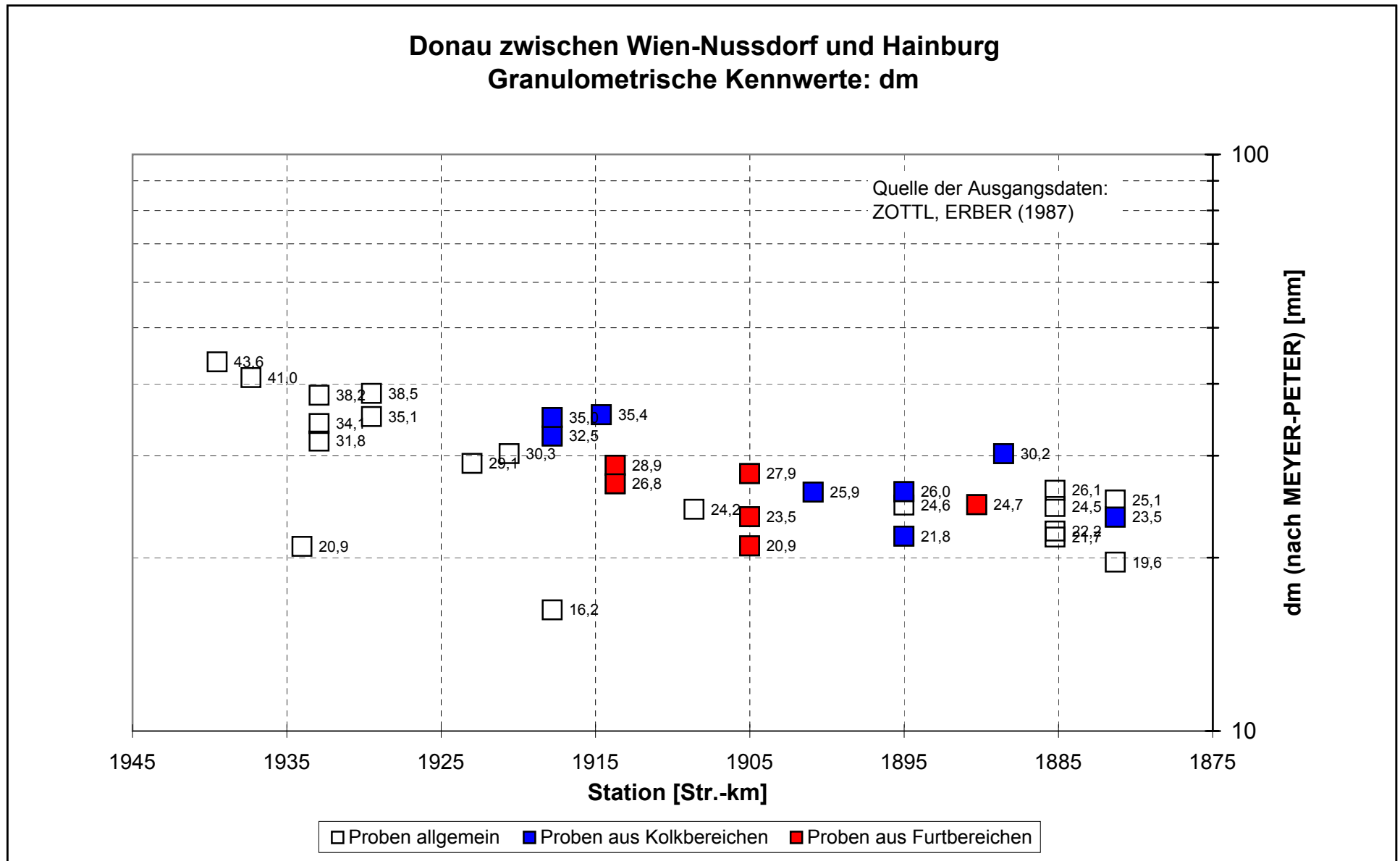


Abb. 3-10: Massgebende Korndurchmesser im Längenschnitt
(zwischen Wien-Nussdorf und Marchmündung)

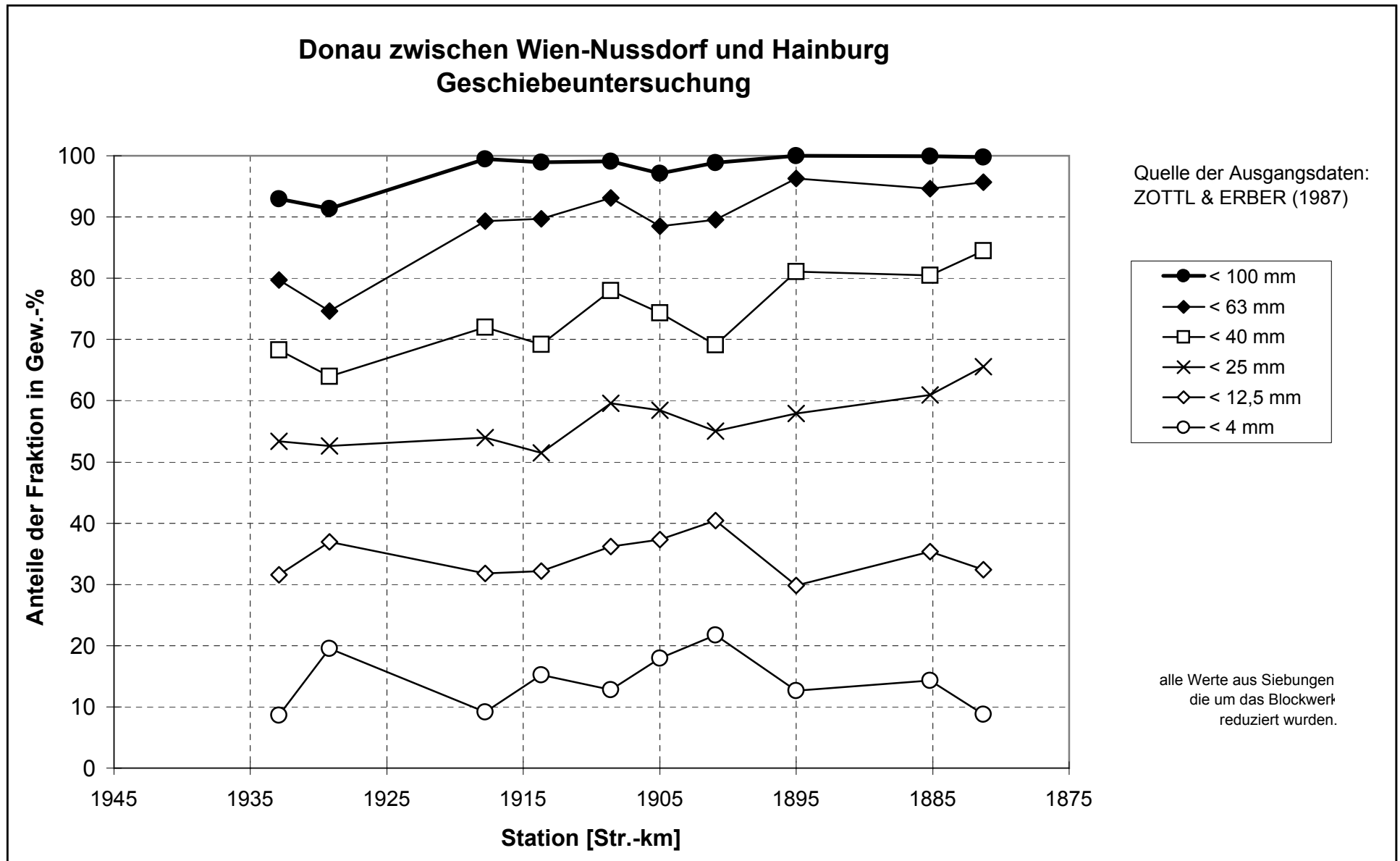


Abb. 3-11: Anteil der einzelnen Fraktionen im Längenschnitt
(zwischen Wien-Nussdorf und Marchmündung)

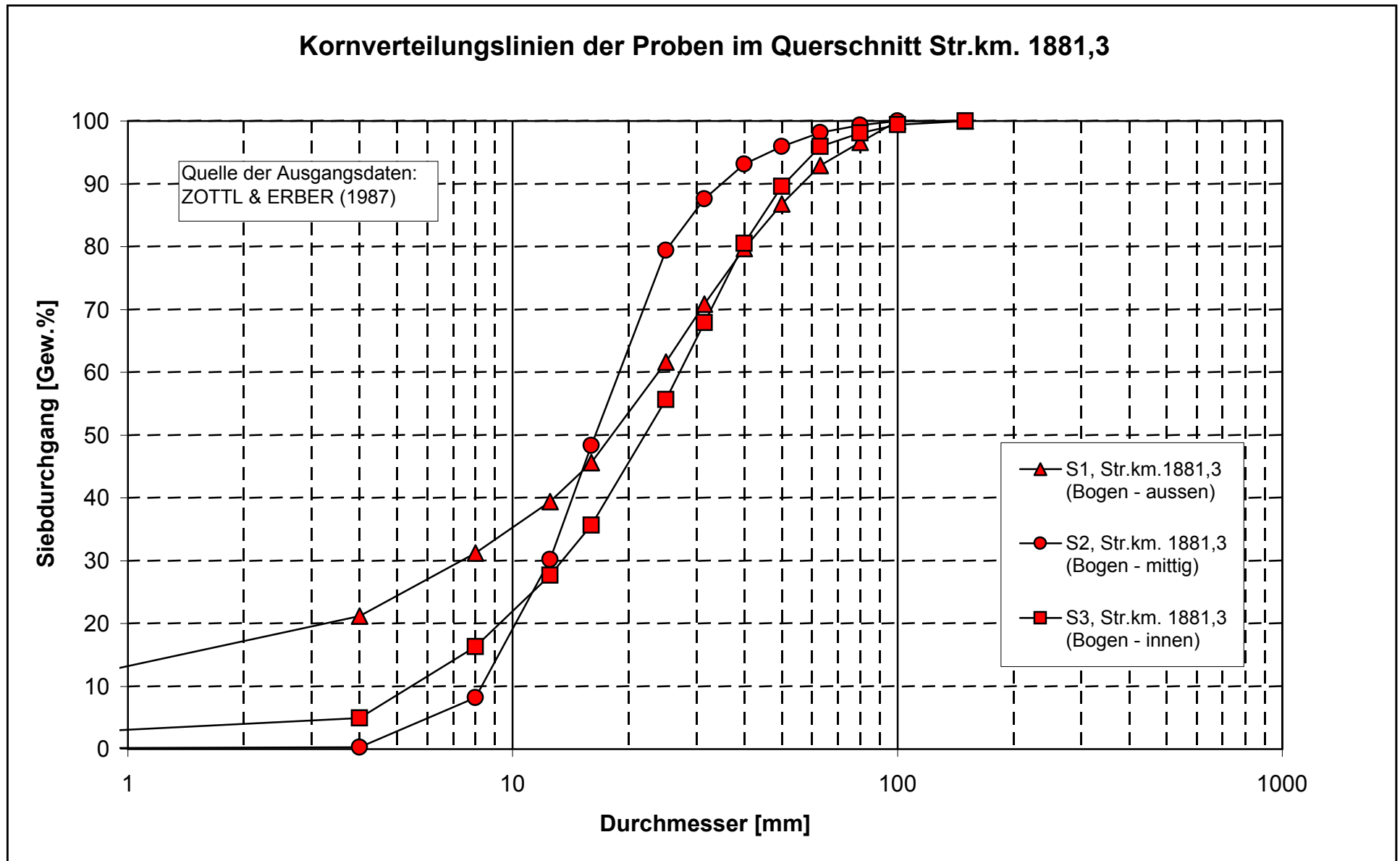


Abb. 3-12: Kornverteilungslinien
im Querschnitt Str.km. 1881,3

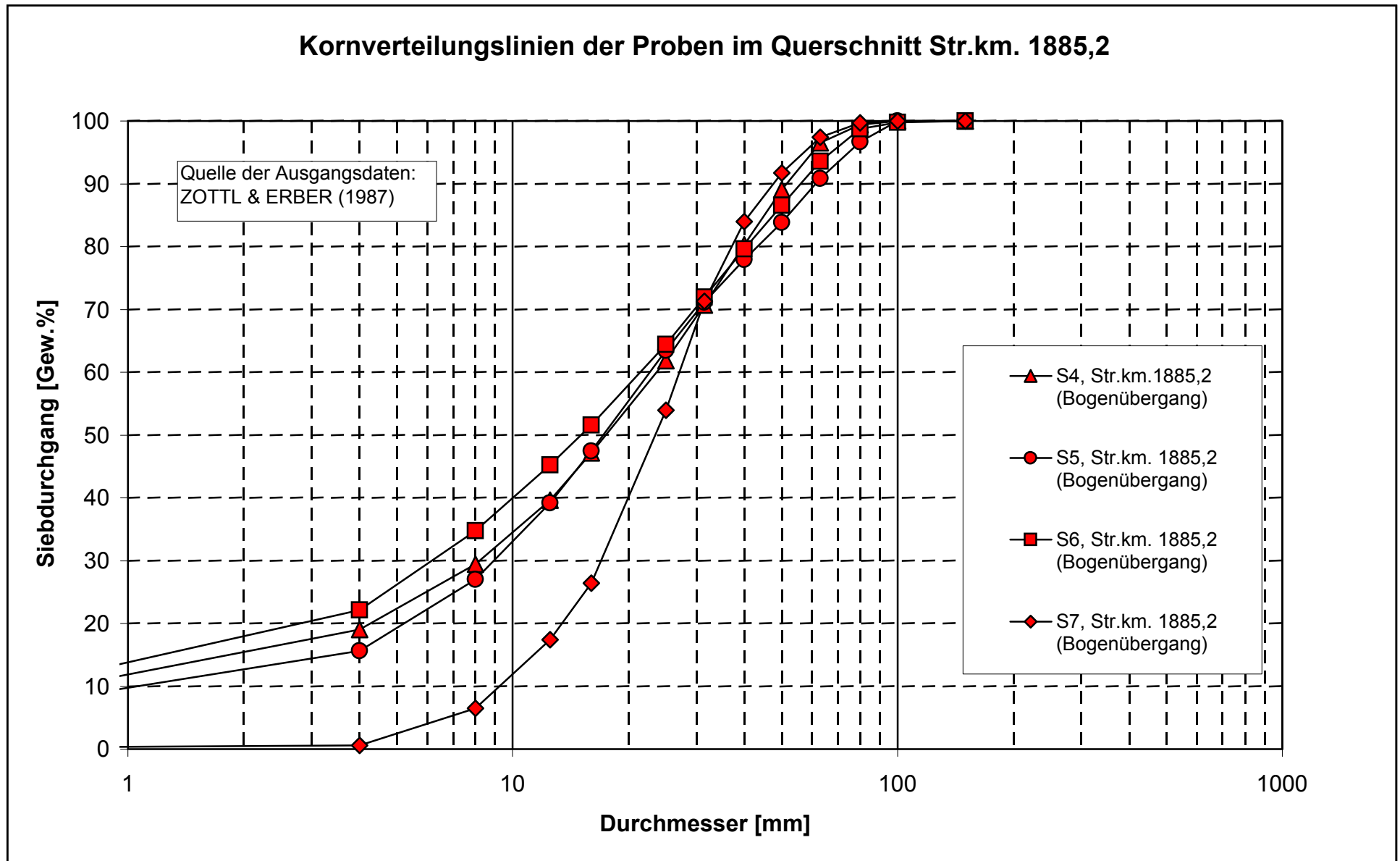


Abb. 3-13: Kornverteilungslinien im Querschnitt Str.km. 1885,2

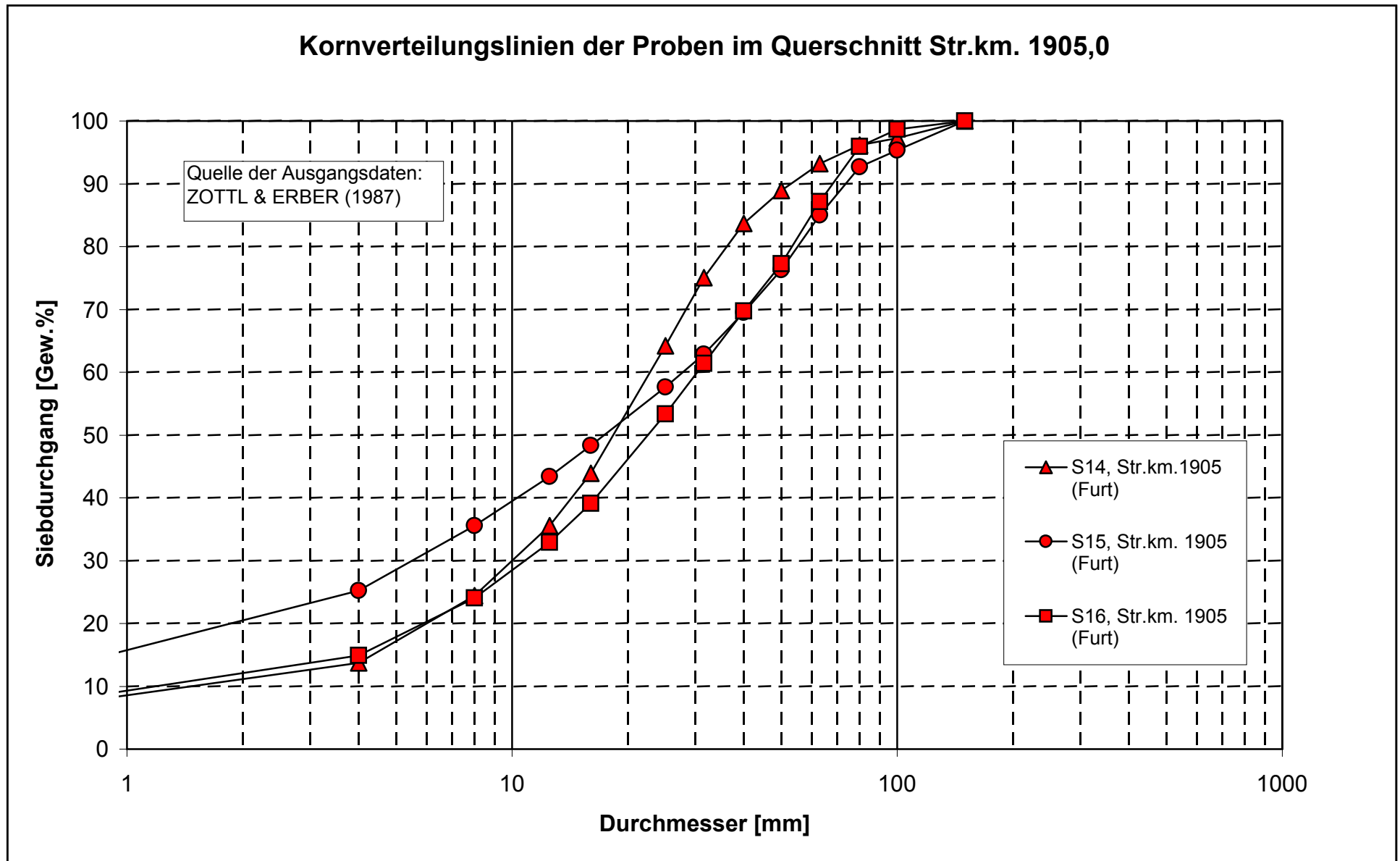


Abb. 3-14: Kornverteilungslinien im Querschnitt Str.km. 1905,0

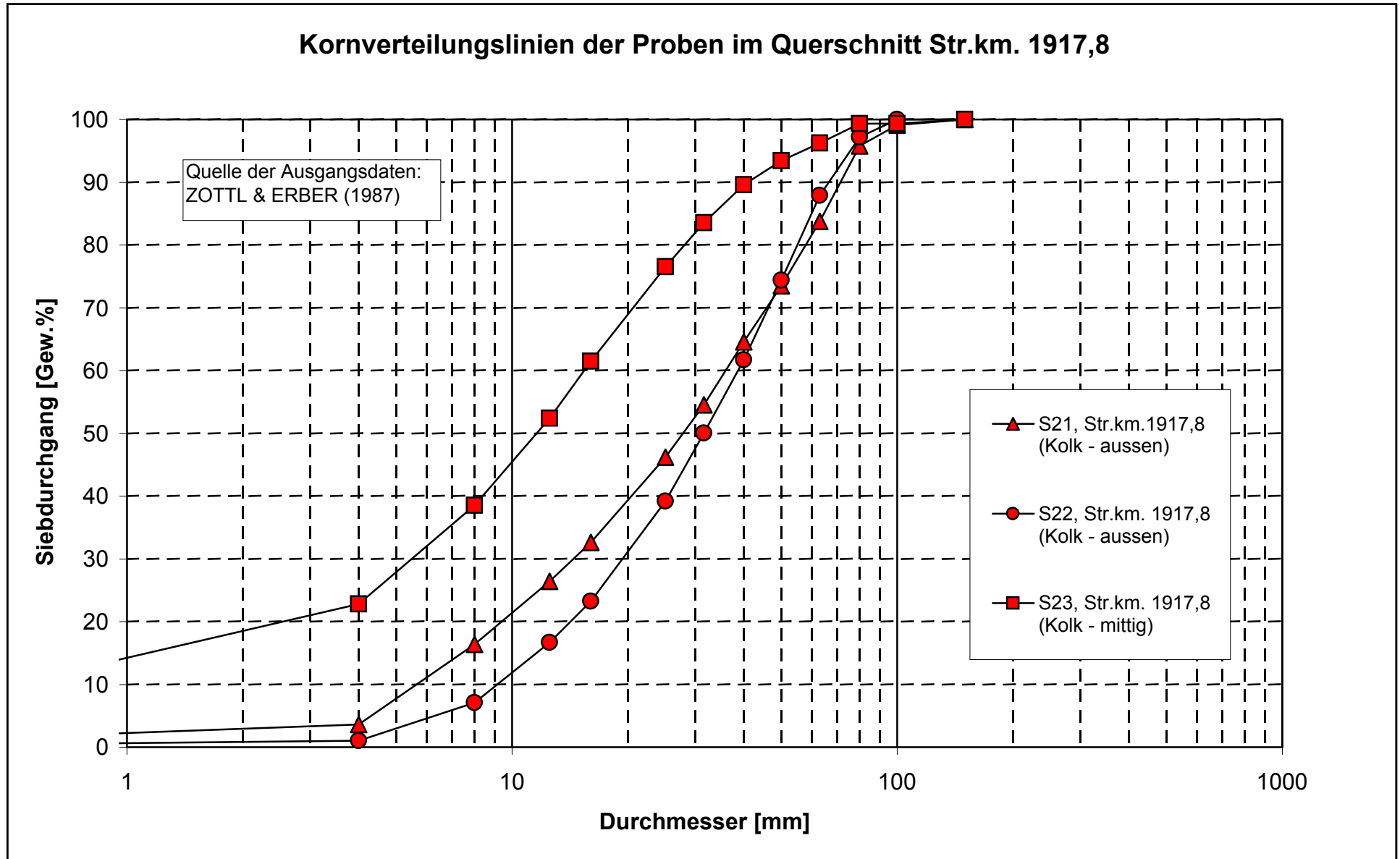


Abb. 3-15: Kornverteilungslinien im Querschnitt Str.km. 1917,8

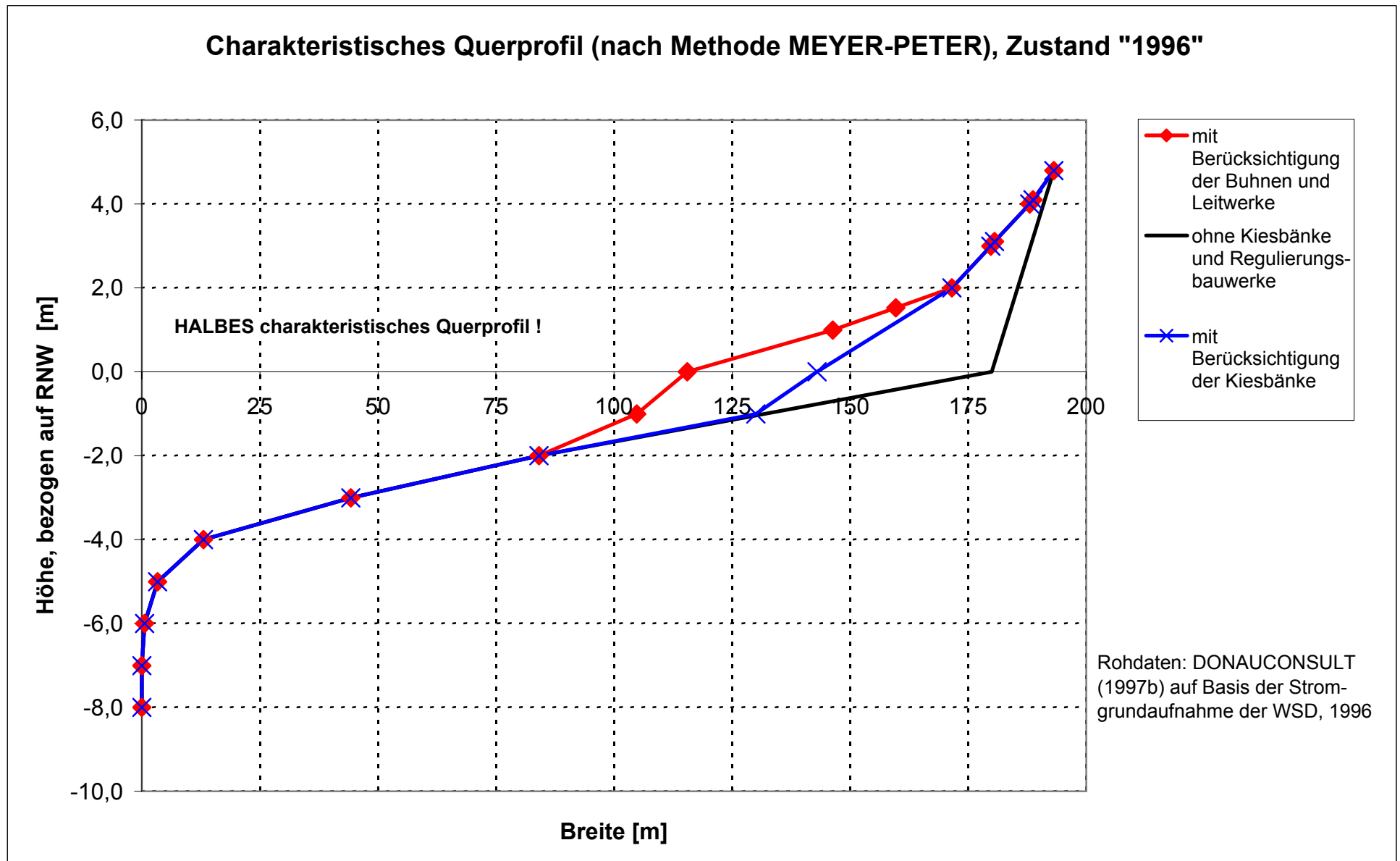


Abb. 3-16: Charakteristisches Querprofil (nach Methode MEYER-PETER)

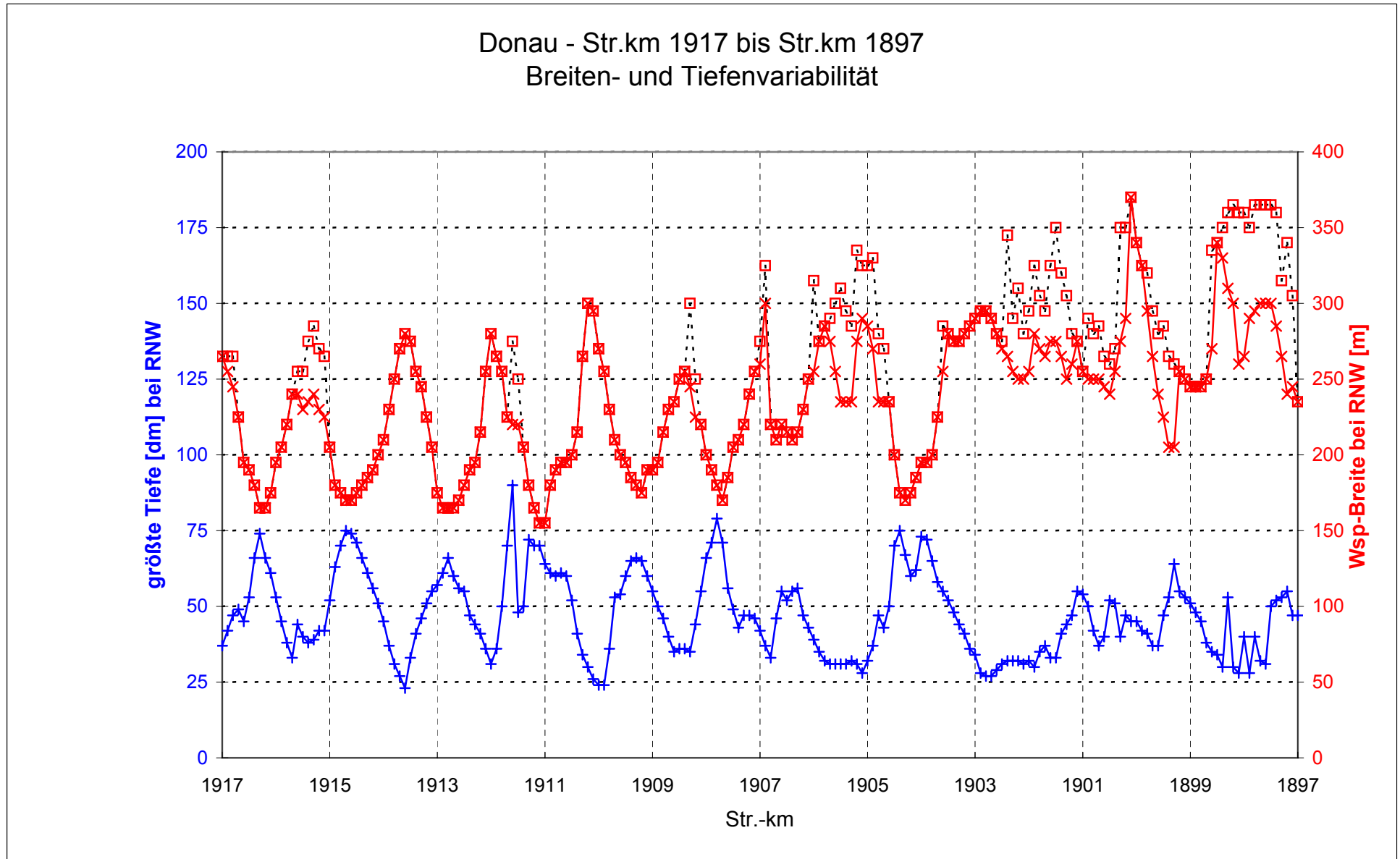


Abb. 4.3-1: RNW-Breiten und maximale RNW-Tiefen zwischen Str.-km 1917 und Str.-km 1897 (Profilabstand: 100 m; Basis: Stromgrundaufnahme 1982)

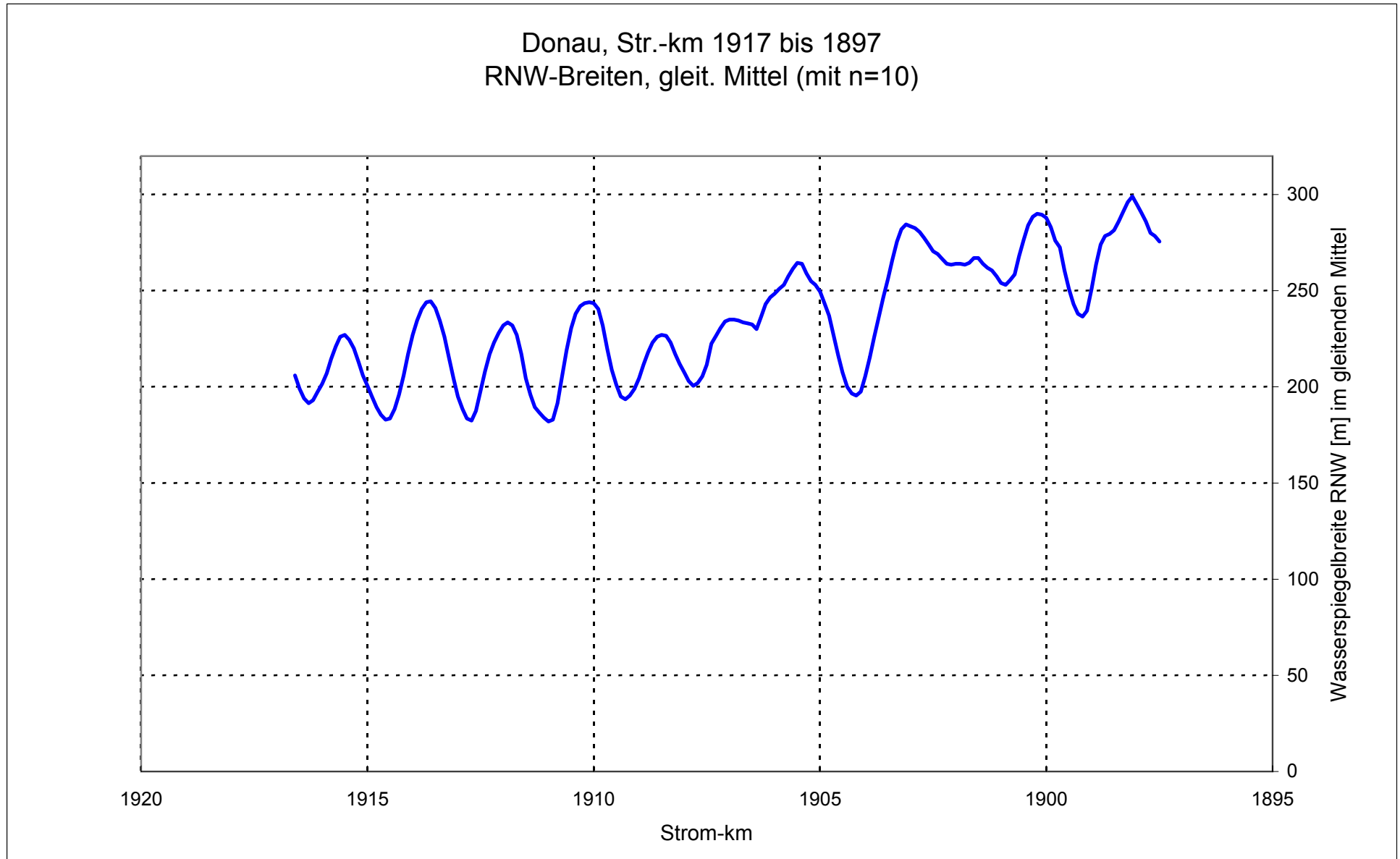


Abb. 4.3-2: RNW-Breiten im gleitenden Mittel (n=10) für den Donauabschnitt zwischen Str.-km 1917 und Str.-km 1897 (Profilabstand: 100 m; Basis: Stromgrundaufnahme 1982)

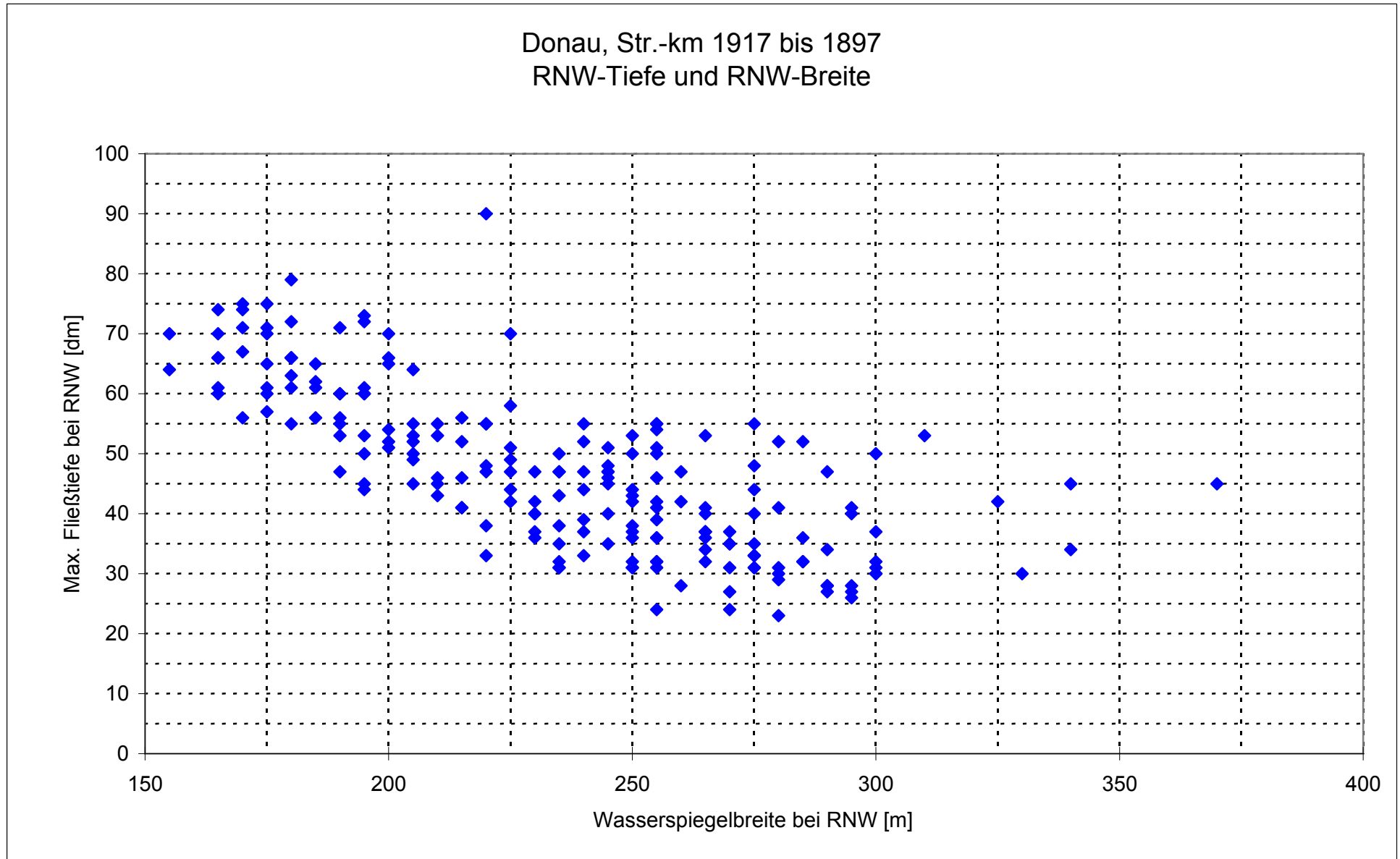


Abb. 4.3-3: Zuordnung zwischen RNW-Breiten und maximalen RNW-Tiefen für den Donauabschnitt Str.-km 1917 bis Str.-km 1897 (Profilabstand: 100 m; Basis: Stromgrundaufnahme 1982)

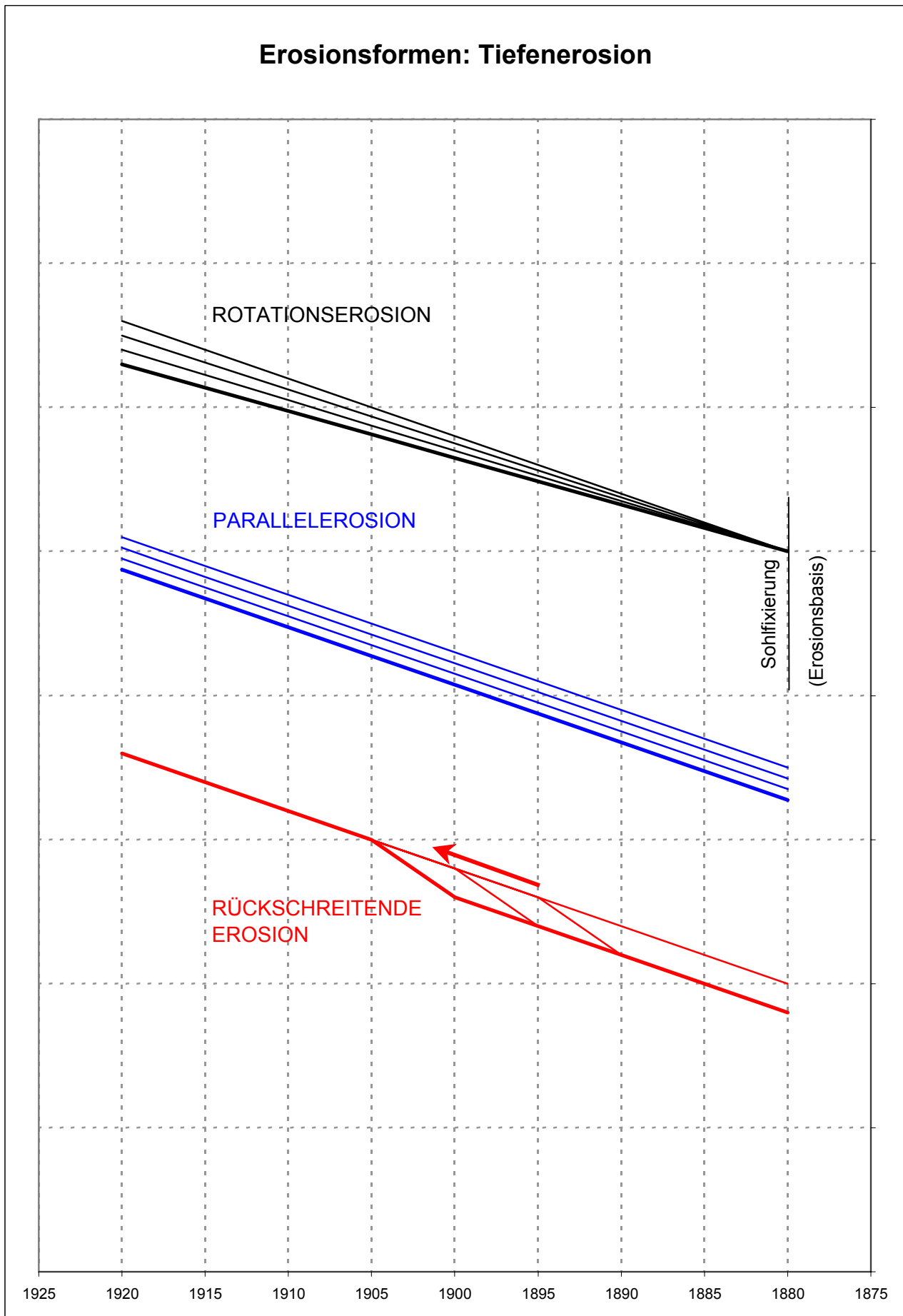


Abb. 4.5-1: Erosionsformen (Tiefenerosion)

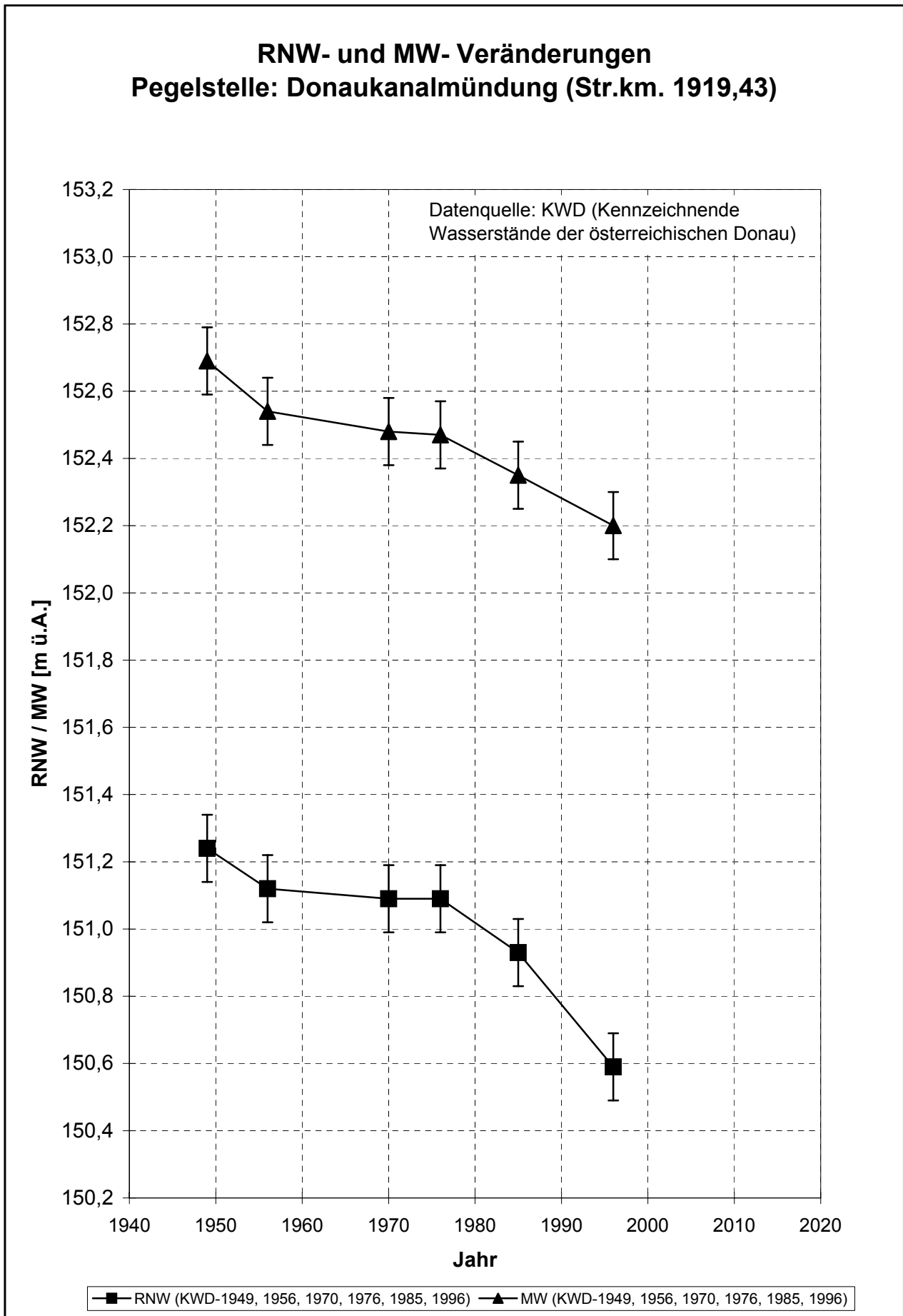


Abb 4.5-2: RNW- und MW-Veränderungen für die Pegelstelle Donaukanalmündung

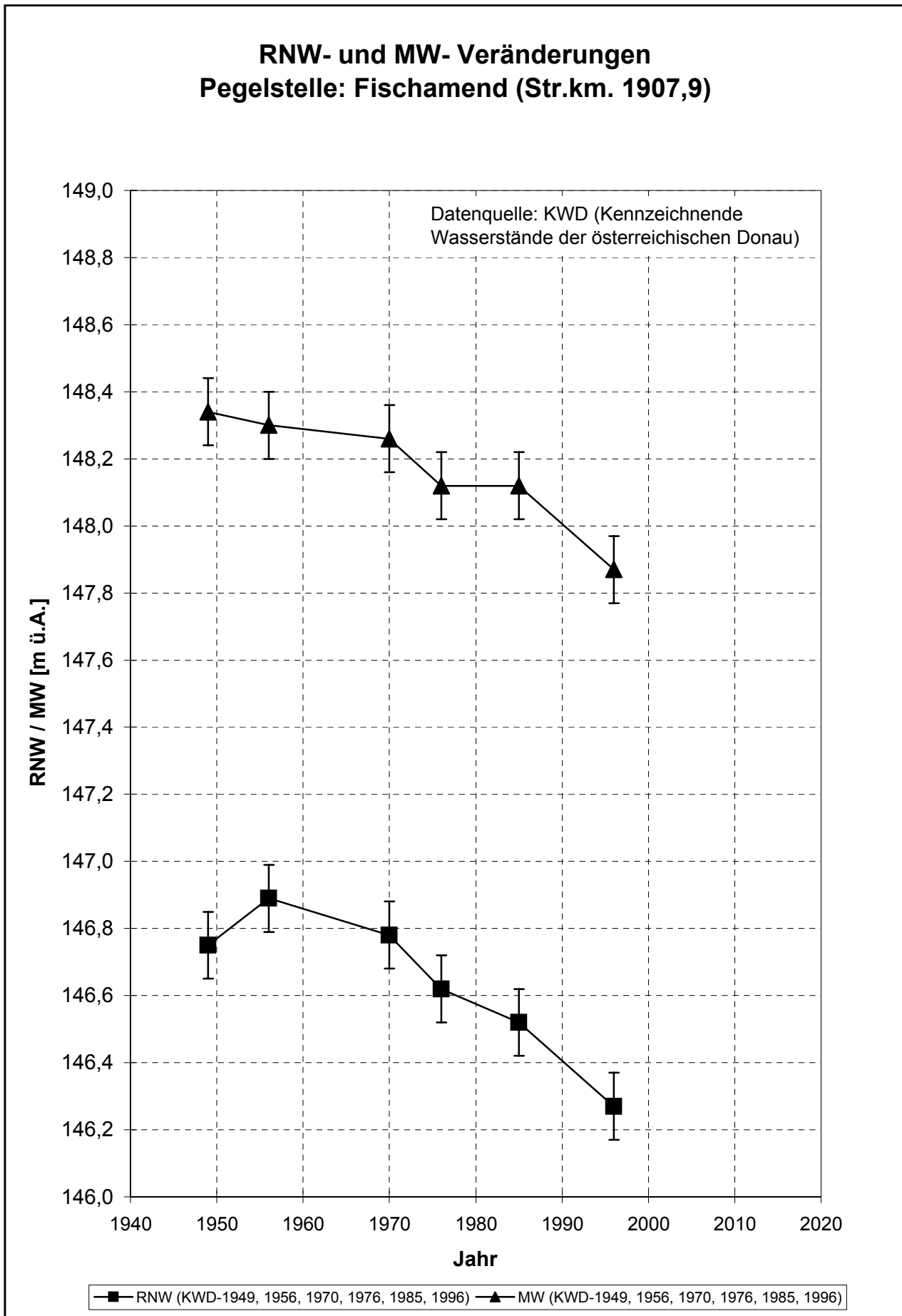


Abb 4.5-3: RNW- und MW-Veränderungen für die Pegelstelle Fischamend

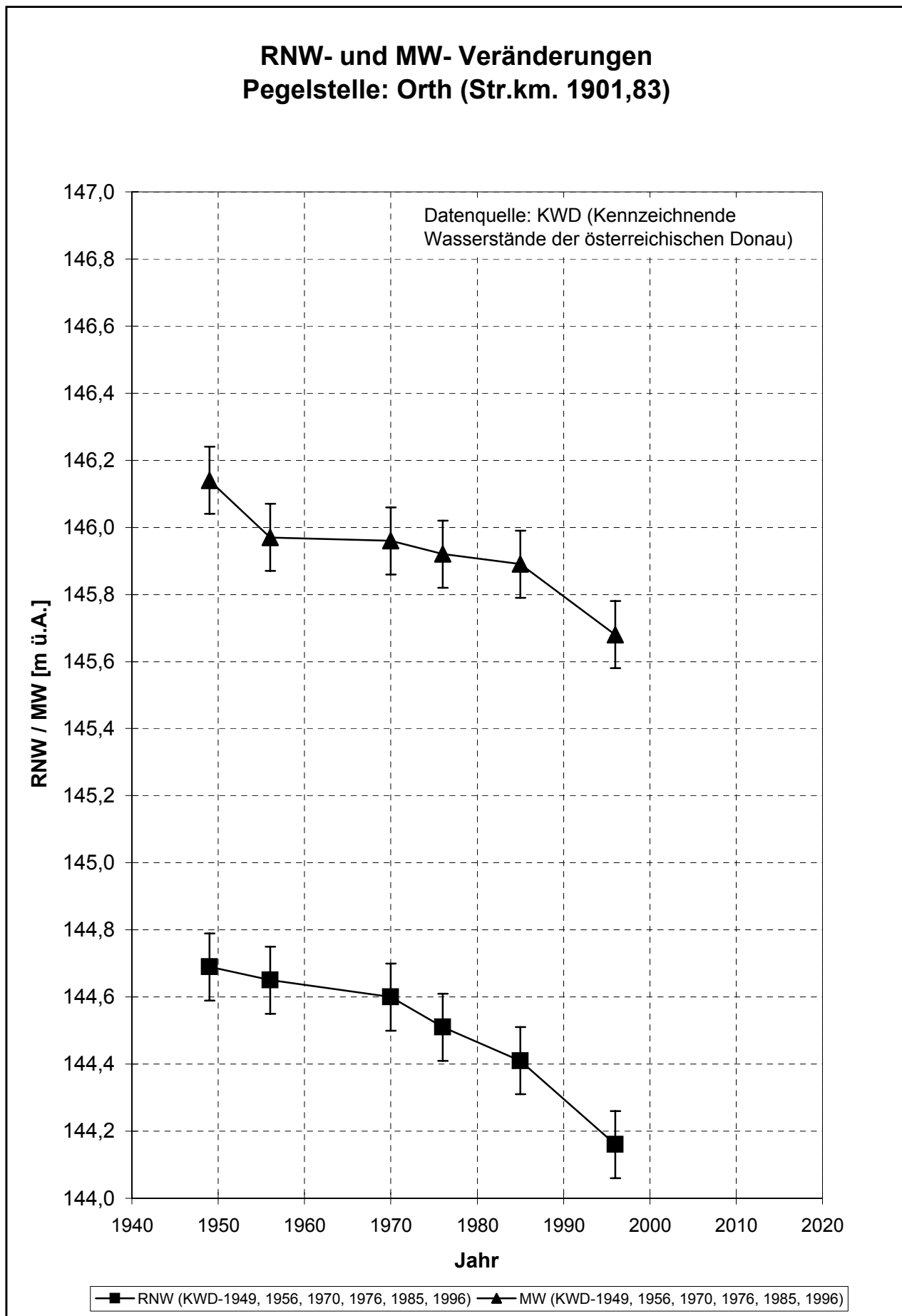


Abb 4.5-4: RNW- und MW-Veränderungen für die Pegelstelle Orth

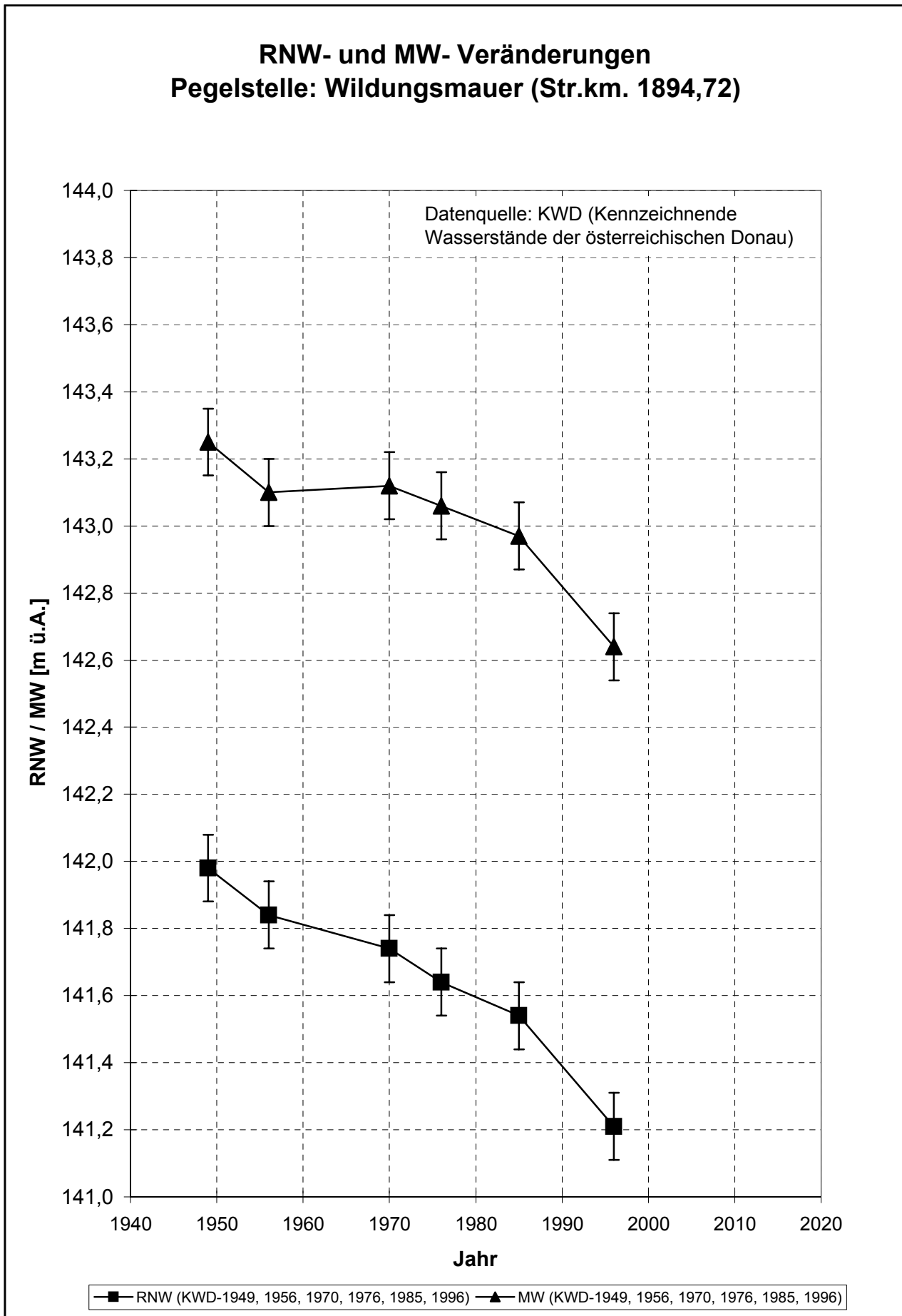


Abb 4.5-5: RNW- und MW-Veränderungen für die Pegelstelle Wildungsmauer

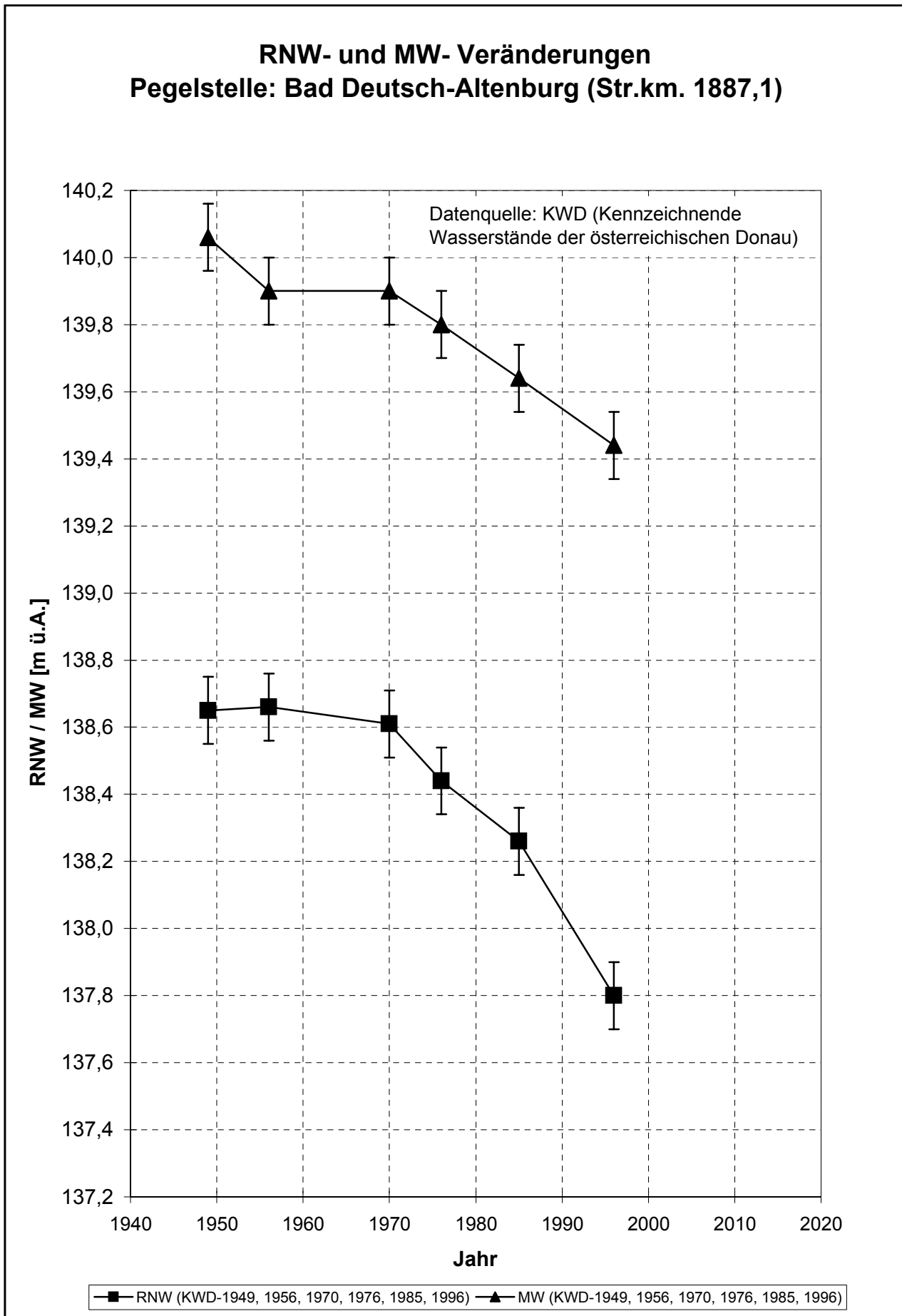


Abb 4.5-6: RNW- und MW-Veränderungen für die Pegelstelle Bad Deutsch-Altenburg

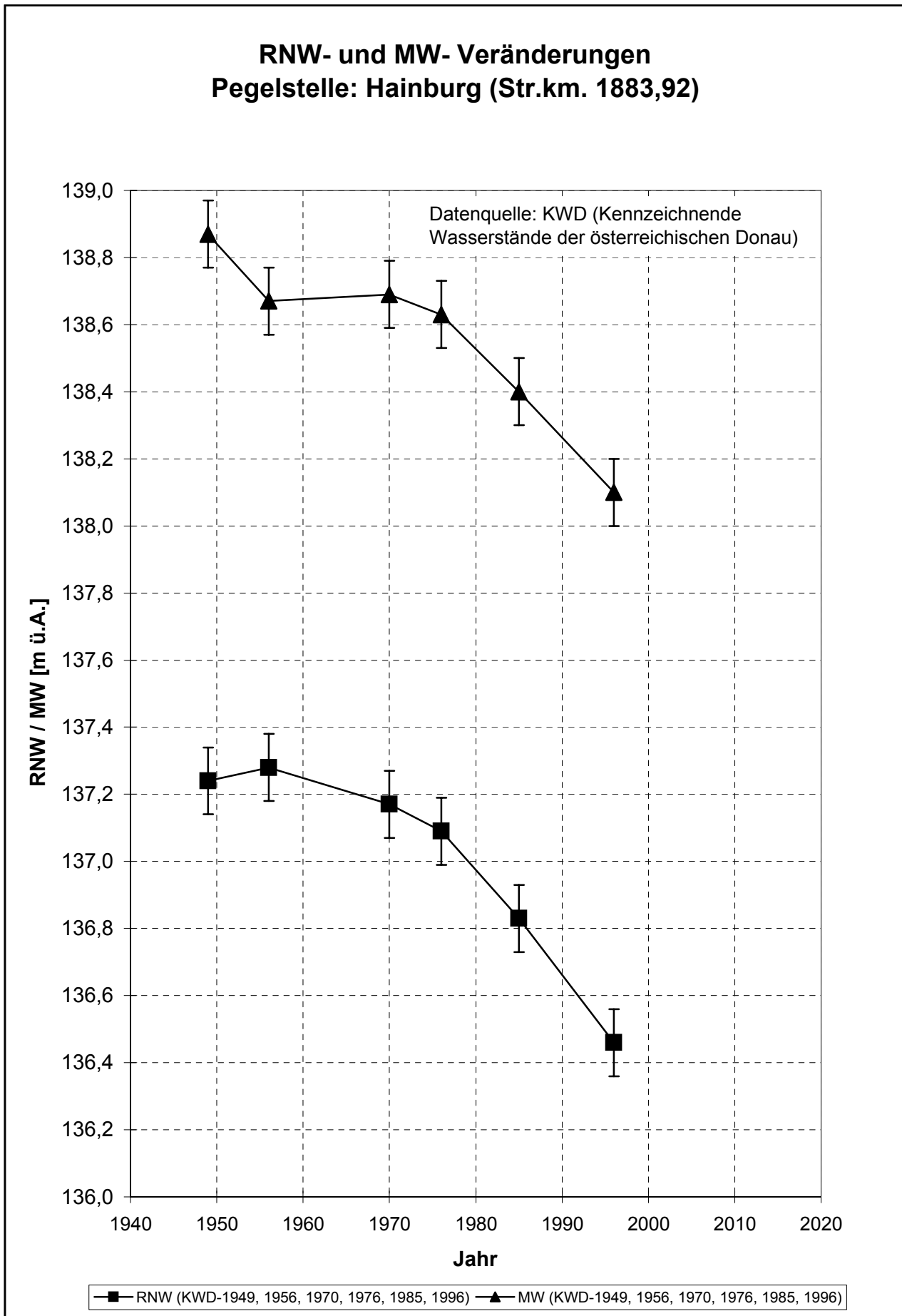


Abb 4.5-7: RNW- und MW-Veränderungen für die Pegelstelle Hainburg

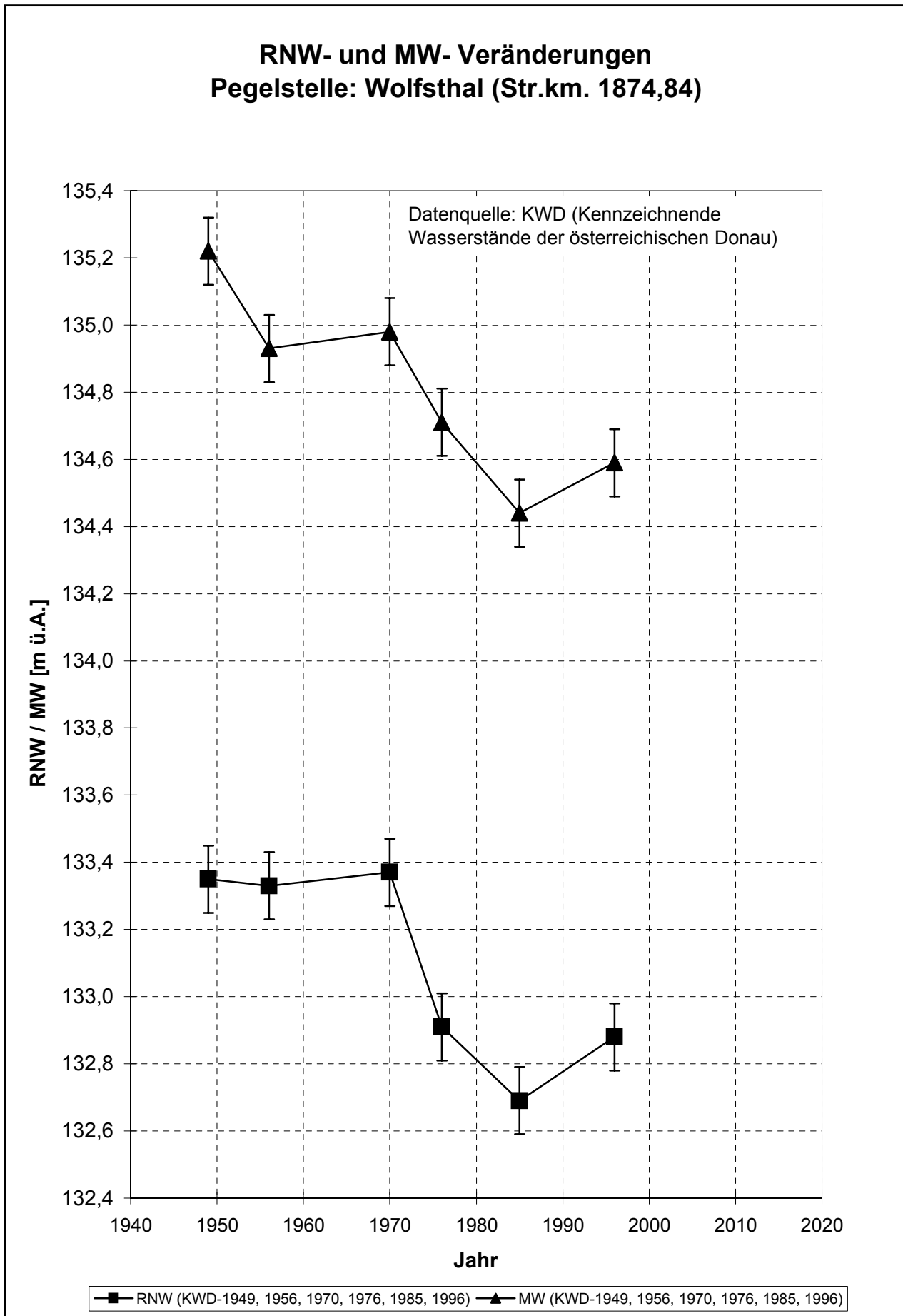


Abb 4.5-8: RNW- und MW-Veränderungen für die Pegelstelle Wolfsthal

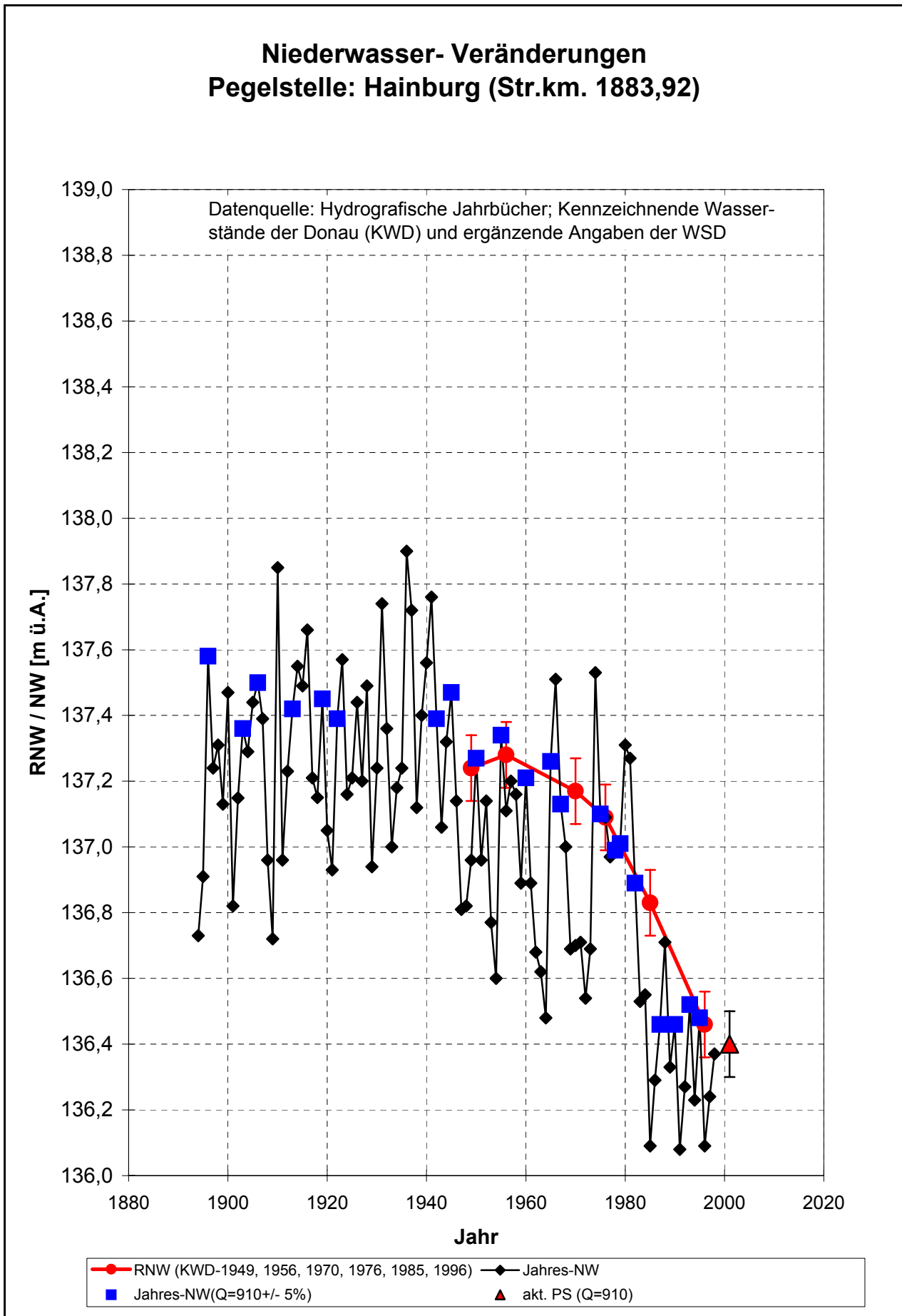


Abb. 4.5-9: Niederwasseranalyse (1894/1998) für den Pegel Hainburg

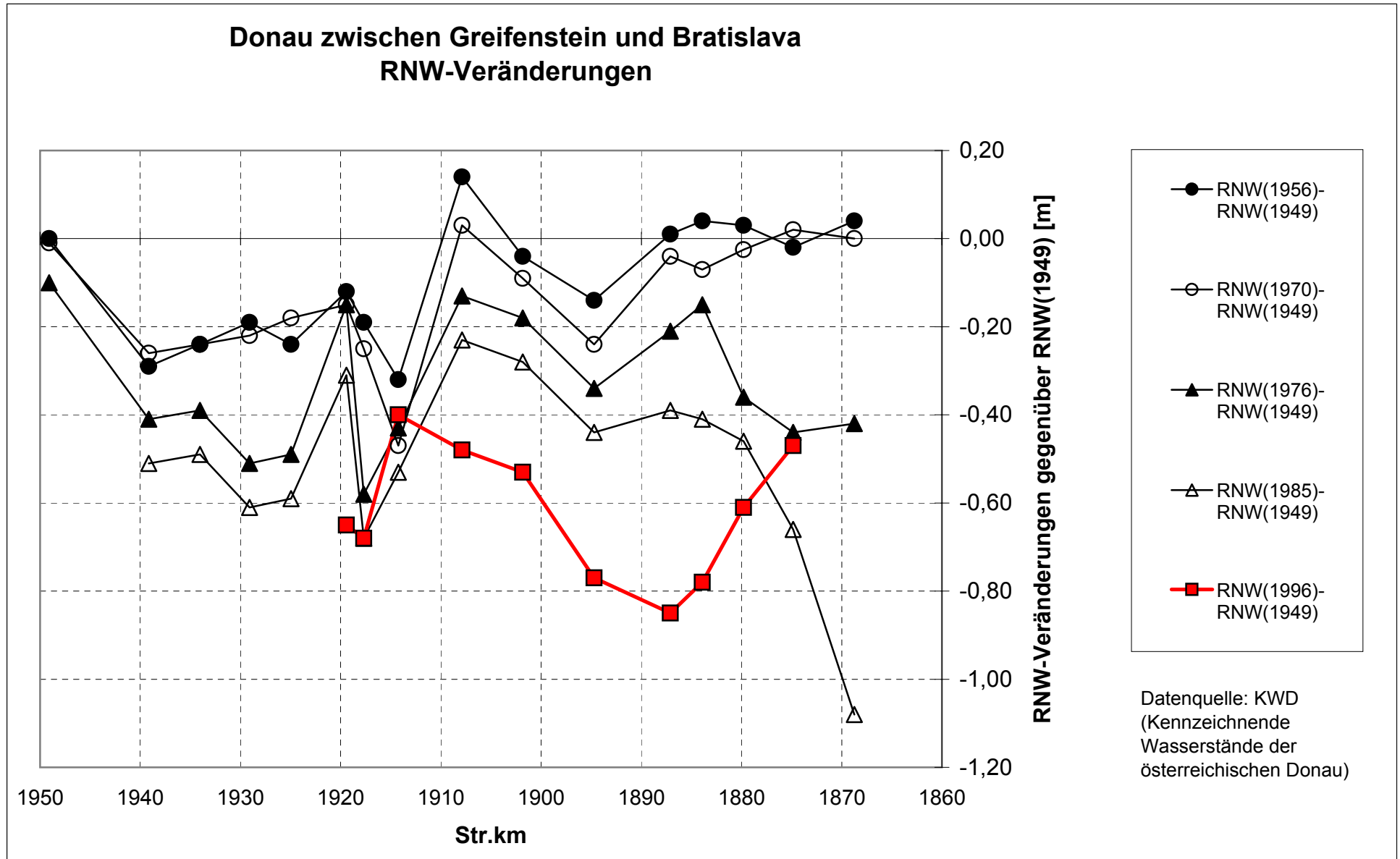


Abb. 4.5-10: Synoptisches Bild der RNW-Veränderungen zwischen Wien-Nussdorf und Bratislava für den Zeitraum zwischen 1949 und 1996

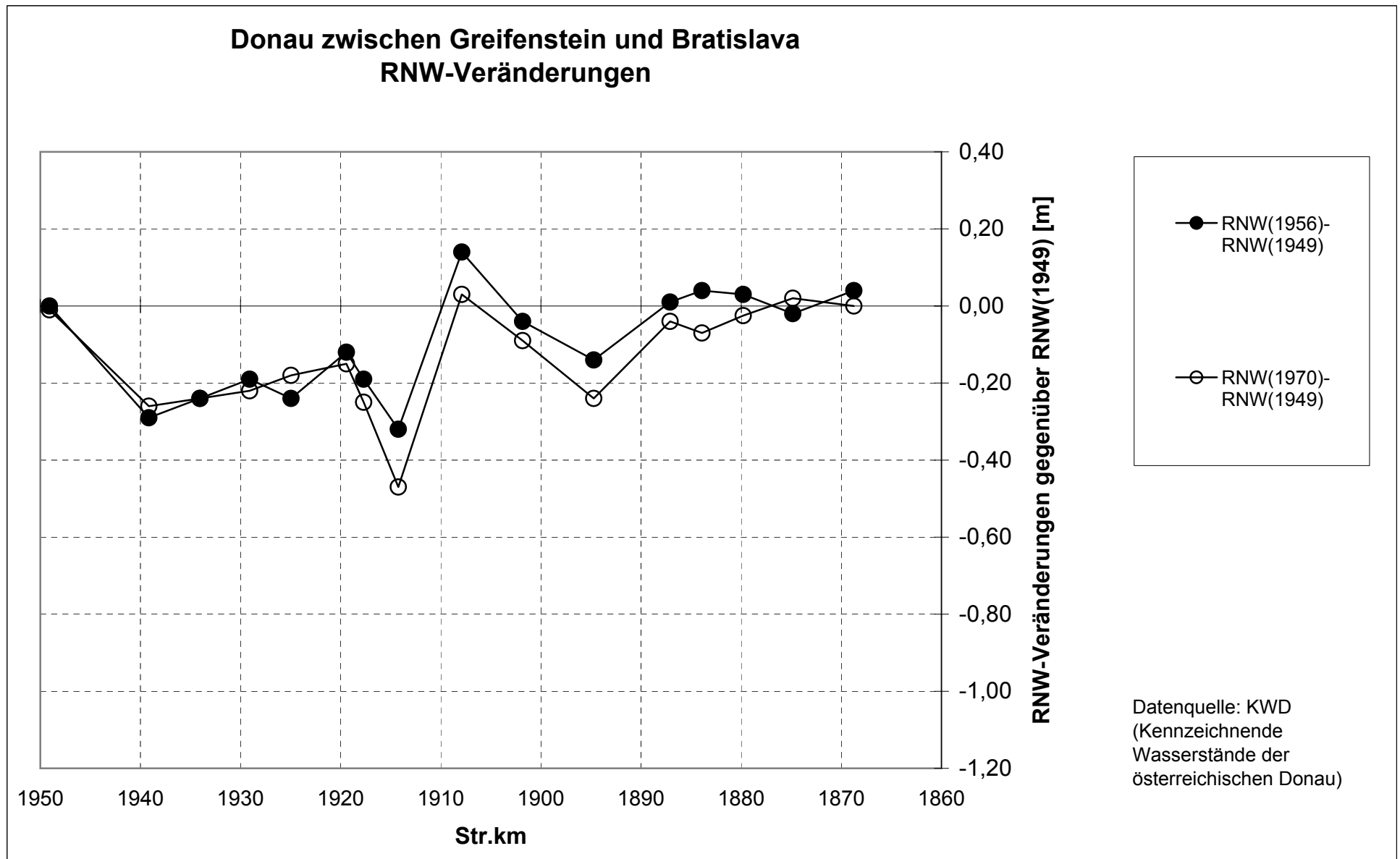


Abb. 4.5-11: RNW-Differenzen im Zeitraum 1949 / 1970
zwischen Wien-Nussdorf und Bratislava

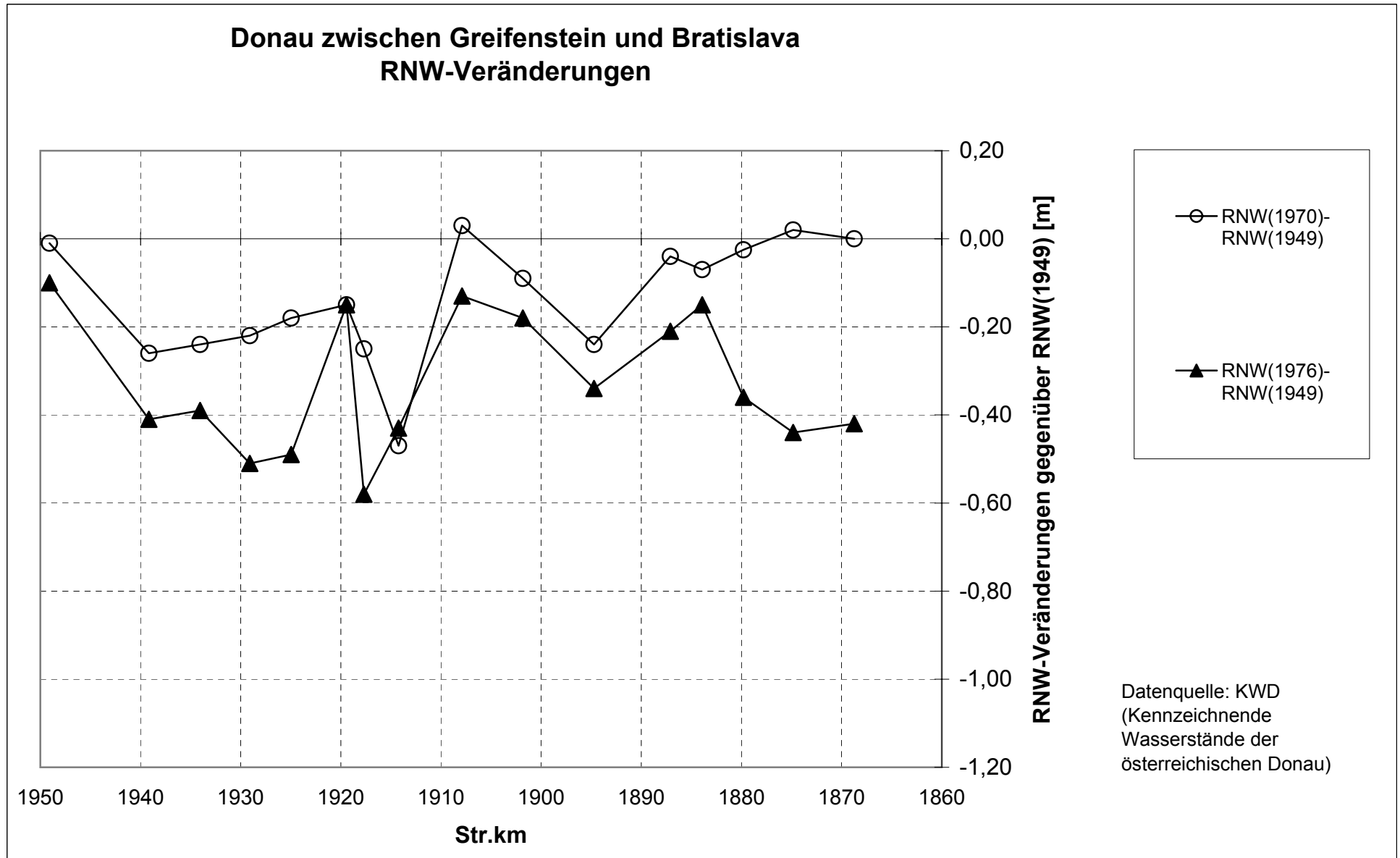


Abb. 4.5-12: RNW-Differenzen im Zeitraum 1949 / 1976
zwischen Wien-Nussdorf und Bratislava

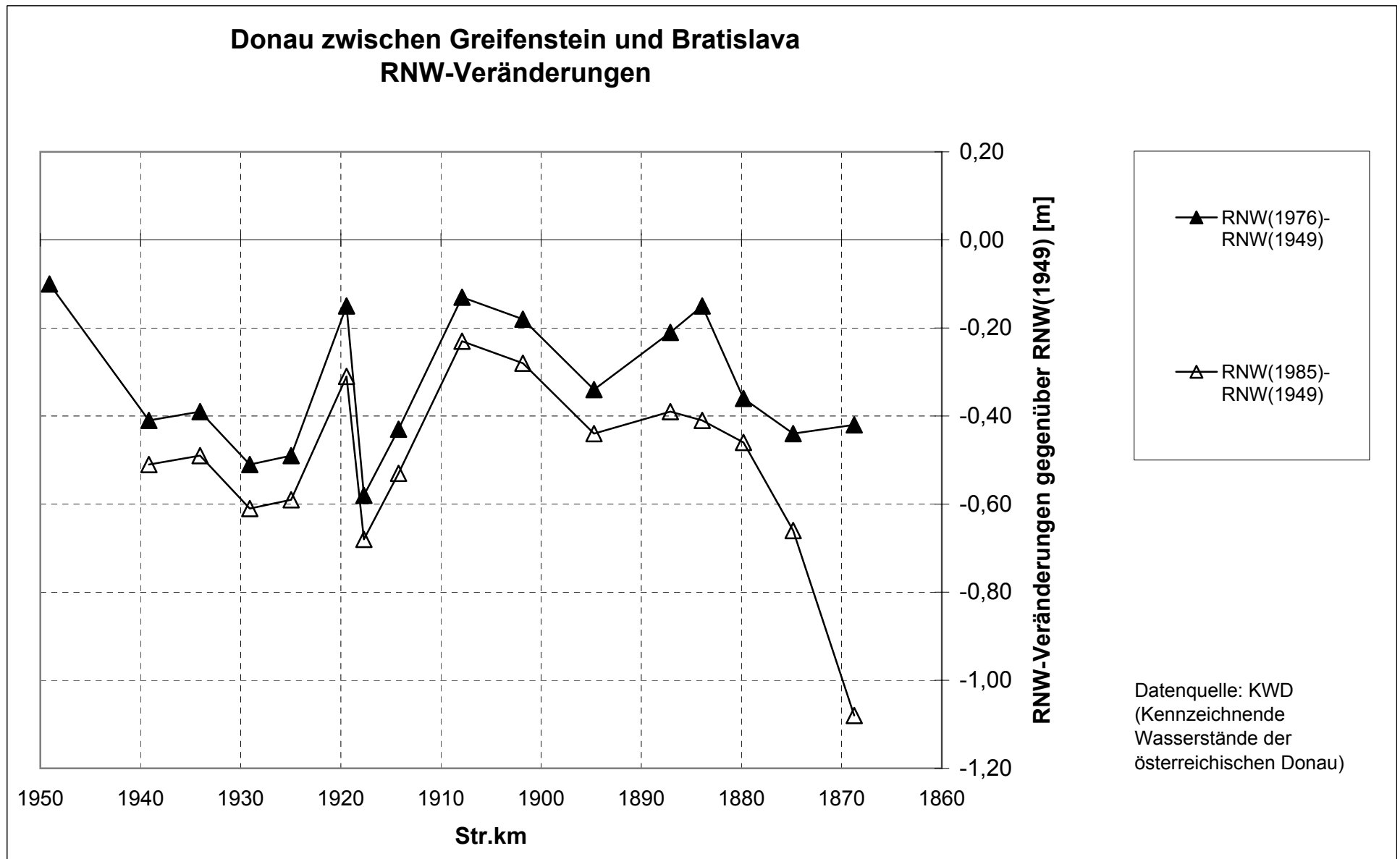


Abb. 4.5-13: RNW-Differenzen im Zeitraum 1949 / 1985 zwischen Wien-Nussdorf und Bratislava

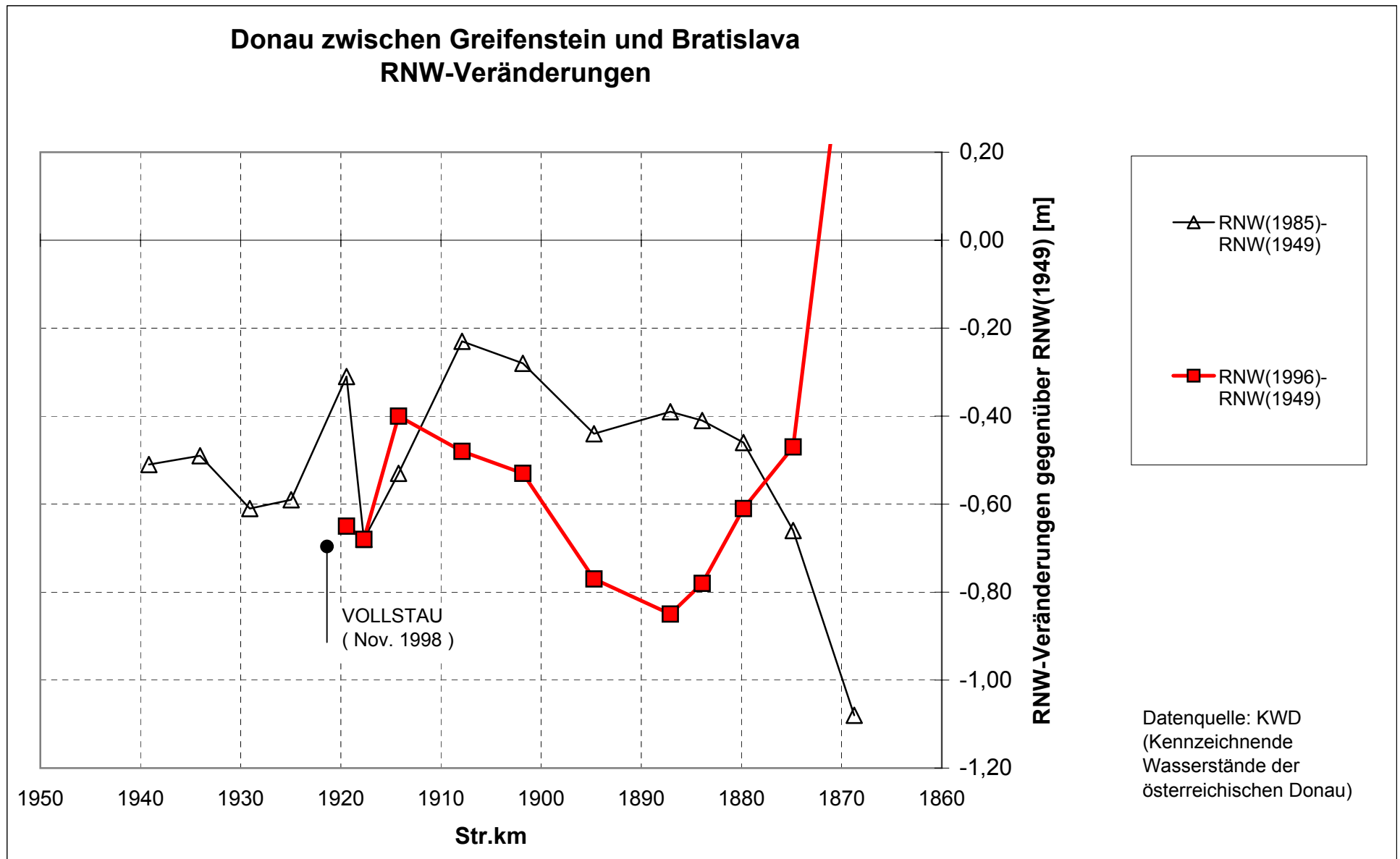


Abb. 4.5-14: RNW-Differenzen im Zeitraum 1949 / 1996
zwischen Wien-Nussdorf und Bratislava

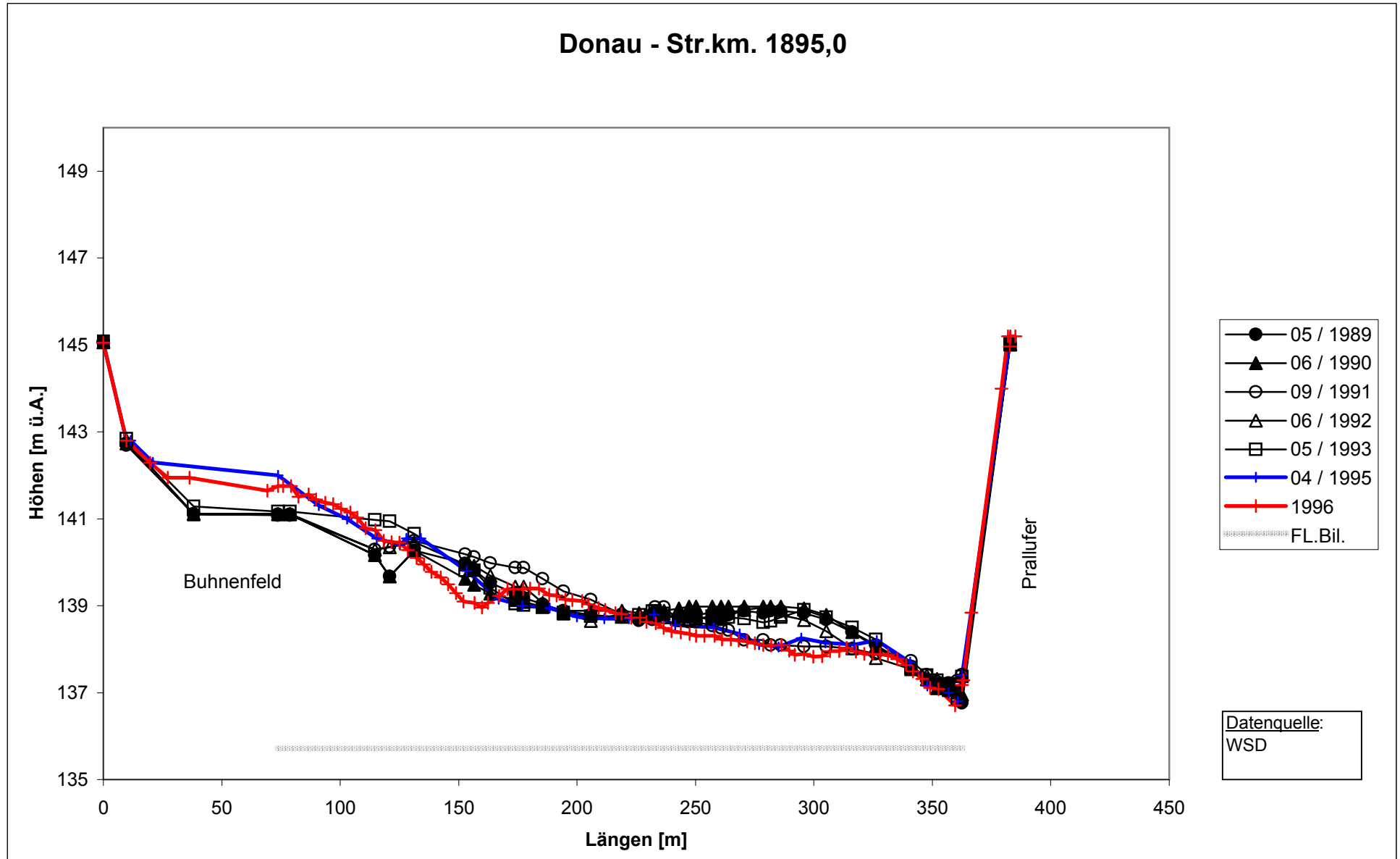


Abb. 4.5-15: Profilmformungen (Str.km. 1895,0)

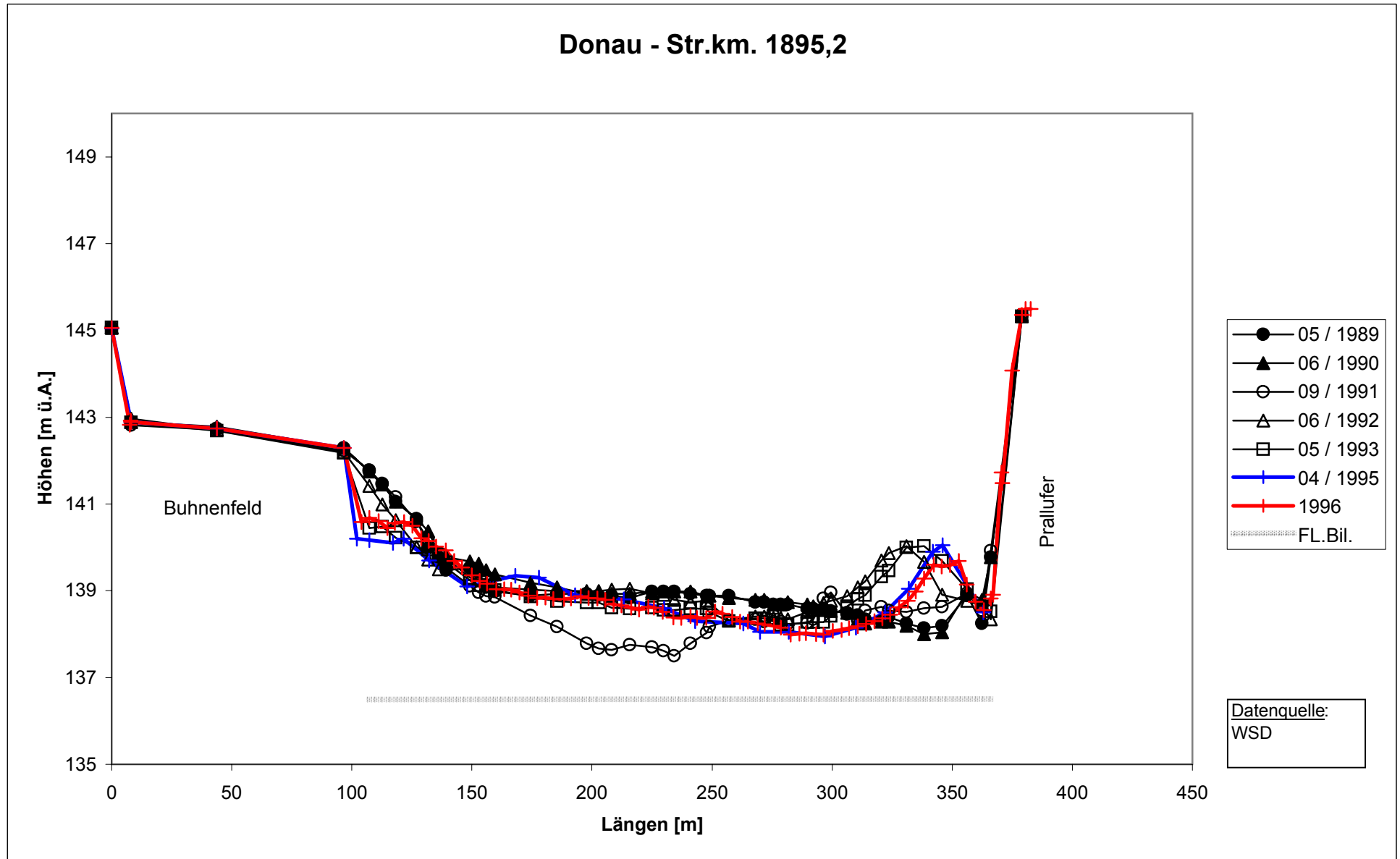


Abb. 4.5-16: Profilmformungen (Str.km. 1895,2)

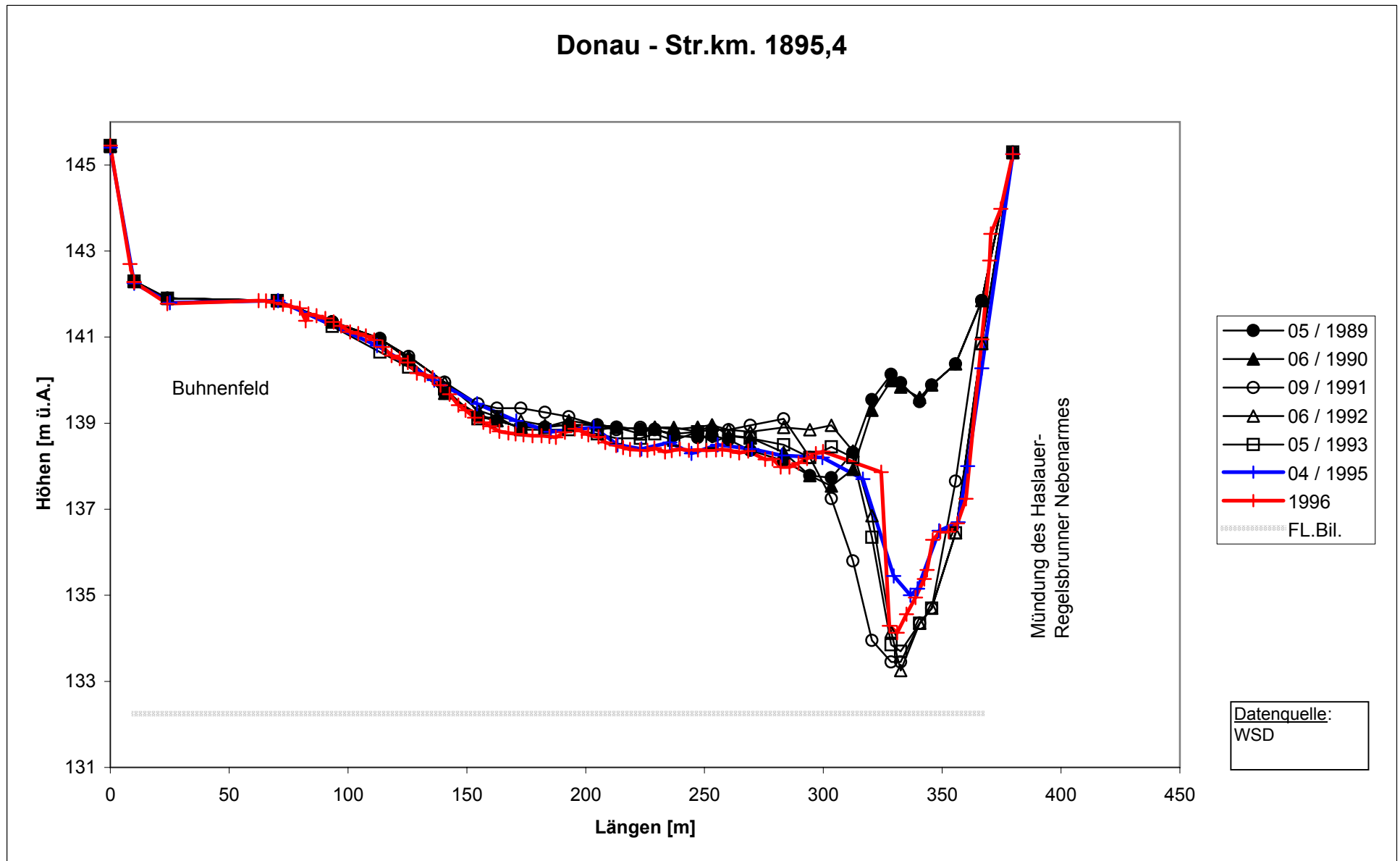


Abb. 4.5-17: Profillumformungen (Str.km. 1895,4)

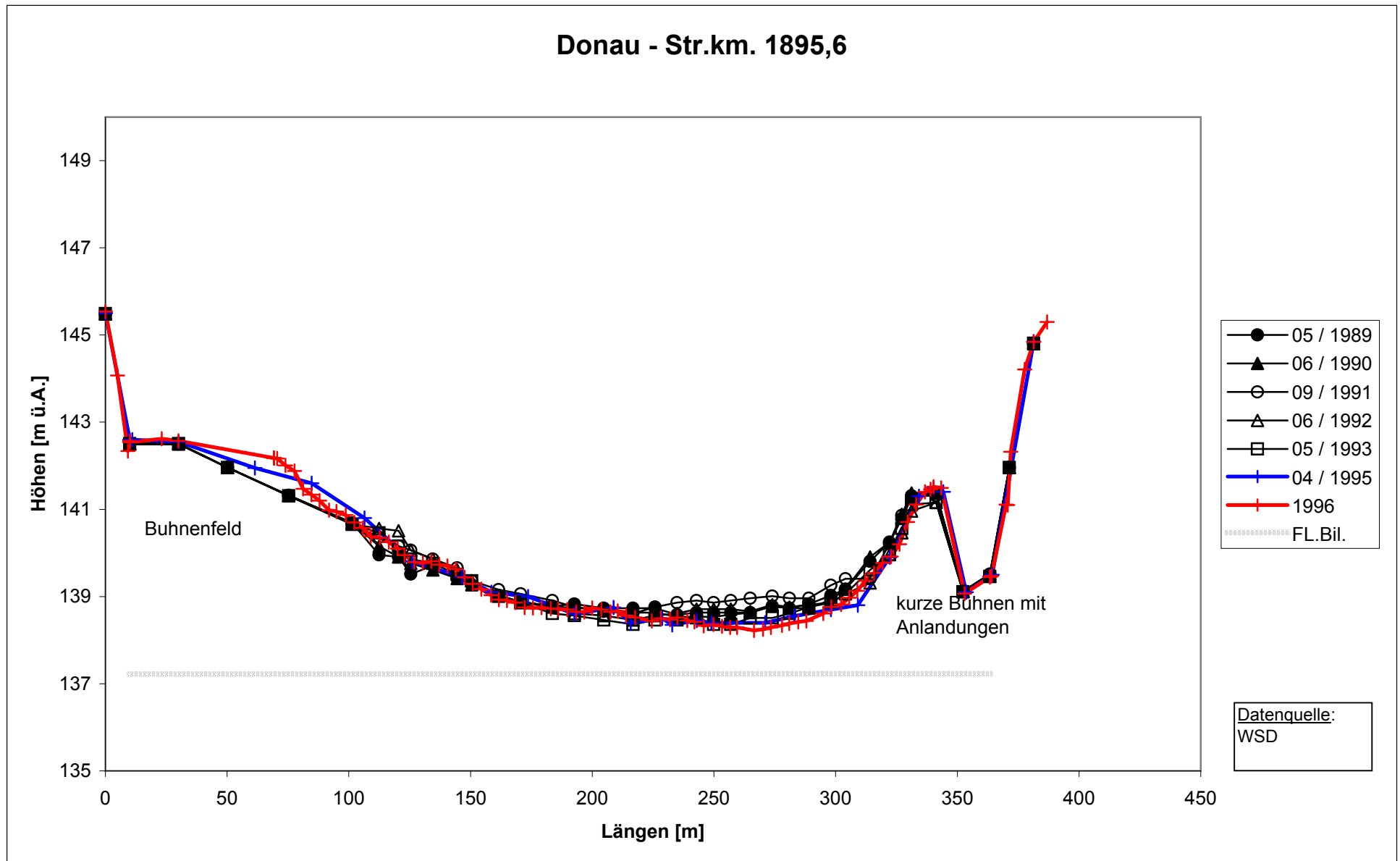


Abb. 4.5-18: Profilmformungen (Str.km. 1895,6)

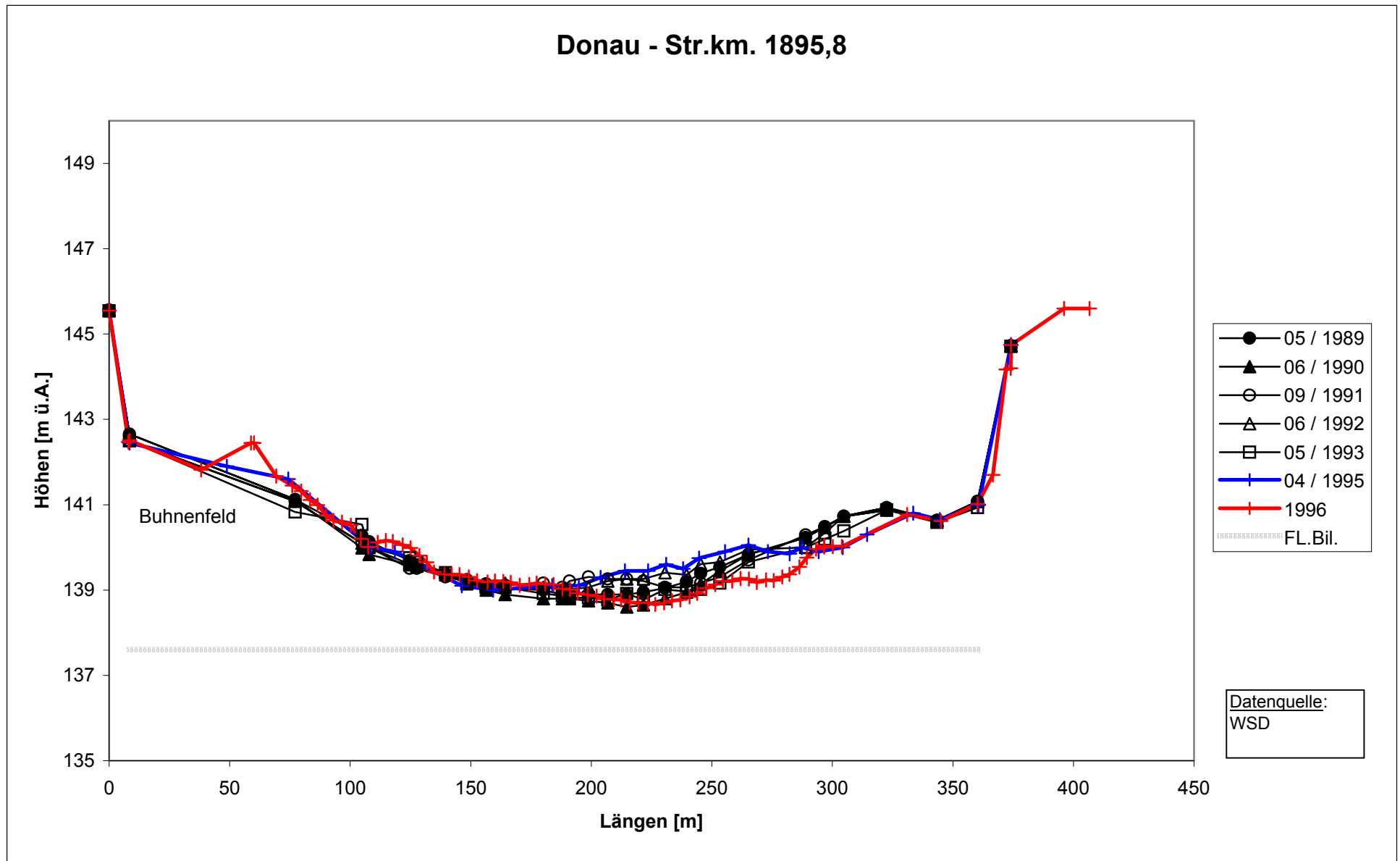


Abb. 4.5-19: Profillumformungen (Str.km. 1895,8)

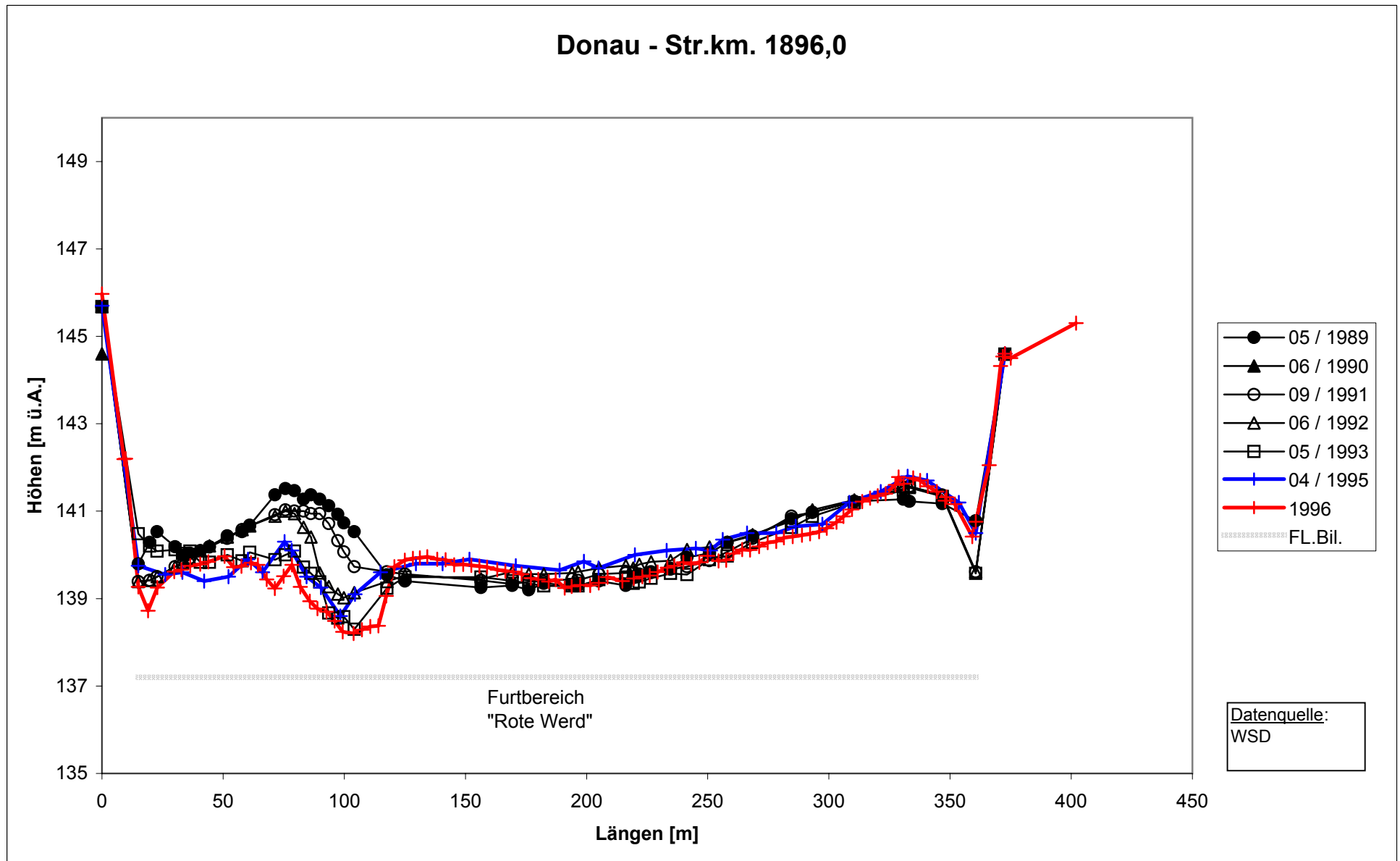


Abb. 4.5-20: Profilumformungen (Str.km. 1896,0)

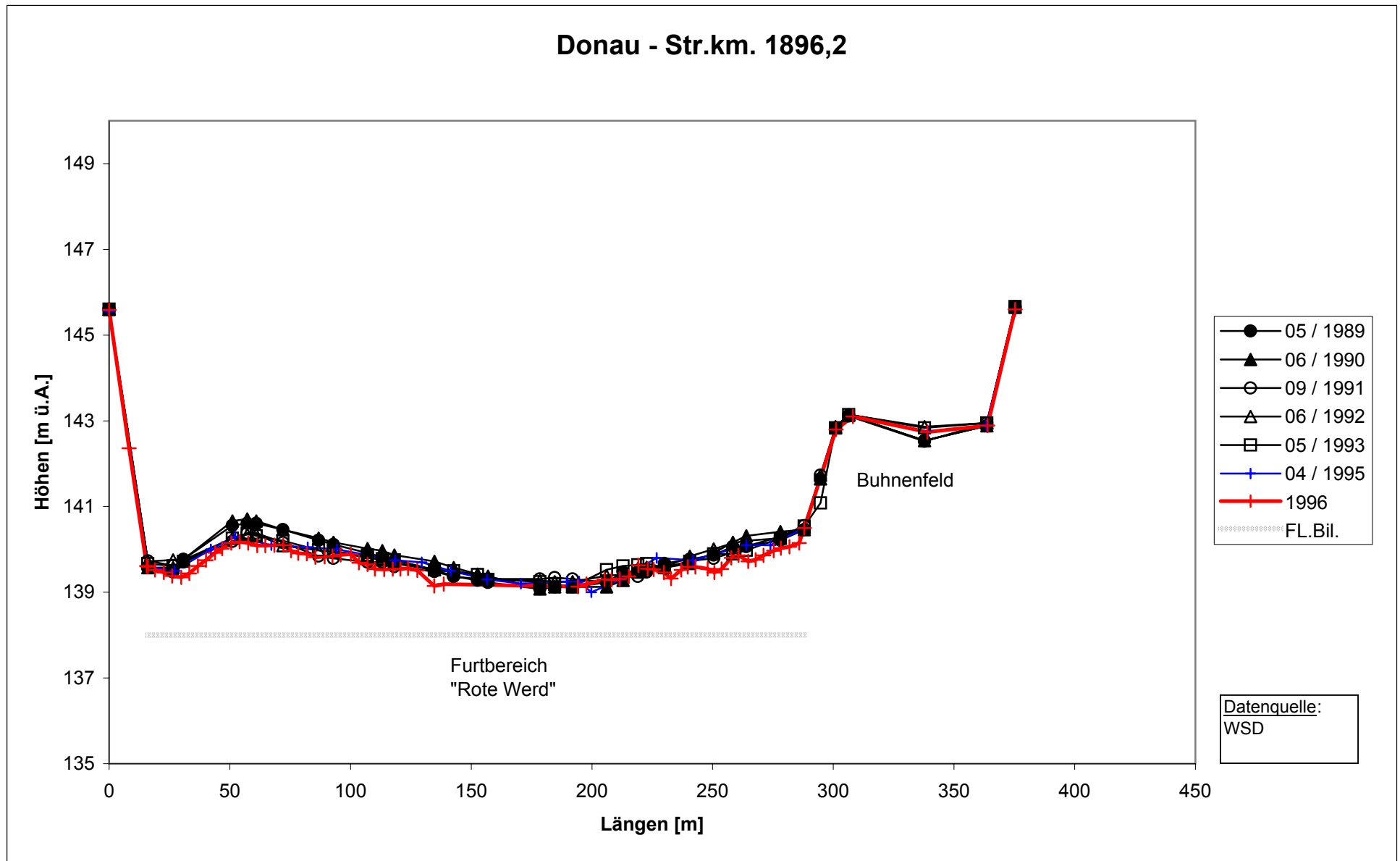


Abb. 4.5-21: Profilumformungen (Str.km. 1896,2)

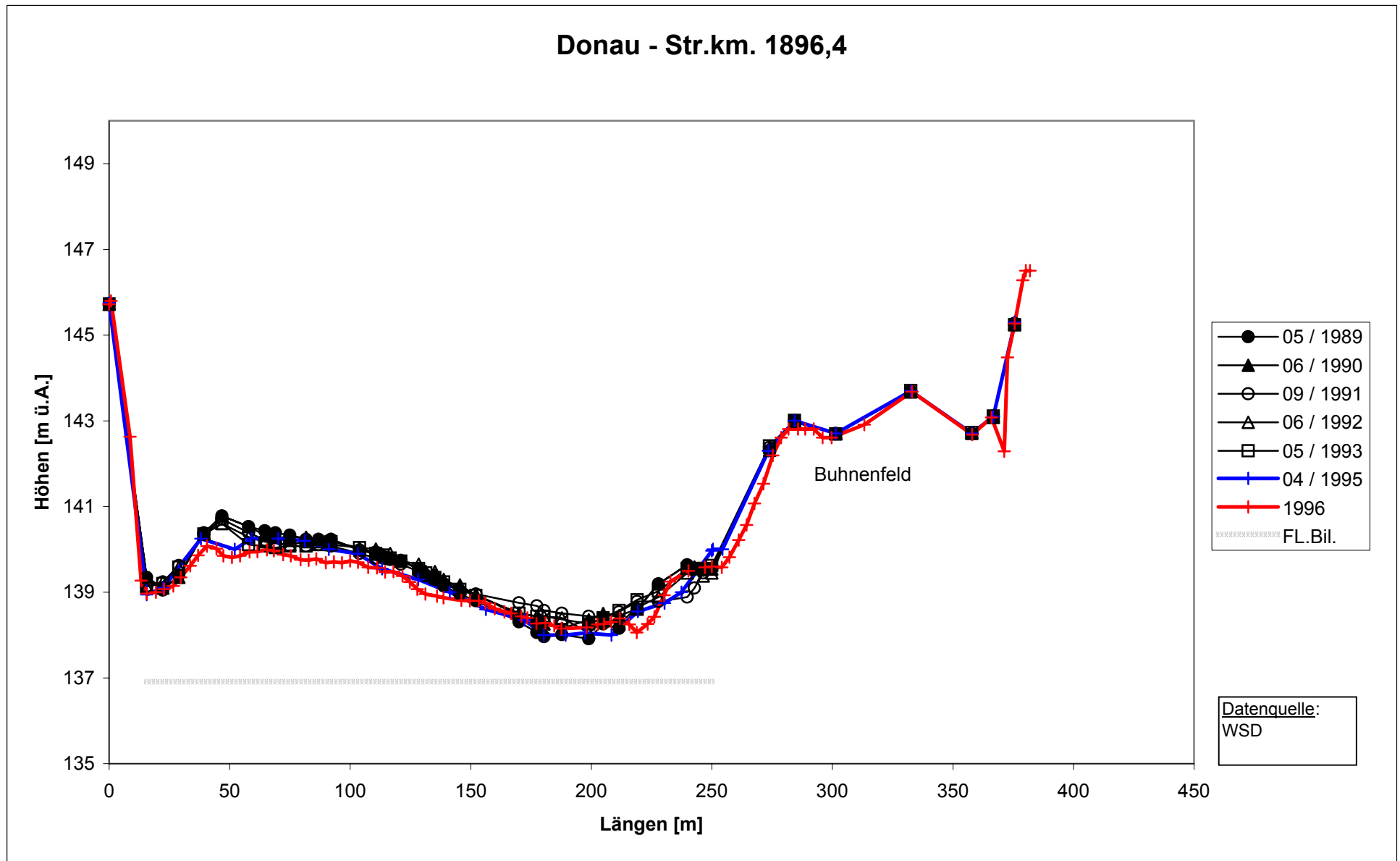


Abb. 4.5-22: Profillumformungen (Str.km. 1896,4)

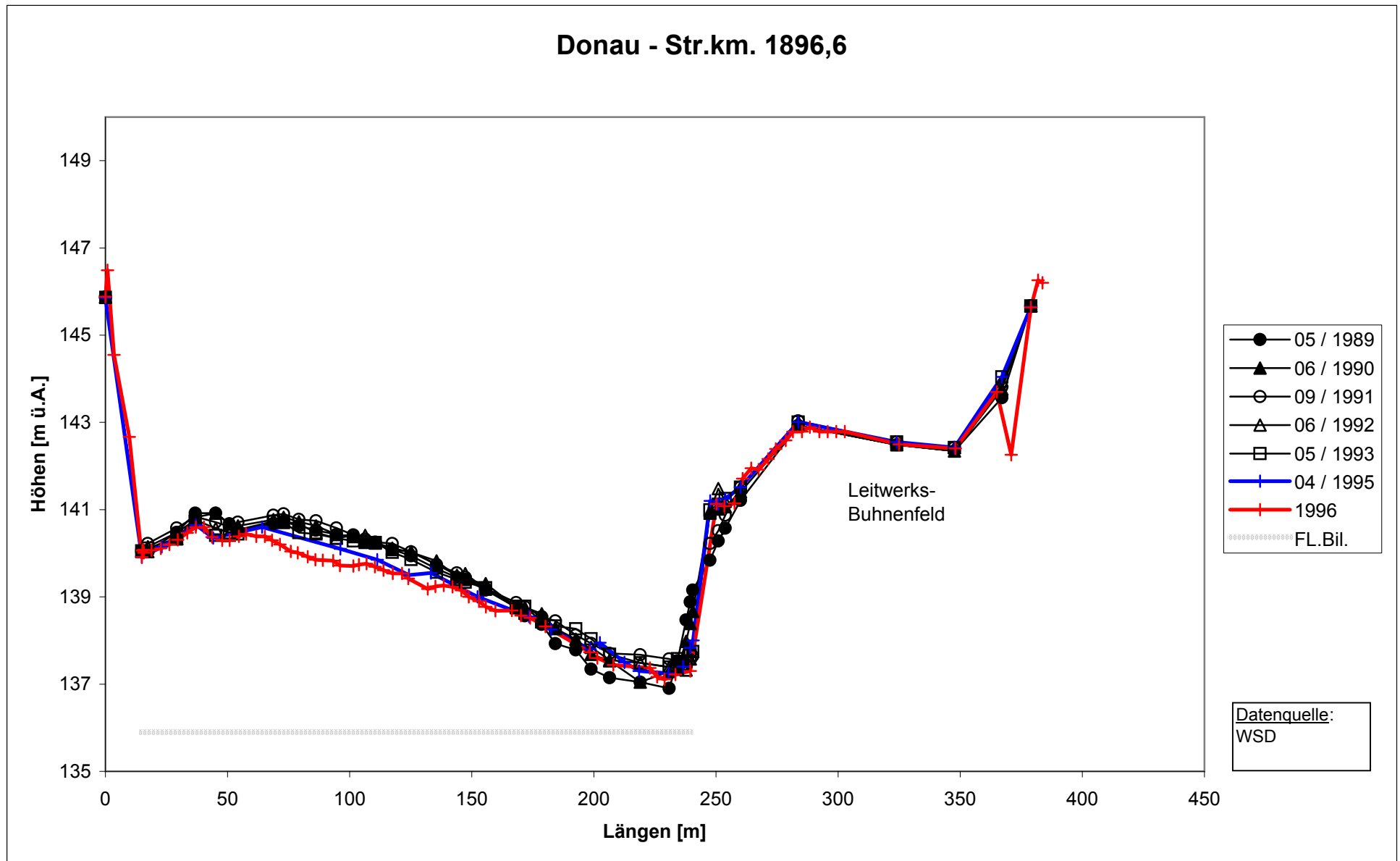


Abb. 4.5-23: Profillumformungen (Str.km. 1896,6)

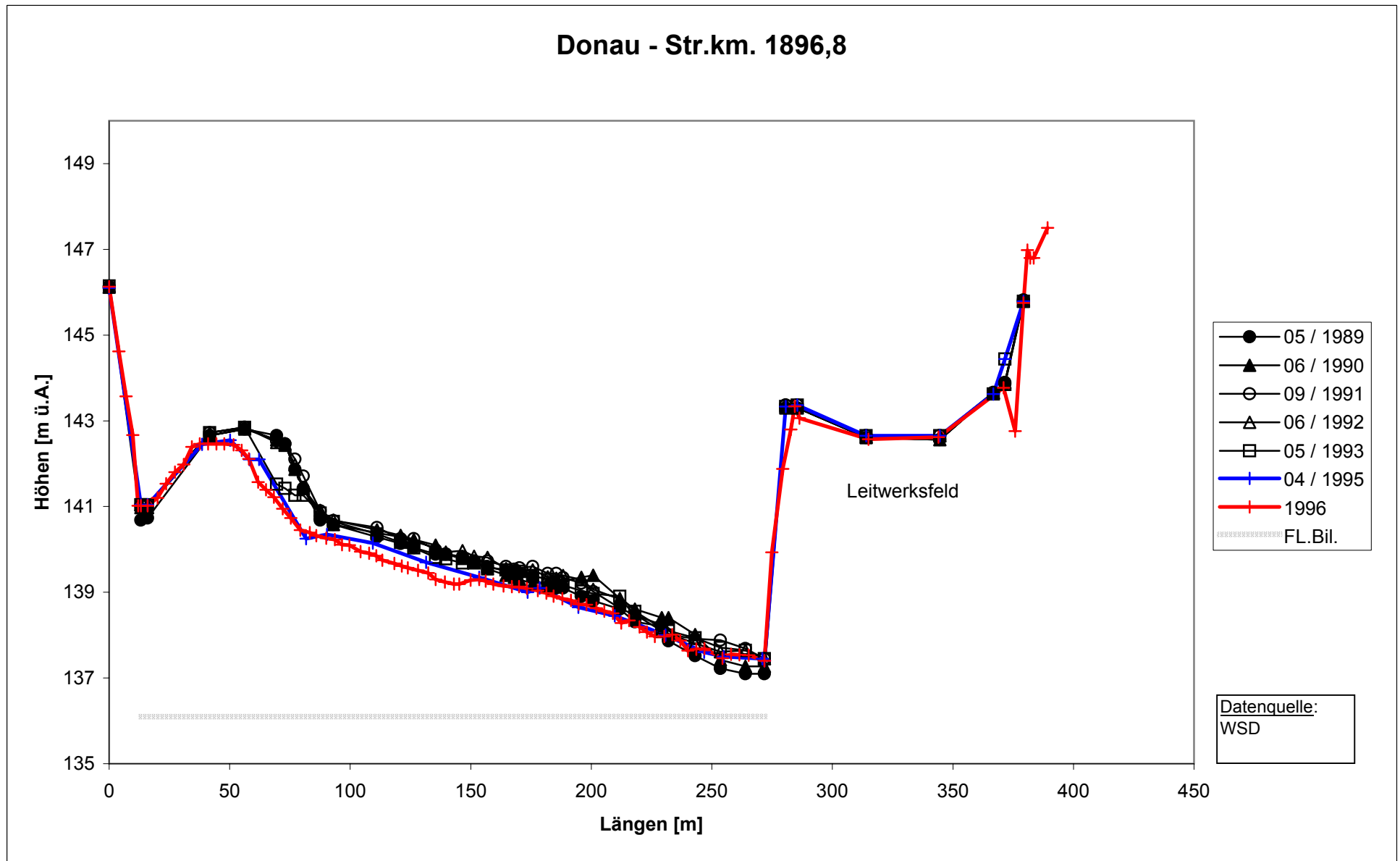


Abb. 4.5-24: Profillumformungen (Str.km. 1896,8)

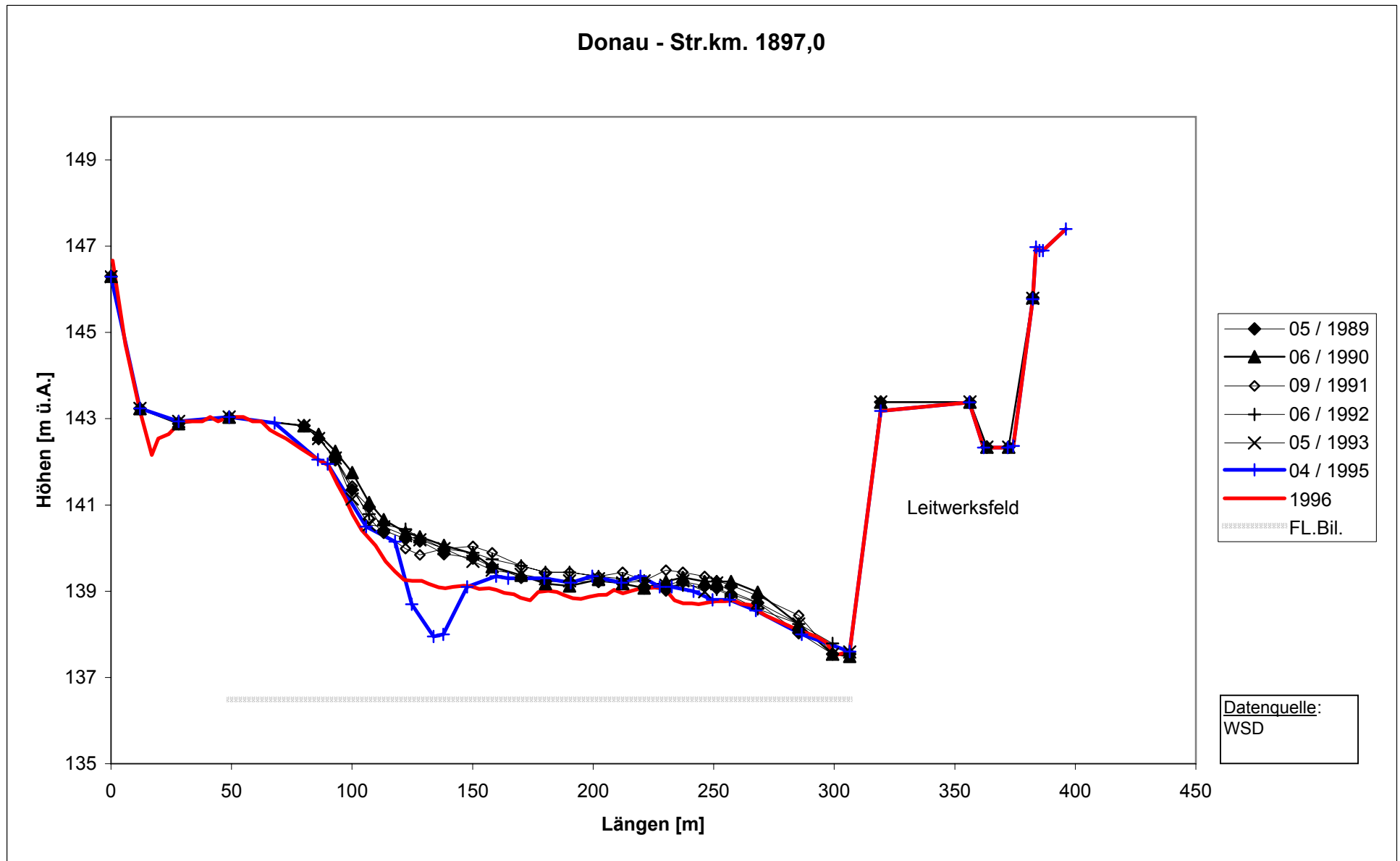


Abb. 4.5-25: Profilmformungen (Str.km. 1897,0)

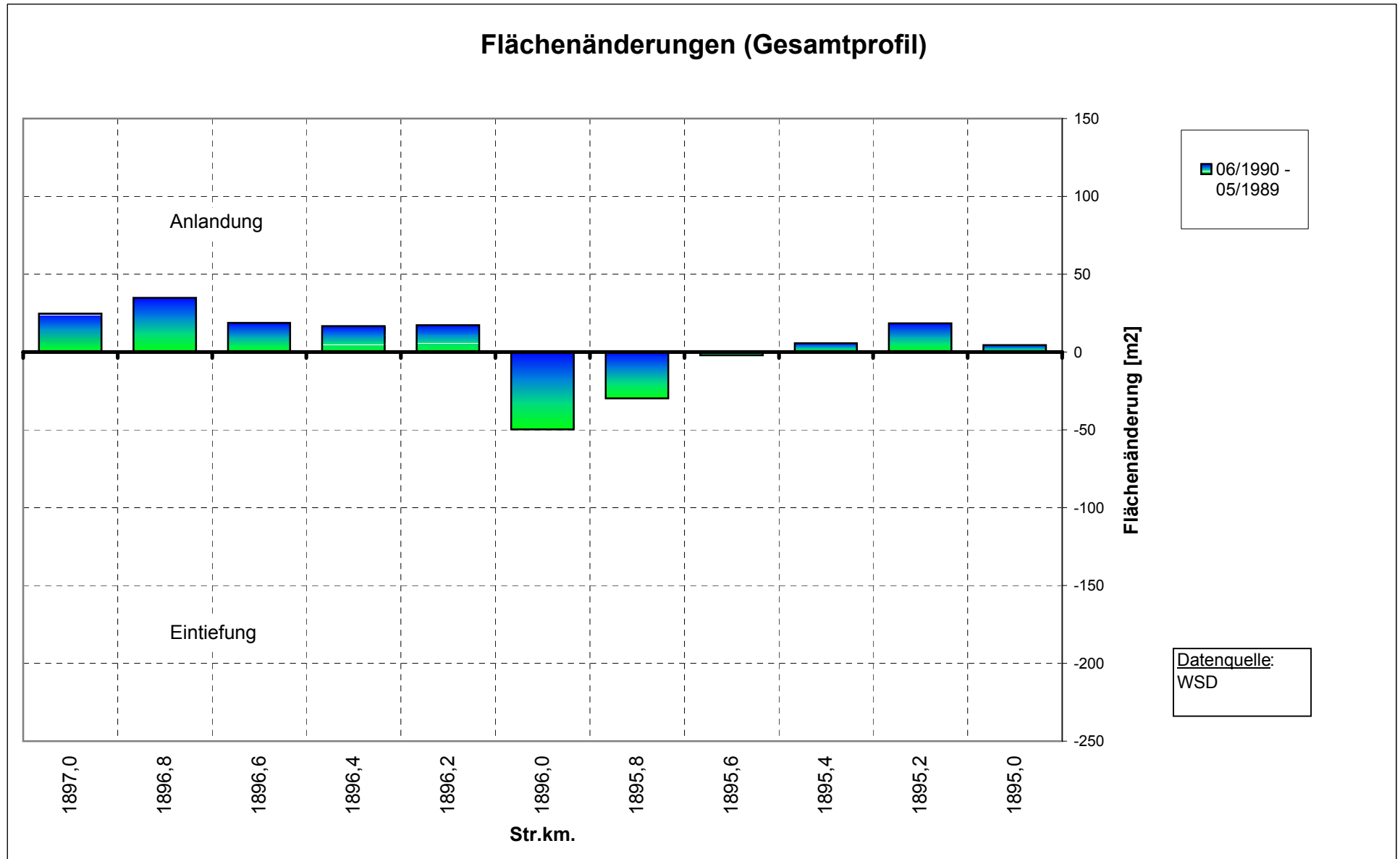


Abb. 4.5-26: Flächenänderungen zwischen Str.km 1895 und Str.km. 1897 im Zeitraum zwischen Juni 1990 und Mai 1989

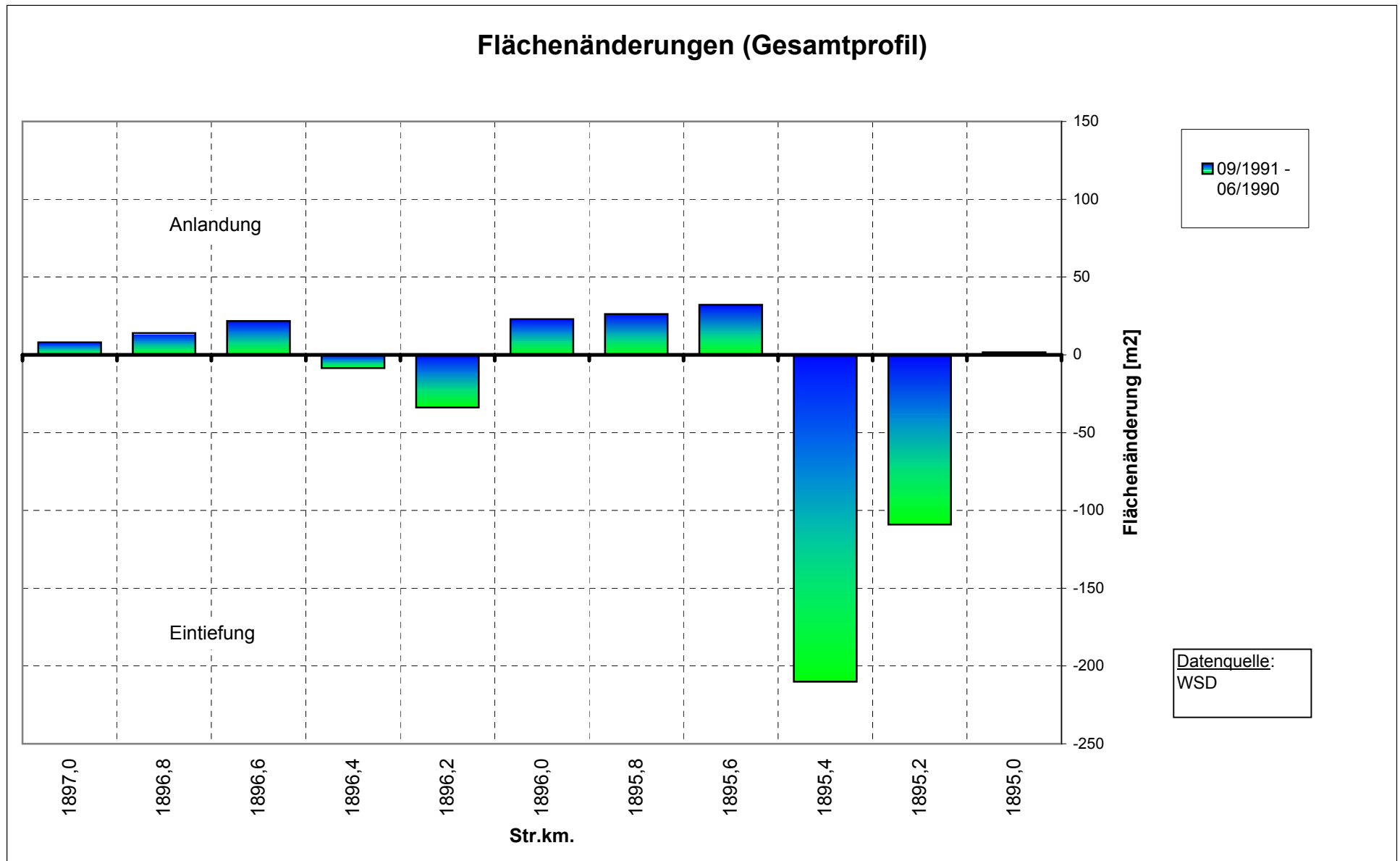


Abb. 4.5-27: Flächenänderungen zwischen Str.km. 1895 und Str.km. 1897 im Zeitraum zwischen Sept. 1991 und Juni 1990

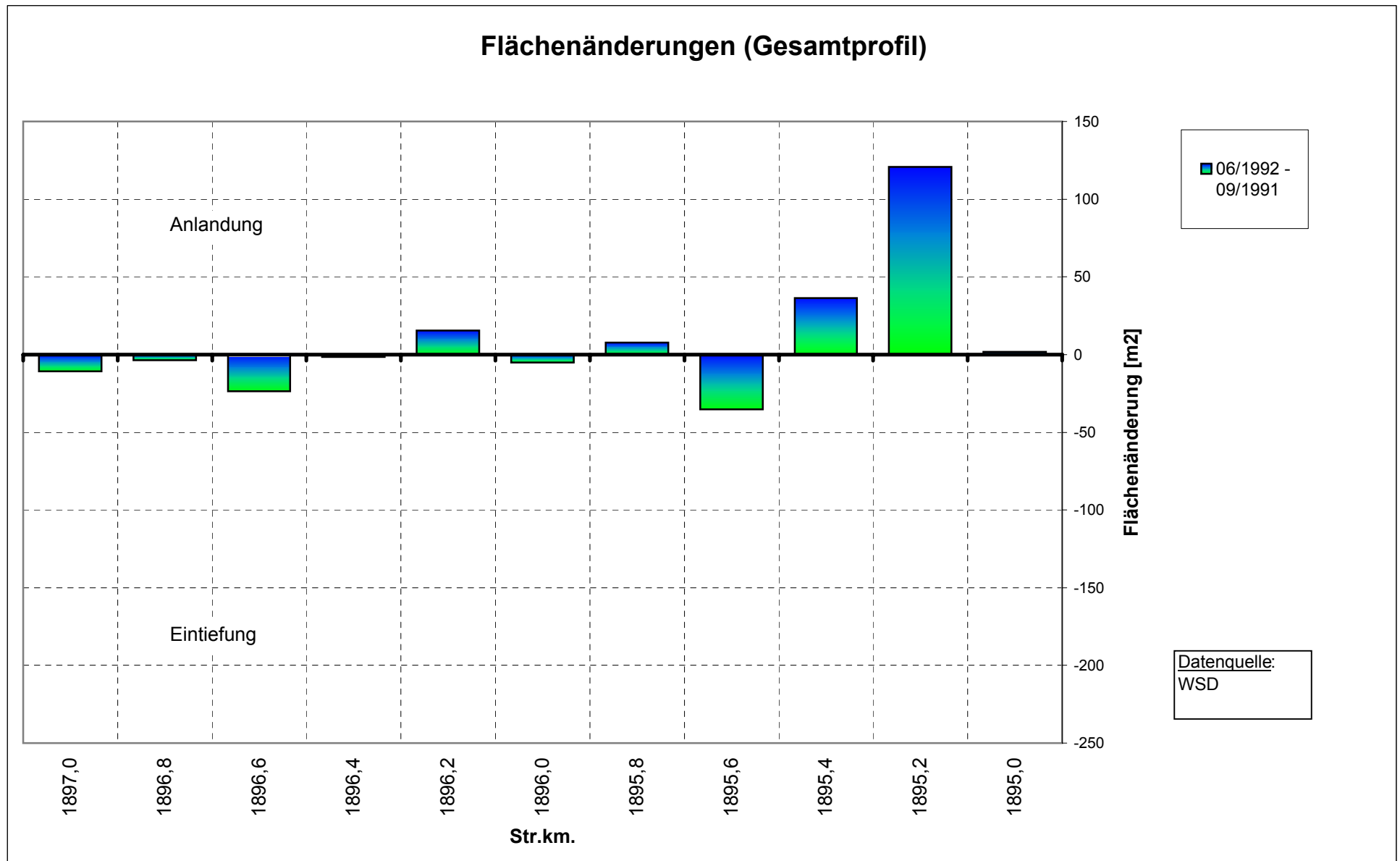


Abb. 4.5-28: Flächenänderungen zwischen Str.km. 1895 und Str.km. 1897 im Zeitraum zwischen Juni 1992 und Sept. 1991

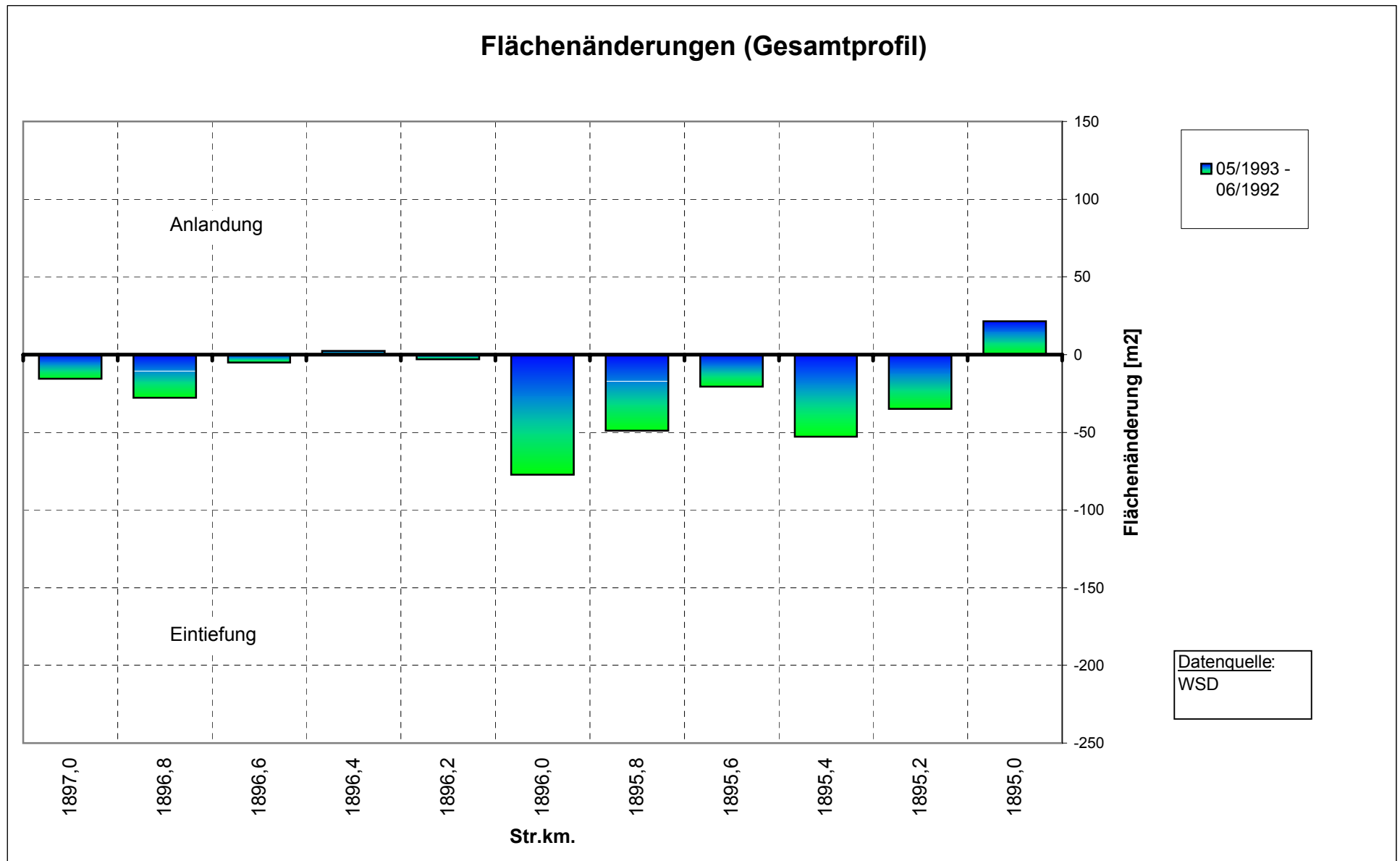


Abb. 4.5-29: Flächenänderungen zwischen Str.km. 1895 und Str.km. 1897 im Zeitraum zwischen Mai 1993 und Juni 1992

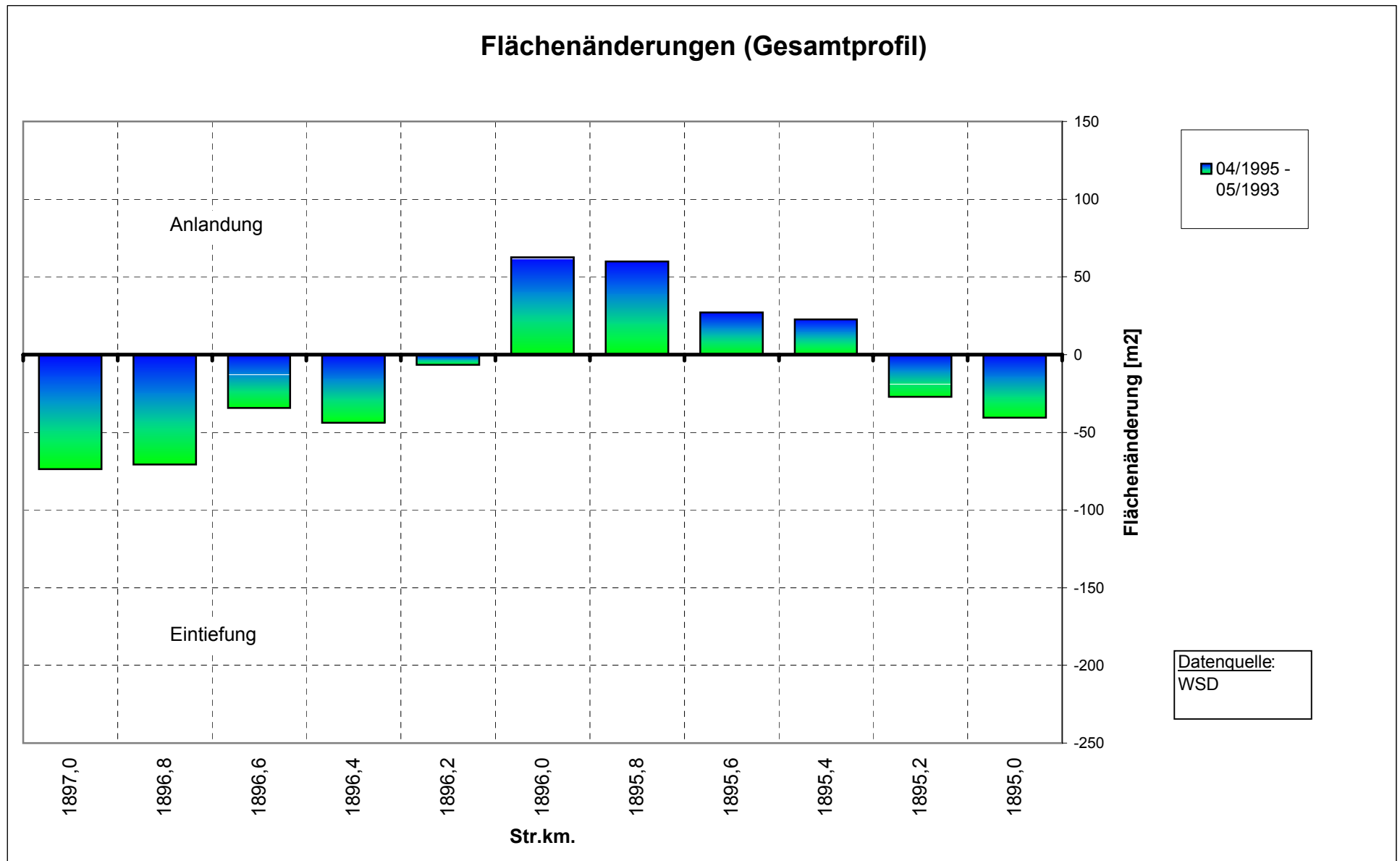


Abb. 4.5-30: Flächenänderungen zwischen Str.km. 1895 und Str.km. 1897 im Zeitraum zwischen April 1995 und Mai 1993

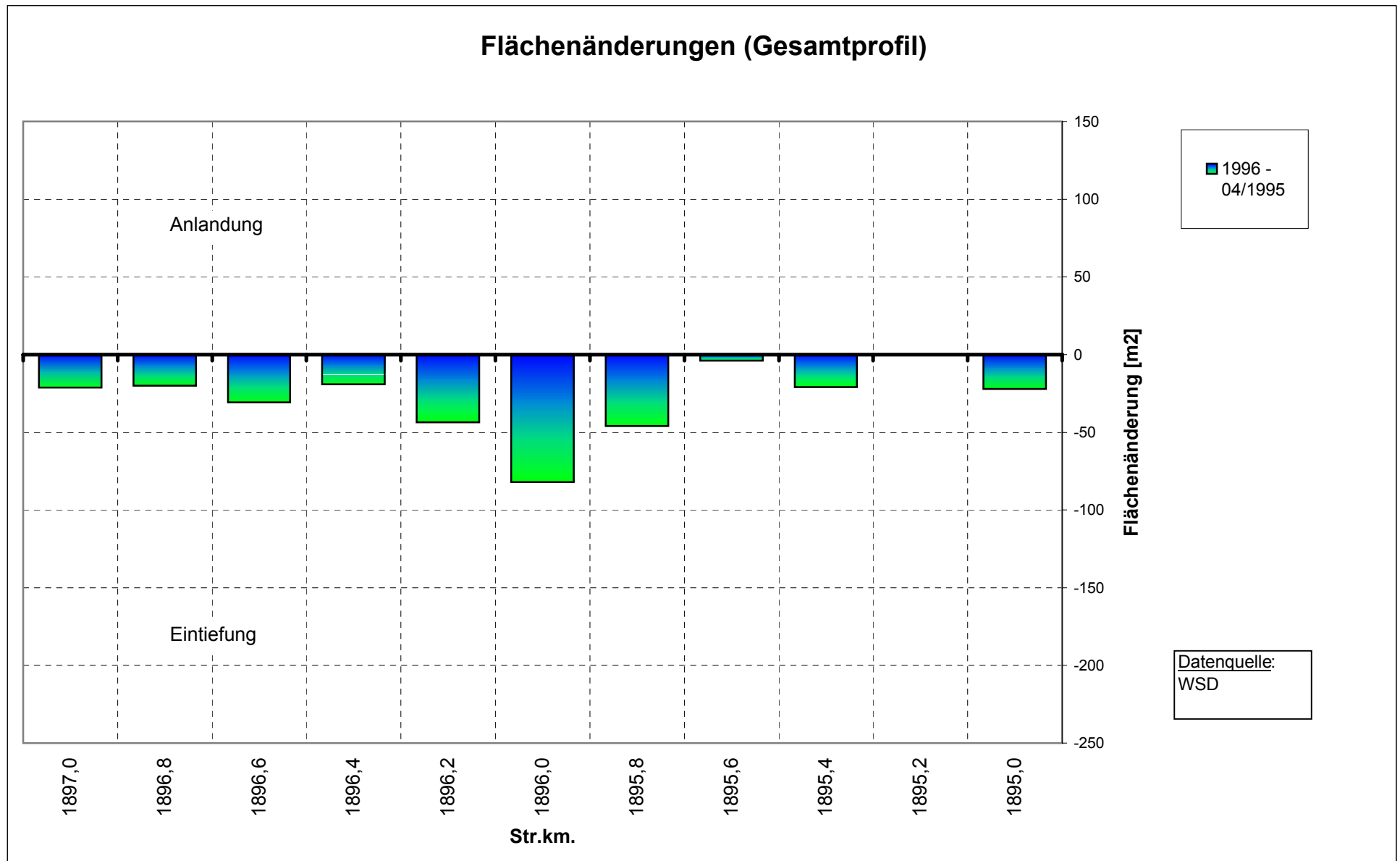


Abb. 4.5-31: Flächenänderungen zwischen Str.km. 1895 und Str.km. 1897 im Zeitraum zwischen 1996 und Mai 1995

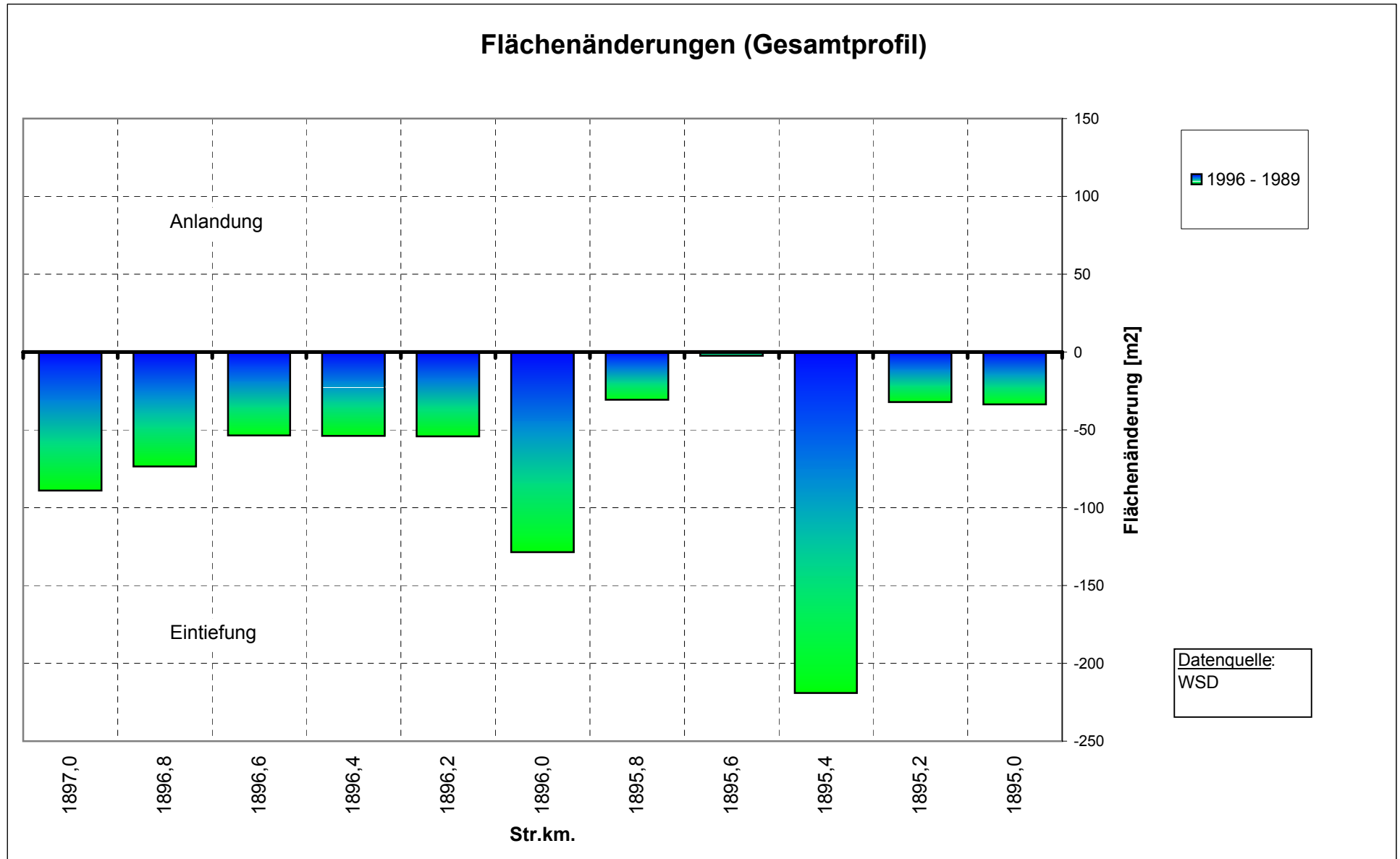


Abb. 4.5-32: Flächenänderungen zwischen Str.km. 1895 und Str.km. 1897 im Zeitraum zwischen 1996 und 1989

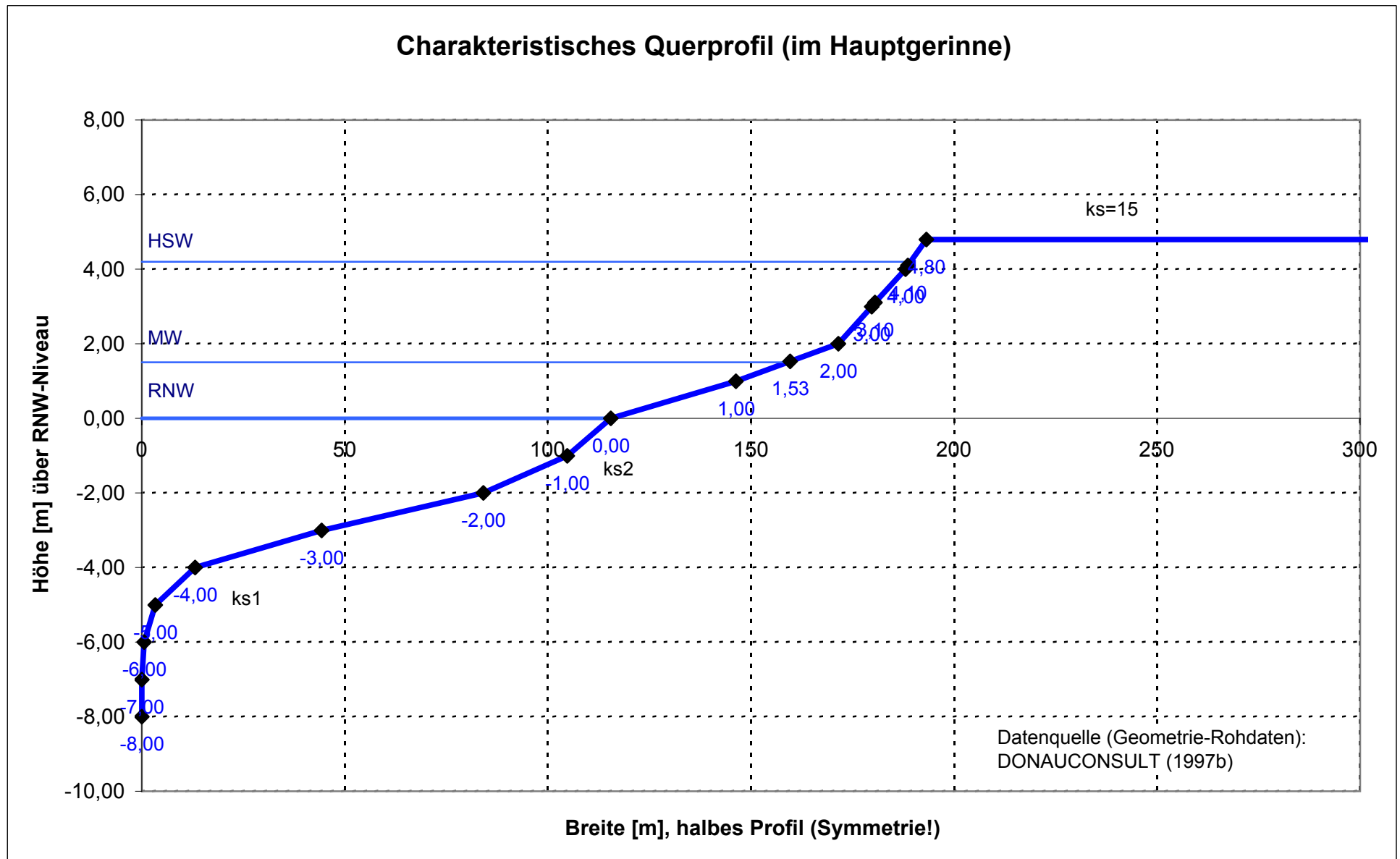


Abb. 7-1: Charakteristisches Querprofil (nach MEYER-PETER), Hauptgerinne

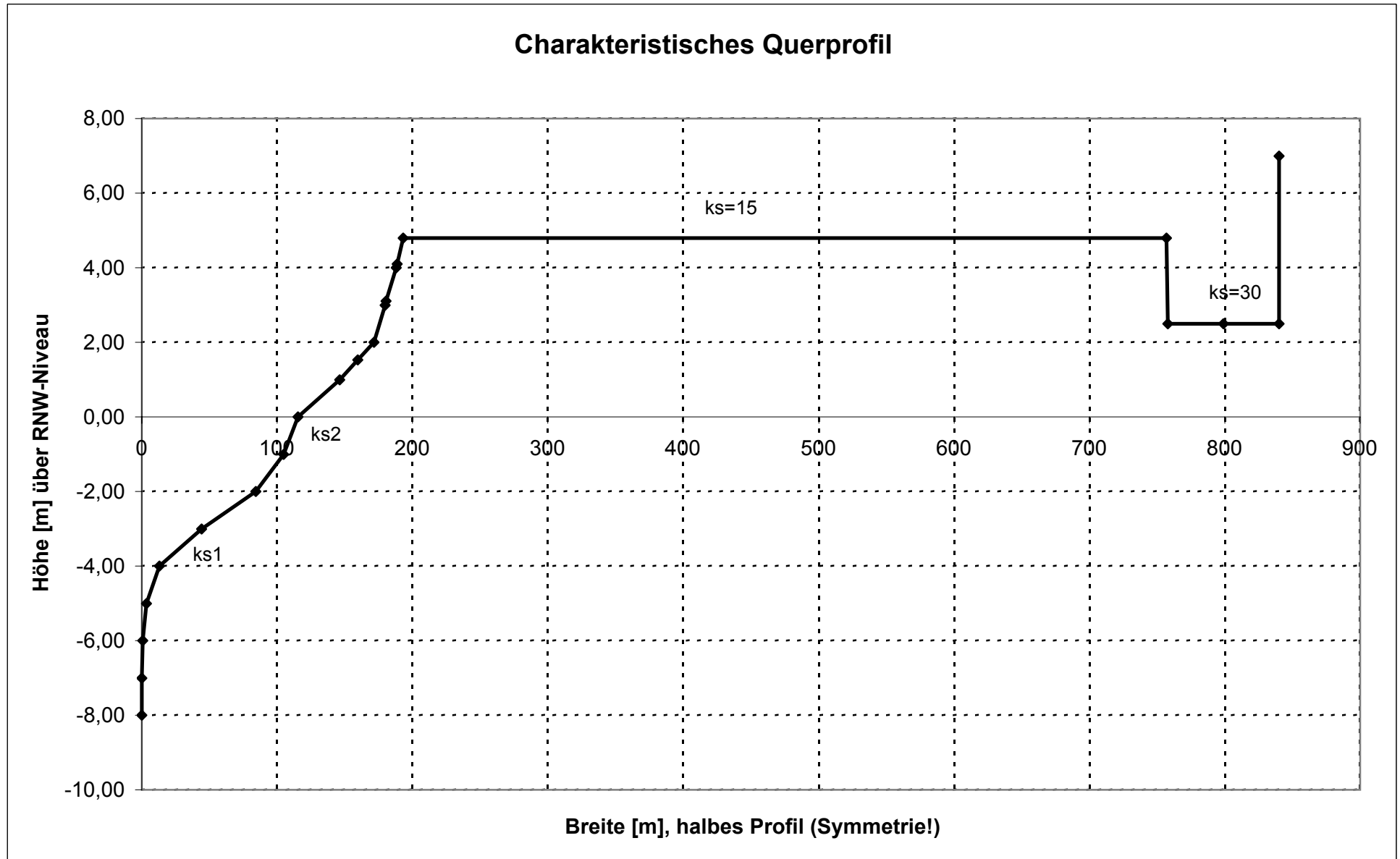


Abb. 7-2: Charakteristisches Querprofil mit idealisiertem Vorlandansatz

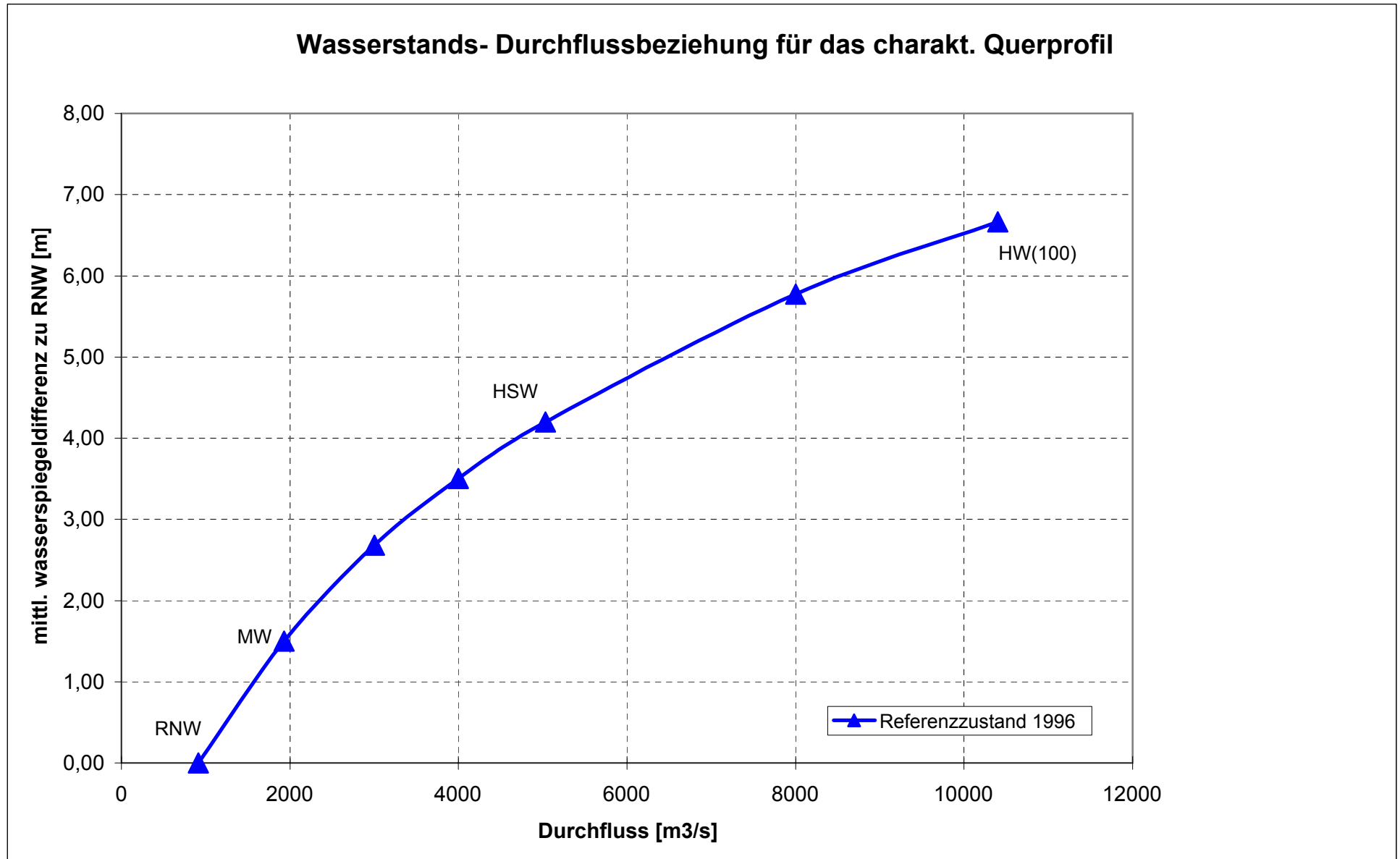


Abb. 7-3: Funktion zwischen Durchfluss und Wasserstand für das charakteristische Querprofil

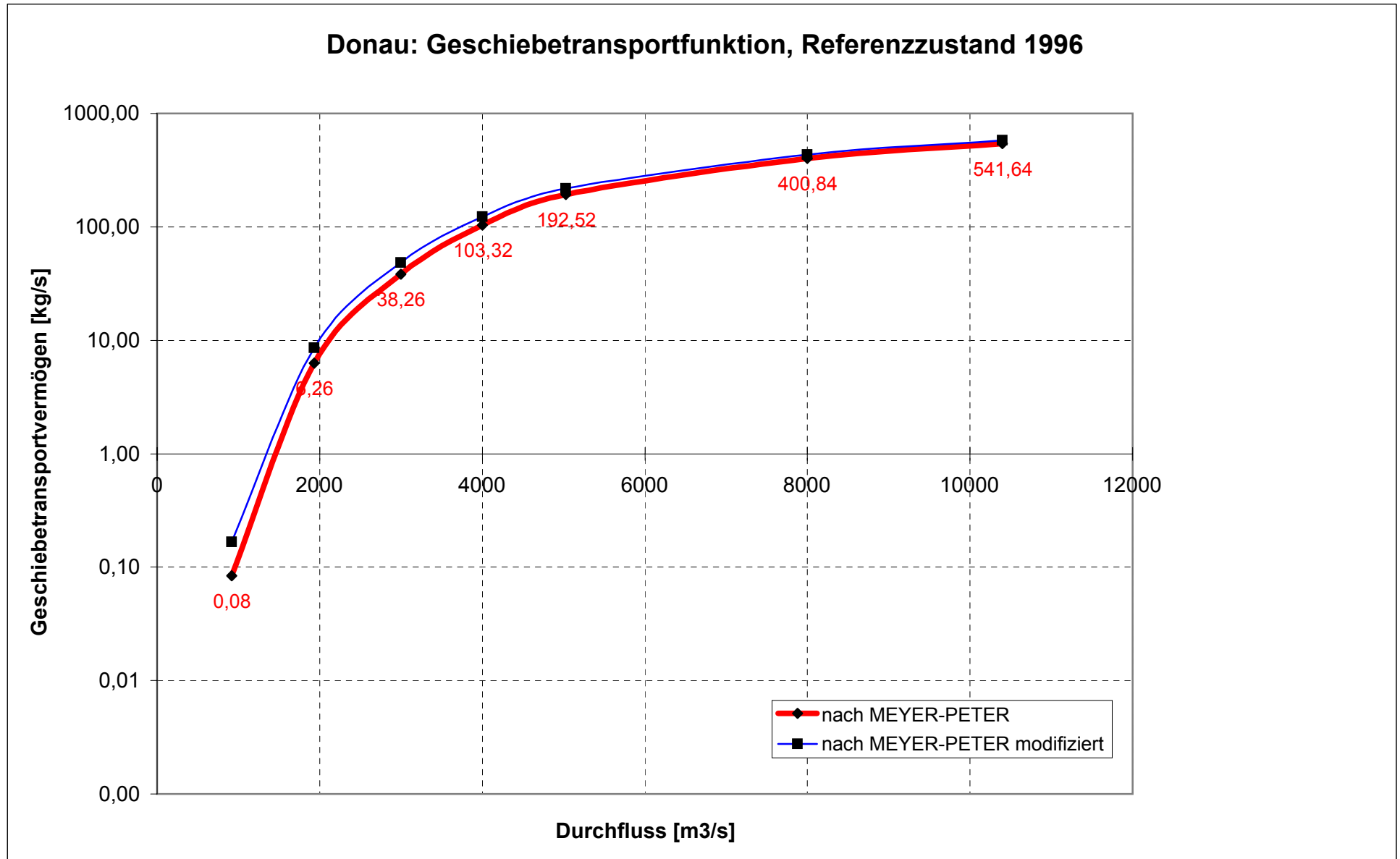


Abb. 7-4: Geschiebefunktionen nach MEYER-PETER und nach MEYER-PETER, modifiziert für den Referenzzustand 1996

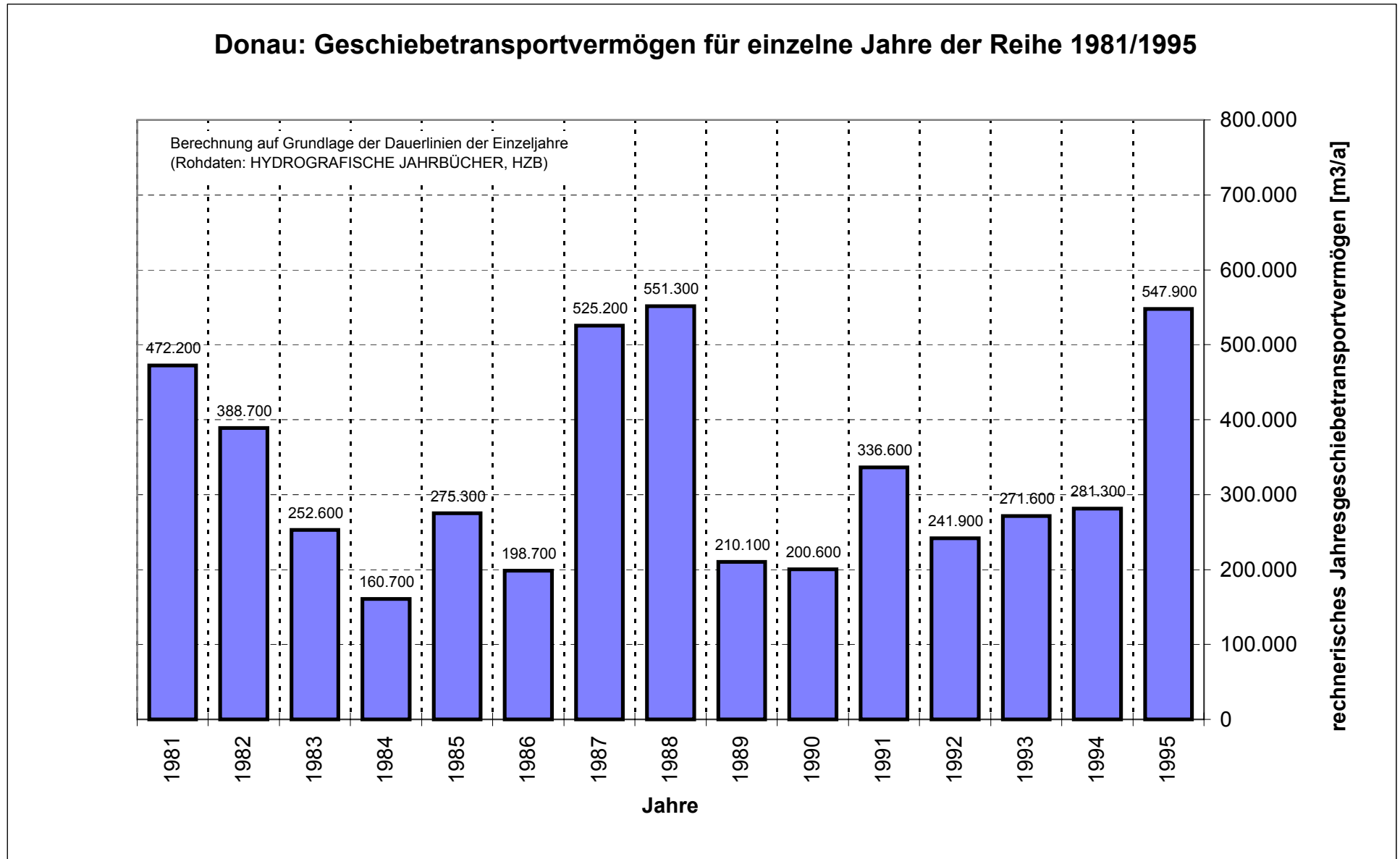


Abb. 7-5: Rechnerisches Geschiebetransportvermögen für die Reihe 1981 - 1995



Abb. 7-6: Rechnerisches Geschiebetransportvermögen für das Abflussjahr 1965

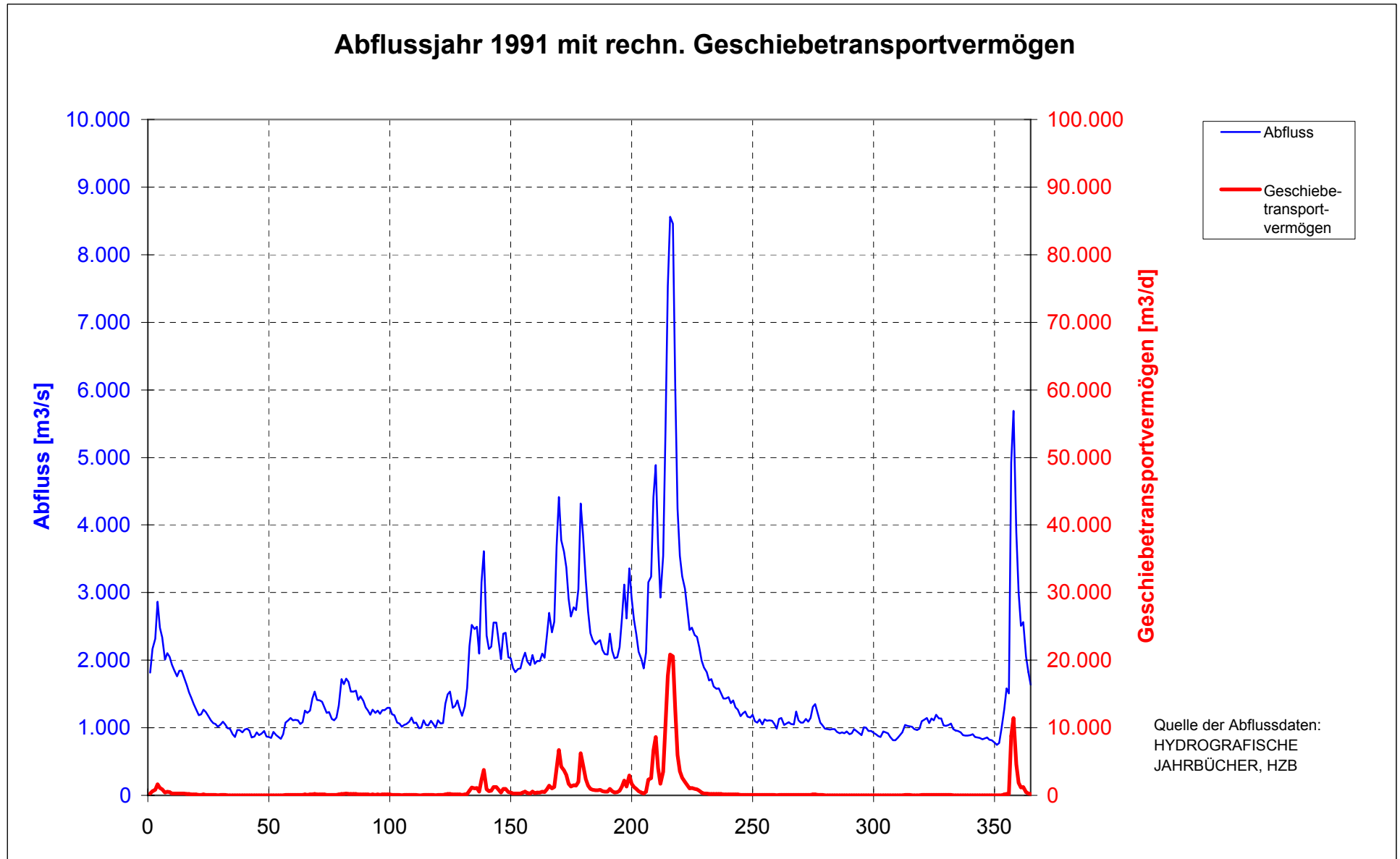


Abb. 7-7: Rechnerisches Geschiebetransportvermögen für das Abflussjahr 1991

GTV1.xls

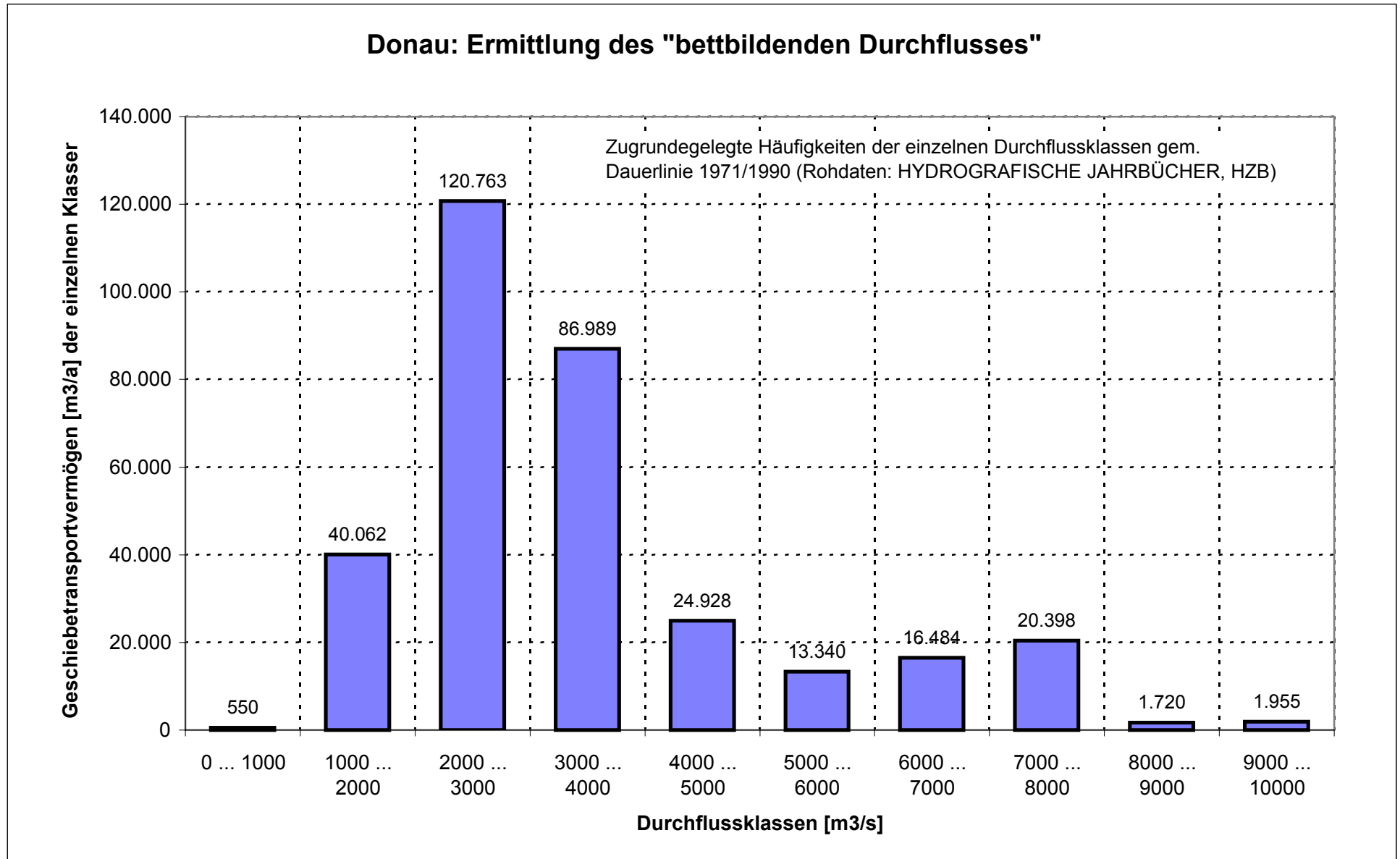


Abb. 7-8: Rechnerisches Geschiebetransportvermögen der einzelnen Durchflussklassen

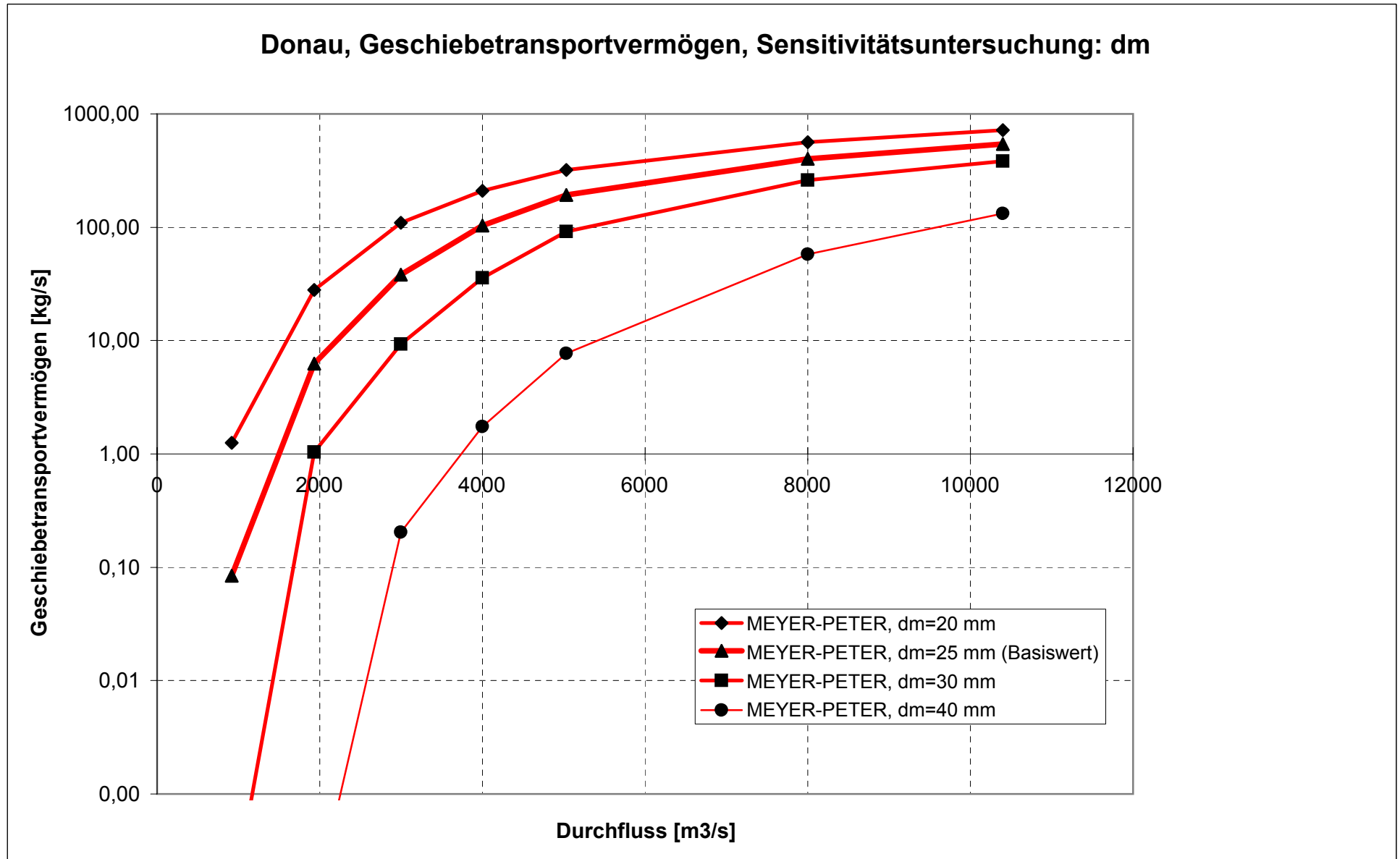


Abb. 7-9: Geschiebefunktionen nach MEYER-PETER für verschiedene dm-Werte

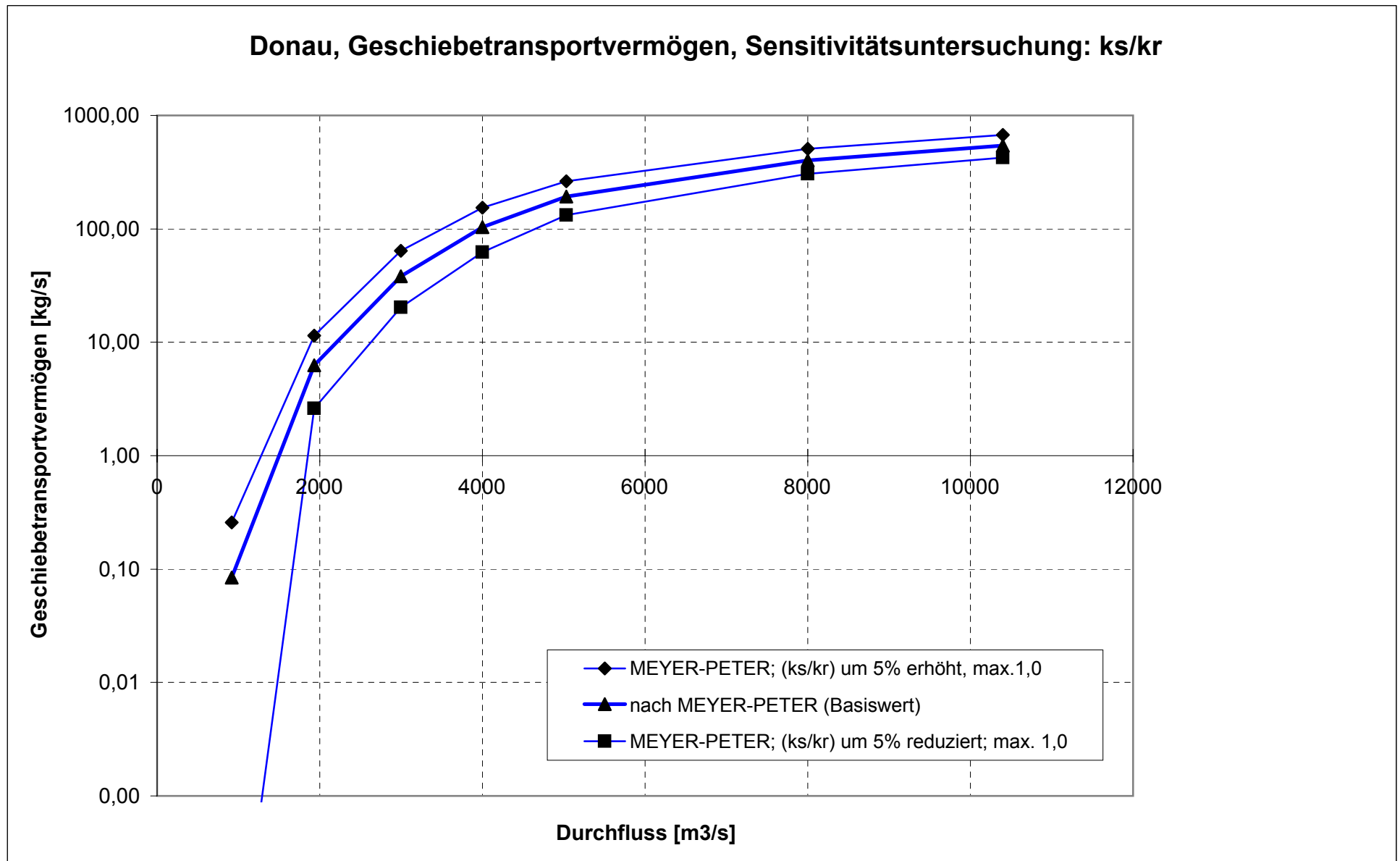


Abb. 7-10: Geschiebefunktionen nach MEYER-PETER für verschiedene (ks/kr)-Werte

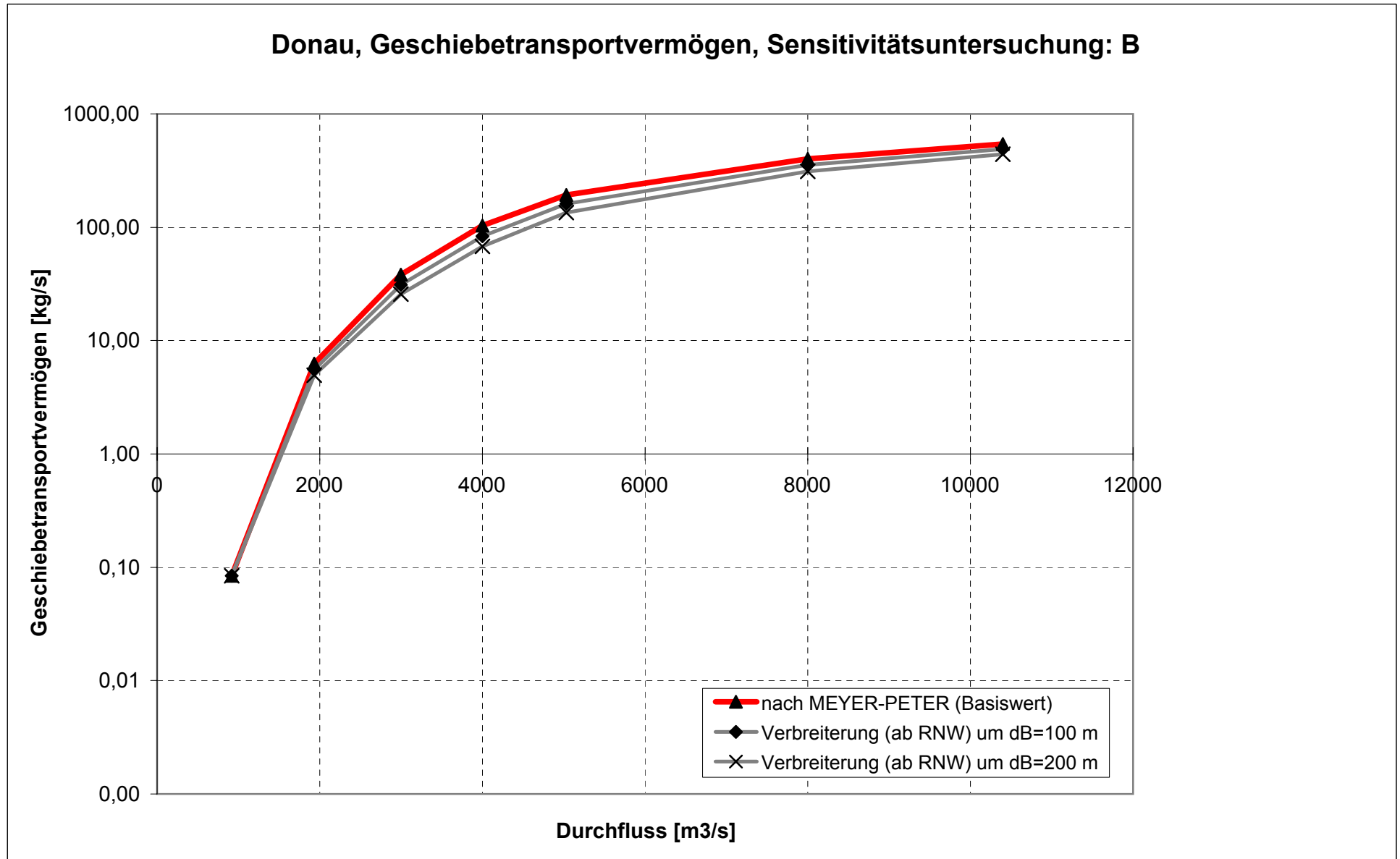


Abb. 7-11: Geschiebefunktionen nach MEYER-PETER für verschiedene Verbreiterungen (ab RNW)

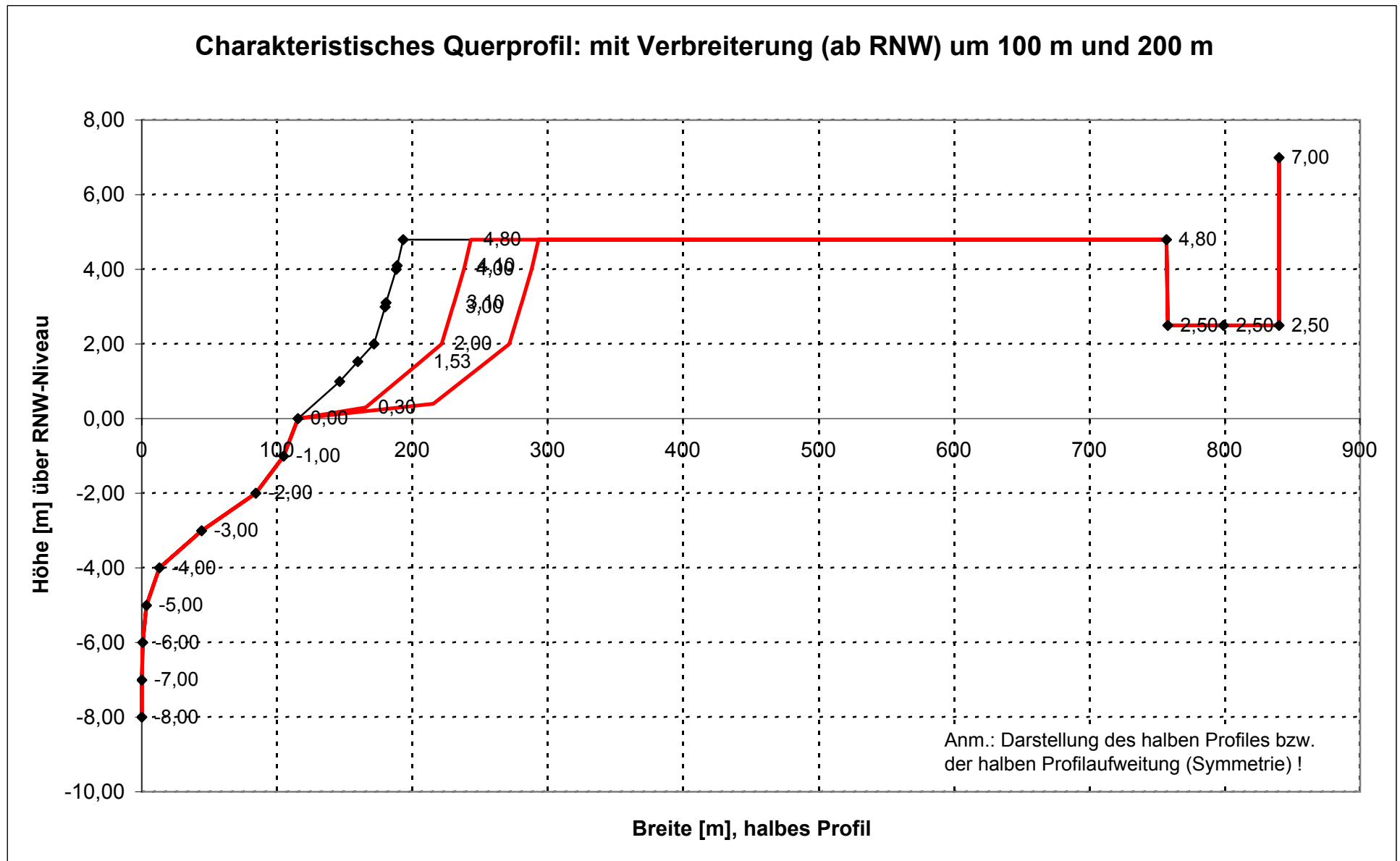


Abb. 7-12: Charakteristisches Querprofil mit idealisiertem Vorlandansatz; Verbreiterung (ab RNW) um 100 bzw. 200 m

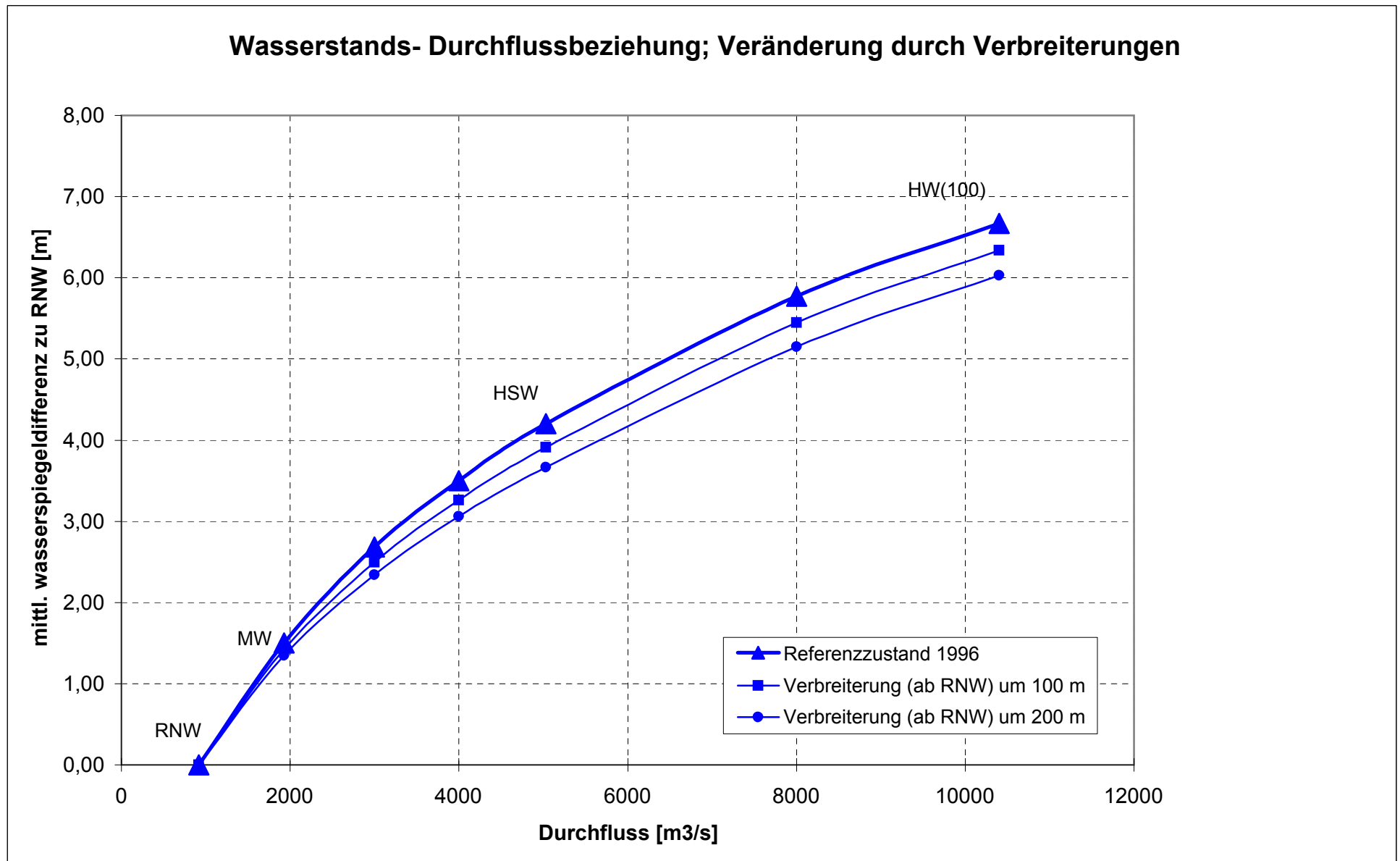


Abb. 7-13: Veränderungen der Wasserstände (für das charakteristische Querprofil) durch Verbreiterungen

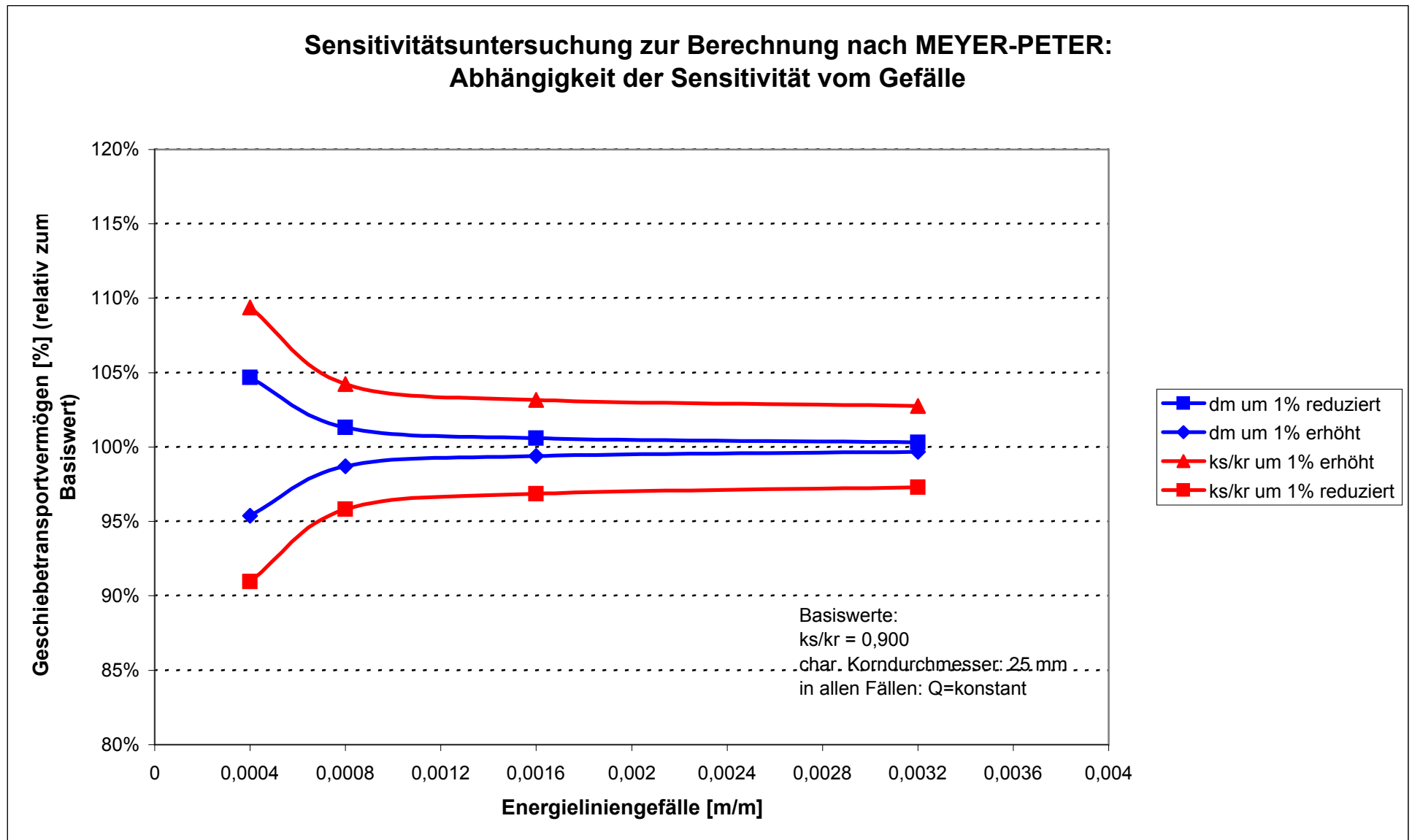


Abb. 7-14: Abhängigkeit der Sensitivität des Geschiebetransportvermögens vom Gefälle; Variation der Eingangsgrößen dm und (ks/kr) um jeweils $\pm 1\%$

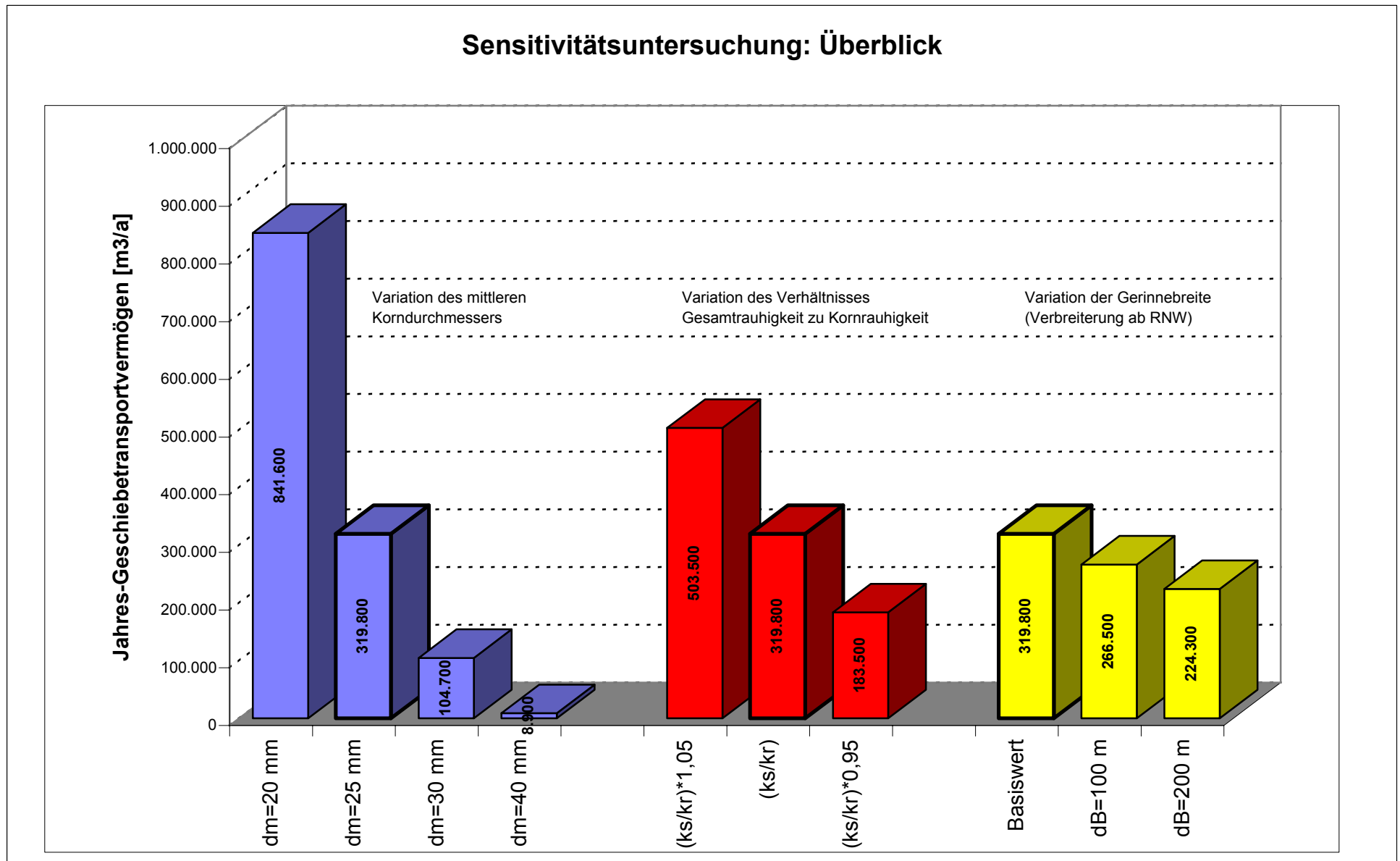


Abb. 7-15: Übersicht zu den Ergebnissen der durchgeführten Sensitivitätsuntersuchungen

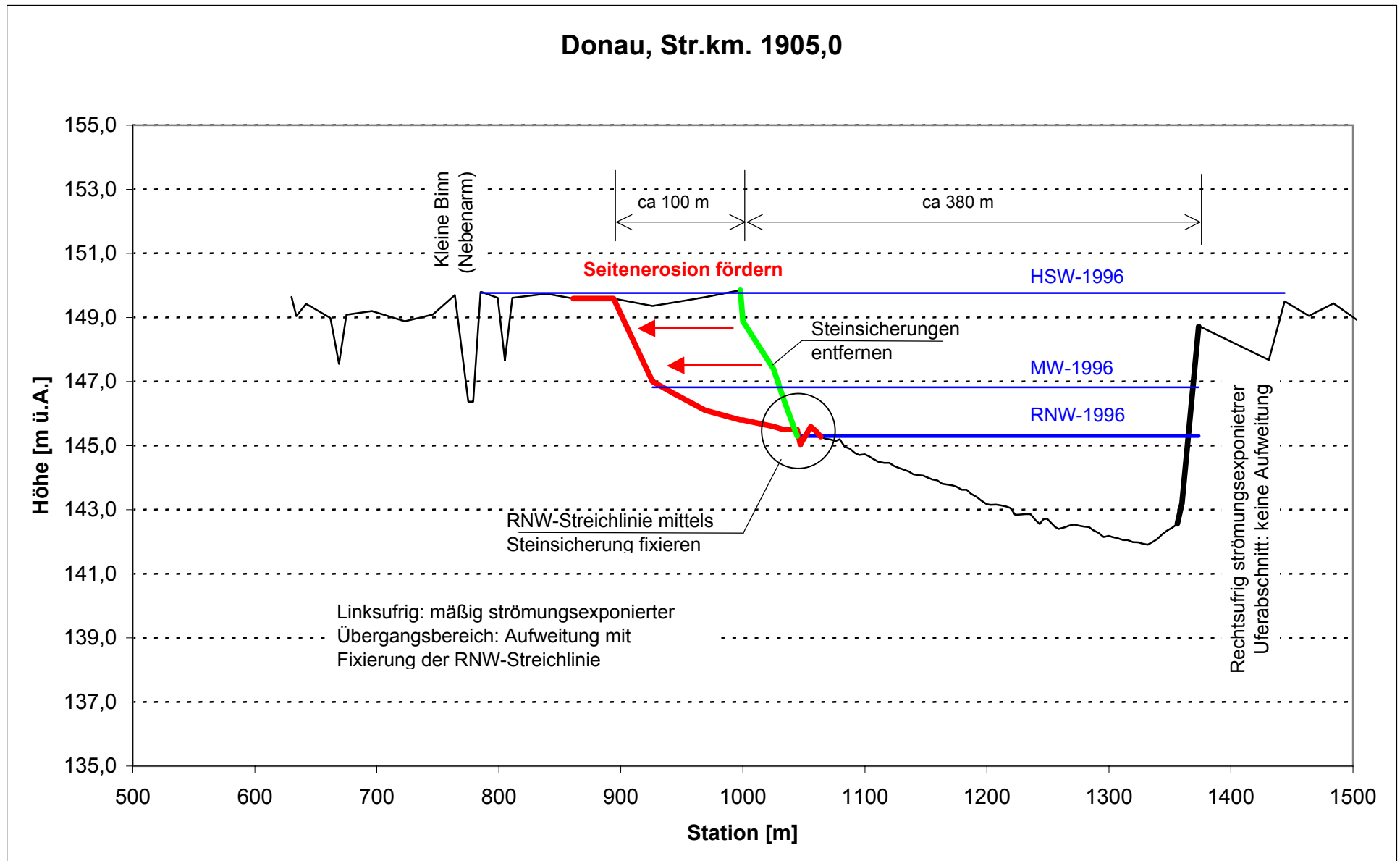


Abb. 8-1: Querschnittsverbreiterung (exemplarisch) bei Str.km. 1905

ANHANG B (Rechnung nach Meyer-Peter, Referenzzustand „1996“)

B1	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter, Referenzzustand „1996“; $Q=RNQ=910 \text{ m}^3/\text{s}$
B2	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter, Referenzzustand „1996“; $Q=MQ=1930 \text{ m}^3/\text{s}$
B3	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter, Referenzzustand „1996“; $Q=3000 \text{ m}^3/\text{s}$
B4	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter, Referenzzustand „1996“; $Q=4000 \text{ m}^3/\text{s}$
B5	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter, Referenzzustand „1996“; $Q=HSQ=5030 \text{ m}^3/\text{s}$
B6	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter, Referenzzustand „1996“; $Q=8000 \text{ m}^3/\text{s}$
B7	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter, Referenzzustand „1996“; $Q=HQ(100)=10.400 \text{ m}^3/\text{s}$
B8	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter, Referenzzustand „1996“; Übersicht
B9	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter, Referenzzustand „1996“; Jahresgeschiebetransportvermögen

Zu Kap. 7.3
Geschiebehdraulische Berechnungen

g(1) für RNQ																																				
$\Delta w =$	0	Anm.: Differenz zwischen Wasserstand und RNW [m]																$A(\text{gesamt}) =$	615,8	m ²	Durchflussquerschnitt (gesamt)															
$l_e =$	0,00041	Anm.: Energieliniengefälle [m/m]																$U(\text{gesamt}) =$	234,8	m ¹	benetzter Umfang (gesamt)															
$d_{m1} =$	0,0250	Anm.: mittlerer Korndurchmesser [m] für die Berechnung nach MEYER-PETER																$R(\text{gesamt}) =$	2,6	m ¹	hydraulischer Radius (gesamt)															
$d_{90} =$	0,0600	Anm.: Korndurchmesser mit 90% Siebdurchgang [mm]																$Q(\text{gesamt}) =$	915	m ³ /s	Durchfluss (gesamt)															
$\rho_s =$	2,63	Anm.: Korndichte [g/cm ³]																$Q(\text{vorland}) =$	0	m ³ /s	Durchfluss (über das Vorland)															
$g' =$	15,9903	Anm.: modifizierte Erdbeschleunigung [m/s ²]																$v_m =$	1,49	m/s	mittlere Fließgeschwindigkeit $Q(\text{ges})/A(\text{ges})$															
$k_f =$	41,55	Anm.: Kornrauigkeit [m ^{1/3} /s] nach MEYER-PETER																$Bs/Rs =$	106,8	-	Verhältnis Gewässerbreite / hydraulischem Radius															
																		$\kappa = (Fs/F') =$	1,00	-	Beiwert nach MEYER-PETER, abhängig von Bs/Rs															
		DURCHFLÜSSE und allgemeine hydraulische Parameter										MEYER-PETER, neuere Formulierung $\theta c = 0,047 = \text{const.}$						MEYER-PETER, Variation von θc																		
x	y	b(i)	h(i)	A(i)	U(i)	R(i)	k(i)	v(i)	dQ(i)	τ	c	$\kappa \cdot \tau$	θ'	θc	Φ_G	m_G	dM _G	τ	c	$\kappa \cdot \tau$	θ'	θc	Φ_G	m_G	dM _G											
0,00	-8,00	0,00	7,50	0,0	1,00	0,00	34,95	2,71	0,0	30,166	0,771	23,268	0,058	0,047	0,009	0,394	0,00	30,166	0,771	23,268	0,058	0,045	0,012	0,505	0,00											
0,00	-7,00	0,63	6,50	4,1	1,18	3,45	34,95	2,47	10,0	26,144	0,771	20,166	0,050	0,047	0,002	0,067	0,04	26,144	0,771	20,166	0,050	0,045	0,003	0,134	0,08											
0,63	-6,00	2,67	5,50	14,7	2,85	5,15	34,95	2,21	32,4	22,122	0,771	17,063	0,043	0,047	0,000	0,000	0,00	22,122	0,771	17,063	0,043	0,045	0,000	0,000	0,00											
3,30	-5,00	9,78	4,50	44,0	9,83	4,48	34,95	1,93	84,9	18,099	0,771	13,961	0,035	0,047	0,000	0,000	0,00	18,099	0,771	13,961	0,035	0,045	0,000	0,000	0,00											
13,08	-4,00	31,21	3,50	109,2	31,23	3,50	34,95	1,63	178,3	14,077	0,771	10,858	0,027	0,047	0,000	0,000	0,00	14,077	0,771	10,858	0,027	0,045	0,000	0,000	0,00											
44,29	-3,00	39,80	2,50	99,5	39,82	2,50	34,95	1,30	129,8	10,055	0,771	7,756	0,019	0,047	0,000	0,000	0,00	10,055	0,771	7,756	0,019	0,045	0,000	0,000	0,00											
84,09	-2,00	20,68	1,50	31,0	20,70	1,50	25,00	0,66	20,6	6,033	0,467	2,815	0,007	0,047	0,000	0,000	0,00	6,033	0,467	2,815	0,007	0,045	0,000	0,000	0,00											
104,77	-1,00	10,73	0,50	5,4	10,78	0,50	25,00	0,32	1,7	2,011	0,467	0,938	0,002	0,047	0,000	0,000	0,00	2,011	0,467	0,938	0,002	0,045	0,000	0,000	0,00											
115,50	0,00	30,83	-0,50	0,0	0,00	0,00	25,00	0,00	0,0	0,000	0,467	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,467	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00											
146,33	1,00	13,35	-1,27	0,0	0,00	0,00	25,00	0,00	0,0	0,000	0,467	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,467	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00											
159,68	1,53	11,84	-1,77	0,0	0,00	0,00	25,00	0,00	0,0	0,000	0,467	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,467	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00											
171,51	2,00	8,24	-2,50	0,0	0,00	0,00	25,00	0,00	0,0	0,000	0,467	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,467	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00											
179,75	3,00	0,83	-3,05	0,0	0,00	0,00	25,00	0,00	0,0	0,000	0,467	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,467	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00											
180,58	3,10	7,45	-3,55	0,0	0,00	0,00	25,00	0,00	0,0	0,000	0,467	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,467	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00											
188,03	4,00	0,64	-4,05	0,0	0,00	0,00	25,00	0,00	0,0	0,000	0,467	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,467	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00											
188,67	4,10	4,49	-4,45	0,0	0,00	0,00	25,00	0,00	0,0	0,000	0,467	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,467	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00											
193,16	4,80	563,84	-4,80	0,0	0,00	0,00	15,00	0,00	0,0	0,000	0,217	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,217	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00											
757,00	4,80	1,00	-3,65	0,0	0,00	0,00	15,00	0,00	0,0	0,000	0,217	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,217	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00											
758,00	2,50	41,00	-2,50	0,0	0,00	0,00	30,00	0,00	0,0	0,000	0,613	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,613	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00											
799,00	2,50																																			
ANMERKUNG: HALBES CHARAKTERISTISCHES PROFIL (SYMMETRIE)																	$M_G(Q) =$	0,08	kg/s	MEYER-PETER																
																	$M_G(Q) =$	0,17	kg/s	MEYER-PETER, modifiziert																

Zu Kap. 7.3
Geschiebehdraulische Berechnungen

g(3) für Q=3000																										
$\Delta w =$	2,68	Anm.: Differenz zwischen Wasserstand und RNW [m]										$A(\text{gesamt}) =$		1432,0	m ²	Durchflussquerschnitt (gesamt)										
$l_e =$	0,00041	Anm.: Energieliniengefälle [m/m]										$U(\text{gesamt}) =$		363,5	m ¹	benetzter Umfang (gesamt)										
$dm_1 =$	0,0250	Anm.: mittlerer Korndurchmesser [m] für die Berechnung nach MEYER-PETER										$R(\text{gesamt}) =$		3,94	m ¹	hydraulischer Radius (gesamt)										
$d_{90} =$	0,0600	Anm.: Korndurchmesser mit 90% Siebdurchgang [mm]										$Q(\text{gesamt}) =$		3000	m ³ /s	Durchfluss (gesamt)										
$\rho_s =$	2,63	Anm.: Korndichte [g/cm ³]										$Q(\text{vorland}) =$		5,8	m ³ /s	Durchfluss (über das Vorland)										
$g' =$	15,9903	Anm.: modifizierte Erdbeschleunigung [m/s ²]										$v_m =$		2,09	m/s	mittlere Fließgeschwindigkeit $Q(\text{ges})/A(\text{ges})$										
$k_r =$	41,55	Anm.: Kornrauigkeit [m ^{1/3} /s] nach MEYER-PETER										$B_s/R_s =$		71,1	-	Verhältnis Gewässerbreite / hydraulischem Radius										
											$\kappa = (F_s/F') =$		0,99	-	Beiwert nach MEYER-PETER, abhängig von B_s/R_s											
DURCHFLÜSSE und allgemeine hydraulische Parameter											MEYER-PETER, neuere Formulierung $\theta c = 0,047 = \text{const.}$)							MEYER-PETER, Variation von θc								
x	y	b(i)	h(i)	A(i)	U(i)	R(i)	k(i)	v(i)	dQ(i)	τ	c	$\kappa \cdot \tau'$	θ'	θc	Φ_G	m_G	dM_G	τ	c	$\kappa \cdot \tau'$	θ'	θc	Φ_G	m_G	dM_G	
0,00	-8,00	0,00	10,18	0,0	1,00	0,00	38,20	3,64	0,0	40,949	0,881	36,092	0,090	0,047	0,072	2,995	0,00	40,949	0,881	36,092	0,090	0,045	0,077	3,205	0,00	
0,00	-7,00	0,63	9,18	5,7	1,18	4,87	38,20	3,39	19,5	36,927	0,881	32,547	0,081	0,047	0,051	2,124	1,33	36,927	0,881	32,547	0,081	0,045	0,056	2,311	1,45	
0,63	-6,00	2,67	8,18	21,8	2,85	7,66	38,20	3,14	68,7	32,905	0,881	29,002	0,073	0,047	0,033	1,358	3,63	32,905	0,881	29,002	0,073	0,045	0,037	1,521	4,06	
3,30	-5,00	9,78	7,18	70,2	9,83	7,14	38,20	2,88	202,3	28,883	0,881	25,457	0,064	0,047	0,017	0,717	7,01	28,883	0,881	25,457	0,064	0,045	0,020	0,849	8,30	
13,08	-4,00	31,21	6,18	192,9	31,23	6,18	38,20	2,61	502,9	24,861	0,881	21,912	0,055	0,047	0,006	0,230	7,17	24,861	0,881	21,912	0,055	0,045	0,008	0,323	10,09	
44,29	-3,00	39,80	5,18	206,2	39,82	5,18	38,20	2,32	477,9	20,839	0,881	18,367	0,046	0,047	0,000	0,000	0,00	20,839	0,881	18,367	0,046	0,045	0,000	0,010	0,38	
84,09	-2,00	20,68	4,18	86,4	20,70	4,18	25,00	1,31	113,6	16,816	0,467	7,847	0,020	0,047	0,000	0,000	0,00	16,816	0,467	7,847	0,020	0,045	0,000	0,000	0,00	
104,77	-1,00	10,73	3,18	34,1	10,78	3,17	25,00	1,10	37,4	12,794	0,467	5,970	0,015	0,047	0,000	0,000	0,00	12,794	0,467	5,970	0,015	0,045	0,000	0,000	0,00	
115,50	0,00	30,83	2,18	67,2	30,85	2,18	25,00	0,85	57,3	8,772	0,467	4,094	0,010	0,047	0,000	0,000	0,00	8,772	0,467	4,094	0,010	0,045	0,000	0,000	0,00	
146,33	1,00	13,35	1,42	18,9	13,36	1,41	25,00	0,64	12,1	5,695	0,467	2,658	0,007	0,047	0,000	0,000	0,00	5,695	0,467	2,658	0,007	0,045	0,000	0,000	0,00	
159,68	1,53	11,84	0,92	10,8	11,84	0,92	25,00	0,48	5,2	3,684	0,467	1,719	0,004	0,047	0,000	0,000	0,00	3,684	0,467	1,719	0,004	0,045	0,000	0,000	0,00	
171,51	2,00	8,24	0,18	1,5	8,30	0,18	25,00	0,16	0,2	0,728	0,467	0,340	0,001	0,047	0,000	0,000	0,00	0,728	0,467	0,340	0,001	0,045	0,000	0,000	0,00	
179,75	3,00	0,83	-0,37	0,0	0,00	0,00	25,00	0,00	0,0	0,000	0,467	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,467	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00	
180,58	3,10	7,45	-0,87	0,0	0,00	0,00	25,00	0,00	0,0	0,000	0,467	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,467	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00	
188,03	4,00	0,64	-1,37	0,0	0,00	0,00	25,00	0,00	0,0	0,000	0,467	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,467	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00	
188,67	4,10	4,49	-1,77	0,0	0,00	0,00	25,00	0,00	0,0	0,000	0,467	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,467	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00	
193,16	4,80	563,84	-2,12	0,0	0,00	0,00	15,00	0,00	0,0	0,000	0,217	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,217	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00	
757,00	4,80	1,00	-0,97	0,0	0,00	0,00	15,00	0,00	0,0	0,000	0,217	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,217	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00	
758,00	2,50	41,00	0,18	7,4	41,00	0,18	30,00	0,19	1,4	0,728	0,613	0,447	0,001	0,047	0,000	0,000	0,00	0,728	0,613	0,447	0,001	0,045	0,000	0,000	0,00	
799,00	2,50	41,00	0,18	7,4	41,00	0,18	30,00	0,19	1,4	0,728	0,613	0,447	0,001	0,047	0,000	0,000	0,00	0,728	0,613	0,447	0,001	0,045	0,000	0,000	0,00	
840,00	2,50	0,00	-2,07	0,0	0,00	0,00	15,00	0,00	0,0	0,000	0,217	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,217	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00	
840,00	7,00																									
ANMERKUNG: HALBES CHARAKTERISTISCHES PROFIL (SYMMETRIE)																	$M_G(Q) =$		38,26	kg/s	MEYER-PETER					
																	$M_G(Q) =$		48,57	kg/s	MEYER-PETER, modifiziert					

Zu Kap. 7.3
Geschiebehdraulische Berechnungen

g(4) für Q=4000																										
$\Delta w =$	3,50	Anm.: Differenz zwischen Wasserstand und RNW [m]											$A(\text{gesamt}) =$	1727,6	m ²	Durchflussquerschnitt (gesamt)										
$l_e =$	0,00041	Anm.: Energieliniengefälle [m/m]											$U(\text{gesamt}) =$	365,1	m ¹	benetzter Umfang (gesamt)										
$dm_1 =$	0,0250	Anm.: mittlerer Korndurchmesser [m] für die Berechnung nach MEYER-PETER											$R(\text{gesamt}) =$	4,73	m ¹	hydraulischer Radius (gesamt)										
$d_{90} =$	0,0600	Anm.: Korndurchmesser mit 90% Siebdurchgang [mm]											$Q(\text{gesamt}) =$	4000	m ³ /s	Durchfluss (gesamt)										
$\rho_s =$	2,63	Anm.: Korndichte [g/cm ³]											$Q(\text{vorland}) =$	99,8	m ³ /s	Durchfluss (über das Vorland)										
$g' =$	15,9903	Anm.: modifizierte Erdbeschleunigung [m/s ²]											$v_m =$	2,26	m/s	mittlere Fließgeschwindigkeit $Q(\text{ges})/A(\text{ges})$										
$k_r =$	41,55	Anm.: Kornrauigkeit [m ^{1/3} /s] nach MEYER-PETER											$B_s/R_s =$	59,2	-	Verhältnis Gewässerbreite / hydraulischem Radius										
																	$\kappa = (F_s/F') =$	0,99	-	Beiwert nach MEYER-PETER, abhängig von B_s/R_s						
DURCHFLÜSSE und allgemeine hydraulische Parameter											MEYER-PETER, neuere Formulierung $\theta c = 0,047 = \text{const.}$)						MEYER-PETER, Variation von θc									
x	y	b(i)	h(i)	A(i)	U(i)	R(i)	k(i)	v(i)	dQ(i)	τ	c	$\kappa \cdot \tau'$	θ'	θc	Φ_G	m_G	dM_G	τ	c	$\kappa \cdot \tau'$	θ'	θc	Φ_G	m_G	dM_G	
0,00	-8,00	0,00	11,00	0,0	1,00	0,00	38,80	3,89	0,0	44,247	0,902	39,922	0,100	0,047	0,097	4,042	0,00	44,247	0,902	39,922	0,100	0,045	0,103	4,274	0,00	
0,00	-7,00	0,63	10,00	6,3	1,18	5,30	38,80	3,65	22,8	40,225	0,902	36,293	0,091	0,047	0,073	3,047	1,91	40,225	0,902	36,293	0,091	0,045	0,078	3,258	2,04	
0,63	-6,00	2,67	9,00	24,0	2,85	8,43	38,80	3,40	81,8	36,203	0,902	32,664	0,082	0,047	0,052	2,151	5,74	36,203	0,902	32,664	0,082	0,045	0,056	2,339	6,25	
3,30	-5,00	9,78	8,00	78,2	9,83	7,96	38,80	3,15	246,1	32,181	0,902	29,035	0,073	0,047	0,033	1,365	13,35	32,181	0,902	29,035	0,073	0,045	0,037	1,528	14,94	
13,08	-4,00	31,21	7,00	218,5	31,23	7,00	38,80	2,88	628,6	28,159	0,902	25,406	0,064	0,047	0,017	0,708	22,11	28,159	0,902	25,406	0,064	0,045	0,020	0,840	26,23	
44,29	-3,00	39,80	6,00	238,9	39,82	6,00	38,80	2,60	620,1	24,137	0,902	21,777	0,054	0,047	0,005	0,215	8,56	24,137	0,902	21,777	0,054	0,045	0,007	0,307	12,21	
84,09	-2,00	20,68	5,00	103,4	20,70	5,00	25,00	1,48	153,2	20,115	0,467	9,386	0,023	0,047	0,000	0,000	0,00	20,115	0,467	9,386	0,023	0,045	0,000	0,000	0,00	
104,77	-1,00	10,73	4,00	42,9	10,78	3,98	25,00	1,28	54,8	16,092	0,467	7,509	0,019	0,047	0,000	0,000	0,00	16,092	0,467	7,509	0,019	0,045	0,000	0,000	0,00	
115,50	0,00	30,83	3,00	92,5	30,85	3,00	25,00	1,05	97,5	12,070	0,467	5,633	0,014	0,047	0,000	0,000	0,00	12,070	0,467	5,633	0,014	0,045	0,000	0,000	0,00	
146,33	1,00	13,35	2,24	29,8	13,36	2,23	25,00	0,87	25,8	8,993	0,467	4,197	0,010	0,047	0,000	0,000	0,00	8,993	0,467	4,197	0,010	0,045	0,000	0,000	0,00	
159,68	1,53	11,84	1,74	20,5	11,84	1,73	25,00	0,73	15,0	6,982	0,467	3,258	0,008	0,047	0,000	0,000	0,00	6,982	0,467	3,258	0,008	0,045	0,000	0,000	0,00	
171,51	2,00	8,24	1,00	8,2	8,30	0,99	25,00	0,51	4,2	4,026	0,467	1,879	0,005	0,047	0,000	0,000	0,00	4,026	0,467	1,879	0,005	0,045	0,000	0,000	0,00	
179,75	3,00	0,83	0,45	0,4	0,83	0,45	25,00	0,30	0,1	1,814	0,467	0,846	0,002	0,047	0,000	0,000	0,00	1,814	0,467	0,846	0,002	0,045	0,000	0,000	0,00	
180,58	3,10	7,45	-0,05	0,0	0,00	0,00	25,00	0,00	0,0	0,000	0,467	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,467	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00	
188,03	4,00	0,64	-0,55	0,0	0,00	0,00	25,00	0,00	0,0	0,000	0,467	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,467	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00	
188,67	4,10	4,49	-0,95	0,0	0,00	0,00	25,00	0,00	0,0	0,000	0,467	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,467	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00	
193,16	4,80	563,84	-1,30	0,0	0,00	0,00	15,00	0,00	0,0	0,000	0,217	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,217	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00	
757,00	4,80	1,00	-0,15	0,0	0,00	0,00	15,00	0,00	0,0	0,000	0,217	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,217	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00	
758,00	2,50	41,00	1,00	41,0	41,00	1,00	30,00	0,61	24,9	4,026	0,613	2,470	0,006	0,047	0,000	0,000	0,00	4,026	0,613	2,470	0,006	0,045	0,000	0,000	0,00	
799,00	2,50	41,00	1,00	41,0	41,00	1,00	30,00	0,61	24,9	4,026	0,613	2,470	0,006	0,047	0,000	0,000	0,00	4,026	0,613	2,470	0,006	0,045	0,000	0,000	0,00	
840,00	2,50	0,00	-1,25	0,0	0,00	0,00	15,00	0,00	0,0	0,000	0,217	0,000	0,000	0,047	0,000	0,000	0,00	0,000	0,217	0,000	0,000	0,045	0,000	0,000	0,00	
840,00	7,00																									
ANMERKUNG: HALBES CHARAKTERISTISCHES PROFIL (SYMMETRIE)																	$M_G(Q) =$	103,32	kg/s	MEYER-PETER						
																	$M_G(Q) =$	123,33	kg/s	MEYER-PETER, modifiziert						

Zu Kap. 7.3
Geschiebehdraulische Berechnungen

REFERENZZUSTAND 1996						Parameterdeklaration:								
Ermittlung der mittleren Jahresgeschiebefracht:														
Überschr.d.			Berechnung nach			Berechnung nach								
1971/1990			MEYER-PETER			MEYER-PETER - MODIFIZIERT			DURCHFLÜSSE und allgemeine hydraulische Parameter					
Q(j)	d(j)	g(Q(j))	ΔG(j)	g(Q(j))	ΔG(j)	b(i)	m ¹	Breite des i-ten Durchflusstreifens						
[m ³ /s]	[d]	[kg/s]	[m ³ /a]	[kg/s]	[m ³ /a]	h(i)	m ¹	mittlere Fließtiefe des i-ten Durchflusstreifens						
915	343,3	0,08	89	0,17	88	A(i) <td>m²</td> <th colspan="4">Fläche des i-ten Durchflusstreifens</th> <th colspan="2"></th>	m ²	Fläche des i-ten Durchflusstreifens						
1930	148,4	6,26	29685	8,57	40877	U(i) <td>m¹</td> <th colspan="4">Umfang (Sohle) des i-ten Durchflusstreifens</th> <th colspan="2"></th>	m ¹	Umfang (Sohle) des i-ten Durchflusstreifens						
3000	32,9	38,26	123426	48,57	158410	R(i) <td>m¹</td> <th colspan="4">hydraulischer Radius des i-ten Durchflusstreifens</th> <th colspan="2"></th>	m ¹	hydraulischer Radius des i-ten Durchflusstreifens						
4000	7,3	103,32	86989	123,33	105620	k(i) <td>m^{1/3}/s</td> <th colspan="4">Rauhigkeit (nach STRICKLER) des i-ten Durchflusstreifens</th> <th colspan="2"></th>	m ^{1/3} /s	Rauhigkeit (nach STRICKLER) des i-ten Durchflusstreifens						
5030	3,7	192,52	25916	217,71	29876	v(i) <td>m/s</td> <th colspan="4">Fließgeschwindigkeit des i-ten Durchflusstreifens</th> <th colspan="2"></th>	m/s	Fließgeschwindigkeit des i-ten Durchflusstreifens						
8000	0,2	400,84	49130	433,28	53902	dQ(i) <td>m³/s</td> <th colspan="4">Durchfluß im i-ten Durchflusstreifen</th> <th colspan="2"></th>	m ³ /s	Durchfluß im i-ten Durchflusstreifen						
10400	0,0	541,64	4524	577,54	4852	MEYER-PETER, neuere Formulierung θc=0,047=const.)								
JGTV (MEYER-PETER):			319.800 m ³ /a			τ	N/m ²	Sohlschubspannung im i-ten Streifen						
JGTV (MEYER-PETER, MODIFIZIERT):			393.600 m ³ /a			c	-	Abminderungsfaktor c=(k _s /k _r) ^{3/2}						
						κ·τ'	N/m ²	transportwirksame Sohlschubspannung im i-ten Streifen						
						θ'	-	transportwirksame Strömungsintensität im i-ten Streifen						
						θc	-	kritische Strömungsintensität im i-ten Streifen						
						Φ _G	-	Transportintensität im i-ten Streifen						
						m _G	kg/s.m	Geschiebetrieb im i-ten Streifen						
						dM _G	kg/s	Geschiebetransport im i-ten Streifen						
						M _G	kg/s	Geschiebetransport (gesamt)						

ANHANG C (Rechnung nach Meyer-Peter, Sensitivitätsuntersuchung)

C1	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter, RNQ; MQ; Q=3000; Q=4000; HSQ; Q=8000; HQ100 Variation von dm (auf 20 mm)
C2	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter, Ermittlung des Jahresgeschiebetransportvermögens Variation von dm (auf 20 mm)
C3	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter, RNQ; MQ; Q=3000; Q=4000; HSQ; Q=8000; HQ100 Variation von dm (auf 30 mm)
C4	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter, Ermittlung des Jahresgeschiebetransportvermögens Variation von dm (auf 30 mm)
C5	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter, RNQ; MQ; Q=3000; Q=4000; HSQ; Q=8000; HQ100 Variation von dm (auf 40 mm)
C6	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter, Ermittlung des Jahresgeschiebetransportvermögens Variation von dm (auf 40 mm)
C7	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter; RNQ; MQ, Q=3000; Q=4000; HSQ; Q=8000; HQ100 Variation von ks/kr (*1,05)
C8	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter, Ermittlung des Jahresgeschiebetransportvermögens Variation von ks/kr (*1,05)
C9	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter; RNQ; MQ, Q=3000; Q=4000; HSQ; Q=8000; HQ100 Variation von ks/kr (*0,95)
C10	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter, Ermittlung des Jahresgeschiebetransportvermögens Variation von ks/kr (*0,95)
C11	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter; RNQ; MQ, Q=3000; Q=4000; HSQ; Q=8000; HQ100 Variation von B (+100 m ab RNW)
C12	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter, Ermittlung des Jahresgeschiebetransportvermögens Variation von B (+100 m ab RNW)
C13	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter; RNQ; MQ, Q=3000; Q=4000; HSQ; Q=8000; HQ100 Variation von B (+200 m ab RNW)
C14	Geschiebetransportrechnung nach Meyer-Peter, Ermittlung des Jahresgeschiebetransportvermögens Variation von B (+200 m ab RNW)

Zu Kap. 7.5

Geschiebehdraulische Berechnungen: Sensitivitätsuntersuchung

Berechnungsfall: Variation von d_m (Reduktion auf 20 mm)										
Ermittlung der mittleren Jahresgeschiebefracht:										
	Überschreit.dauer 1971/1990	Berechnung nach MEYER-PETER		DURCHFLÜSSE und allgemeine hydraulische Parameter						
Q(j)	d(j)	g(Q(j))	$\Delta G(j)$	b(i)	m ¹	Breite des i-ten Durchflusstreifens				
[m ³ /s]	[d]	[kg/s]	[m ³ /a]	h(i)	m ¹	mittlere Fließtiefe des i-ten Durchflusstreifens				
915	343,3	1,25	1.317	A(i)	m ²	Fläche des i-ten Durchflusstreifens				
1930	148,4	27,98	136.730	U(i)	m ¹	Umfang (Sohle) des i-ten Durchflusstreifens				
3000	32,9	109,89	382.175	R(i)	m ¹	hydraulischer Radius des i-ten Durchflusstreifens				
4000	7,3	209,05	195.956	k(i)	m ^{1/3} /s	Rauhigkeit (nach STRICKLER) des i-ten Durchflusstreifens				
5030	3,7	320,28	46.369	v(i)	m/s	Fließgeschwindigkeit des i-ten Durchflusstreifens				
8000	0,2	560,67	72.943	dQ(i)	m ³ /s	Durchfluß im i-ten Durchflusstreifen				
10400	0,0	717,34	6.134	MEYER-PETER, neuere Formulierung $\theta_c=0,047=const.$						
JGTV (MEYER-PETER):			841.600	τ	N/m ²	Sohlschubspannung im i-ten Streifen				
			m³/a	c	-	Abminderungsfaktor $c=(k_g/k_s)^{3/2}$				
				$\kappa \cdot \tau'$	N/m ²	transportwirksame Sohlschubspannung im i-ten Streifen				
				θ'	-	transportwirksame Strömungsintensität im i-ten Streifen				
				θ_c	-	kritische Strömungsintensität im i-ten Streifen				
				Φ_G	-	Transportintensität im i-ten Streifen				
				m_G	kg/s.m	Geschiebetrieb im i-ten Streifen				
				dM_G	kg/s	Geschiebetransport im i-ten Streifen				
				M_G	kg/s	Geschiebetransport (gesamt)				

Zu Kap. 7.5

Geschiebehdraulische Berechnungen: Sensitivitätsuntersuchung

Berechnungsfall: Variation von d_m (Erhöhung auf 30 mm)										
Ermittlung der mittleren Jahresgeschiebefracht:										
	Überschreit.dauer 1971/1990	Berechnung nach MEYER-PETER		DURCHFLÜSSE und allgemeine hydraulische Parameter						
Q(j)	d(j)	g(Q(j))	$\Delta G(j)$	b(i)	m ¹	Breite des i-ten Durchflusstreifens				
[m ³ /s]	[d]	[kg/s]	[m ³ /a]	h(i)	m ¹	mittlere Fließtiefe des i-ten Durchflusstreifens				
915	343,3	0,00	0	A(i)	m ²	Fläche des i-ten Durchflusstreifens				
1930	148,4	1,04	4.867	U(i)	m ¹	Umfang (Sohle) des i-ten Durchflusstreifens				
3000	32,9	9,33	28.758	R(i)	m ¹	hydraulischer Radius des i-ten Durchflusstreifens				
4000	7,3	35,82	27.741	k(i)	m ^{1/3} /s	Rauhigkeit (nach STRICKLER) des i-ten Durchflusstreifens				
5030	3,7	91,18	11.125	v(i)	m/s	Fließgeschwindigkeit des i-ten Durchflusstreifens				
8000	0,2	260,72	29.137	dQ(i)	m ³ /s	Durchfluß im i-ten Durchflusstreifen				
10400	0,0	383,91	3.094	MEYER-PETER, neuere Formulierung $\theta_c=0,047=const.$						
JGTV (MEYER-PETER):			104.700	τ	N/m ²	Sohlschubspannung im i-ten Streifen				
			m³/a	c	-	Abminderungsfaktor $c=(k_g/k_s)^{3/2}$				
				$\kappa \cdot \tau'$	N/m ²	transportwirksame Sohlschubspannung im i-ten Streifen				
				θ'	-	transportwirksame Strömungsintensität im i-ten Streifen				
				θ_c	-	kritische Strömungsintensität im i-ten Streifen				
				Φ_G	-	Transportintensität im i-ten Streifen				
				m_G	kg/s.m	Geschiebetrieb im i-ten Streifen				
				dM_G	kg/s	Geschiebetransport im i-ten Streifen				
				M_G	kg/s	Geschiebetransport (gesamt)				

Geschiebetransportrechnung nach MEYER-PETER
 Ermittlung des Jahresgeschiebetransportvermögens
 Variation von d_m (auf 30 mm)

GTV3.xls

Zu Kap. 7.5

Geschiebehdraulische Berechnungen: Sensitivitätsuntersuchung

Berechnungsfall: Variation von d_m (Erhöhung auf 40 mm)										
Ermittlung der mittleren Jahresgeschiebefracht:										
	Überschreit.dauer 1971/1990	Berechnung nach MEYER-PETER		DURCHFLÜSSE und allgemeine hydraulische Parameter						
Q(j)	d(j)	g(Q(j))	ΔG(j)	b(i)	m ¹	Breite des i-ten Durchflusstreifens				
[m ³ /s]	[d]	[kg/s]	[m ³ /a]	h(i)	m ¹	mittlere Fließtiefe des i-ten Durchflusstreifens				
915	343,3	0,00	0	A(i)	m ²	Fläche des i-ten Durchflusstreifens				
1930	148,4	0,00	0	U(i)	m ¹	Umfang (Sohle) des i-ten Durchflusstreifens				
3000	32,9	0,20	566	R(i)	m ¹	hydraulischer Radius des i-ten Durchflusstreifens				
4000	7,3	1,74	1.196	k(i)	m ^{1/3} /s	Rauhigkeit (nach STRICKLER) des i-ten Durchflusstreifens				
5030	3,7	7,72	829	v(i)	m/s	Fließgeschwindigkeit des i-ten Durchflusstreifens				
8000	0,2	57,50	5.400	dQ(i)	m ³ /s	Durchfluß im i-ten Durchflusstreifen				
10400	0,0	132,30	911	MEYER-PETER, neuere Formulierung $\theta_c=0,047=const.$						
JGTV (MEYER-PETER):				τ	N/m ²	Sohlschubspannung im i-ten Streifen				
				c	-	Abminderungsfaktor $c=(k_g/k_s)^{3/2}$				
8.900				$\kappa \cdot \tau'$	N/m ²	transportwirksame Sohlschubspannung im i-ten Streifen				
m³/a				θ'	-	transportwirksame Strömungsintensität im i-ten Streifen				
				θ_c	-	kritische Strömungsintensität im i-ten Streifen				
				Φ_G	-	Transportintensität im i-ten Streifen				
				m_G	kg/s.m	Geschiebetrieb im i-ten Streifen				
				dM_G	kg/s	Geschiebetransport im i-ten Streifen				
				M_G	kg/s	Geschiebetransport (gesamt)				

Geschiebetransportrechnung nach MEYER-PETER
Ermittlung des Jahresgeschiebetransportvermögens
Variation von d_m (auf 40 mm)

GTV4.xls

Zu Kap. 7.5

Geschiebehdraulische Berechnungen: Sensitivitätsuntersuchung

Berechnungsfall: Variation von k_s/k_r (Erhöhung um 5 %)										
Ermittlung der mittleren Jahresgeschiebefracht:										
Überschreit.dauer 1971/1990	Berechnung nach MEYER-PETER	DURCHFLÜSSE und allgemeine hydraulische Parameter								
$Q(j)$ [m ³ /s]	$d(j)$ [d]	$g(Q(j))$ [kg/s]	$\Delta G(j)$ [m ³ /a]	$b(i)$	m^1	Breite des i-ten Durchflusstreifens				
915	343,3	0,26	272	$h(i)$	m^1	mittlere Fließtiefe des i-ten Durchflusstreifens				
1930	148,4	11,44	54.731	$A(i)$	m^2	Fläche des i-ten Durchflusstreifens				
3000	32,9	64,04	209.242	$U(i)$	m^1	Umfang (Sohle) des i-ten Durchflusstreifens				
4000	7,3	153,23	133.490	$R(i)$	m^1	hydraulischer Radius des i-ten Durchflusstreifens				
5030	3,7	262,17	36.389	$k(i)$	$m^{1/3}/s$	Rauhigkeit (nach STRICKLER) des i-ten Durchflusstreifens				
8000	0,2	507,93	63.764	$v(i)$	m/s	Fließgeschwindigkeit des i-ten Durchflusstreifens				
10400	0,0	671,42	5.661	$dQ(i)$	m^3/s	Durchfluß im i-ten Durchflusstreifen				
JGTV (MEYER-PETER):				MEYER-PETER, neuere Formulierung $\theta_c=0,047=const.$						
			503.500	τ	N/m^2	Sohlschubspannung im i-ten Streifen				
			m³/a	c	-	Abminderungsfaktor $c=(k_s/k_r)^{3/2}$				
				$\kappa \cdot \tau'$	N/m^2	transportwirksame Sohlschubspannung im i-ten Streifen				
				θ'	-	transportwirksame Strömungsintensität im i-ten Streifen				
				θ_c	-	kritische Strömungsintensität im i-ten Streifen				
				Φ_G	-	Transportintensität im i-ten Streifen				
				m_G	$kg/s \cdot m$	Geschiebetrieb im i-ten Streifen				
				dM_G	kg/s	Geschiebetransport im i-ten Streifen				
				M_G	kg/s	Geschiebetransport (gesamt)				

Zu Kap. 7.5

Geschiebehdraulische Berechnungen: Sensitivitätsuntersuchung

Berechnungsfall: Variation von k_s/k_r (Abminderung um 5 %)										
Ermittlung der mittleren Jahresgeschiebefracht:										
	Überschreit.dauer 1971/1990	Berechnung nach MEYER-PETER		DURCHFLÜSSE und allgemeine hydraulische Parameter						
$Q(j)$	$d(j)$	$g(Q(j))$	$\Delta G(j)$	$b(i)$	m^1	Breite des i-ten Durchflusstreifens				
[m ³ /s]	[d]	[kg/s]	[m ³ /a]	$h(i)$	m^1	mittlere Fließtiefe des i-ten Durchflusstreifens				
915	343,3	0,00	0	$A(i)$	m^2	Fläche des i-ten Durchflusstreifens				
1930	148,4	2,60	12.170	$U(i)$	m^1	Umfang (Sohle) des i-ten Durchflusstreifens				
3000	32,9	20,37	63.680	$R(i)$	m^1	hydraulischer Radius des i-ten Durchflusstreifens				
4000	7,3	62,45	50.886	$k(i)$	$m^{1/3}/s$	Rauhigkeit (nach STRICKLER) des i-ten Durchflusstreifens				
5030	3,7	132,23	17.054	$v(i)$	m/s	Fließgeschwindigkeit des i-ten Durchflusstreifens				
8000	0,2	304,97	36.200	$dQ(i)$	m^3/s	Durchfluß im i-ten Durchflusstreifen				
10400	0,0	424,41	3.501	MEYER-PETER, neuere Formulierung $\theta_c=0,047=const.$						
JGTV (MEYER-PETER):			183.500	τ	N/m^2	Sohlschubspannung im i-ten Streifen				
			m³/a	c	-	Abminderungsfaktor $c=(k_s/k_r)^{3/2}$				
				$\kappa \cdot \tau'$	N/m^2	transportwirksame Sohlschubspannung im i-ten Streifen				
				θ'	-	transportwirksame Strömungsintensität im i-ten Streifen				
				θ_c	-	kritische Strömungsintensität im i-ten Streifen				
				Φ_G	-	Transportintensität im i-ten Streifen				
				m_G	$kg/s \cdot m$	Geschiebetrieb im i-ten Streifen				
				dM_G	kg/s	Geschiebetransport im i-ten Streifen				
				M_G	kg/s	Geschiebetransport (gesamt)				

Geschiebetransportrechnung nach MEYER-PETER
 Ermittlung des Jahresgeschiebetransportvermögens
 Variation von k_s/k_r (*0,95)

GTV6.xls

Zu Kap. 7.5

Geschiebehdraulische Berechnungen: Sensitivitätsuntersuchung

Berechnungsfall: Verbreiterung (ab RNW) um $\delta B=100$ m			
Ermittlung der mittleren Jahresgeschiebefracht:			
Überschreit.dauer	Berechnung nach		
1971/1990	MEYER-PETER		
Q(j)	d(j)	g(Q(j))	$\Delta G(j)$
[m ³ /s]	[d]	[kg/s]	[m ³ /a]
915	343,3	0,08	89
1930	148,4	5,54	26.309
3000	32,9	31,16	101.730
4000	7,3	83,38	70.374
5030	3,7	160,51	21.365
8000	0,2	353,92	42.594
10400	0,0	488,14	4.042
JGTV (MEYER-PETER):			266.500
			m³/a
DURCHFLÜSSE und allgemeine hydraulische Parameter			
b(i)	m ¹	Breite des i-ten Durchflusstreifens	
h(i)	m ¹	mittlere Fließtiefe des i-ten Durchflusstreifens	
A(i)	m ²	Fläche des i-ten Durchflusstreifens	
U(i)	m ¹	Umfang (Sohle) des i-ten Durchflusstreifens	
R(i)	m ¹	hydraulischer Radius des i-ten Durchflusstreifens	
k(i)	m ^{1/3} /s	Rauhigkeit (nach STRICKLER) des i-ten Durchflusstreifens	
v(i)	m/s	Fließgeschwindigkeit des i-ten Durchflusstreifens	
dQ(i)	m ³ /s	Durchfluß im i-ten Durchflusstreifen	
MEYER-PETER, neuere Formulierung $\theta_c=0,047=const.$			
τ	N/m ²	Sohlschubspannung im i-ten Streifen	
c	-	Abminderungsfaktor $c=(k_s/k_r)^{3/2}$	
$\kappa \cdot \tau'$	N/m ²	transportwirksame Sohlschubspannung im i-ten Streifen	
θ'	-	transportwirksame Strömungsintensität im i-ten Streifen	
θ_c	-	kritische Strömungsintensität im i-ten Streifen	
Φ_G	-	Transportintensität im i-ten Streifen	
m_G	kg/s.m	Geschiebetrieb im i-ten Streifen	
dM_G	kg/s	Geschiebetransport im i-ten Streifen	
M_G	kg/s	Geschiebetransport (gesamt)	

Geschiebetransportrechnung nach MEYER-PETER
 Ermittlung des Jahresgeschiebetransportvermögens
 Variation von B (+100 m ab RNW)

GTV8.xls

Zu Kap. 7.5

Geschiebehdraulische Berechnungen: Sensitivitätsuntersuchung

Berechnungsfall: Verbreiterung (ab RNW) um $\delta B=200$ m			
Ermittlung der mittleren Jahresgeschiebefracht:			
Überschreit.dauer	Berechnung nach		
1971/1990	MEYER-PETER		
Q(j)	d(j)	g(Q(j))	$\Delta G(j)$
[m ³ /s]	[d]	[kg/s]	[m ³ /a]
915	343,3	0,08	89
1930	148,4	4,94	23.520
3000	32,9	25,60	84.668
4000	7,3	68,08	57.560
5030	3,7	135,26	17.813
8000	0,2	312,06	37.038
10400	0,0	439,85	3.609
JGTV (MEYER-PETER):			224.300
			m ³ /a
DURCHFLÜSSE und allgemeine hydraulische Parameter			
b(i)	m ¹	Breite des i-ten Durchflusstreifens	
h(i)	m ¹	mittlere Fließtiefe des i-ten Durchflusstreifens	
A(i)	m ²	Fläche des i-ten Durchflusstreifens	
U(i)	m ¹	Umfang (Sohle) des i-ten Durchflusstreifens	
R(i)	m ¹	hydraulischer Radius des i-ten Durchflusstreifens	
k(i)	m ^{1/3} /s	Rauhigkeit (nach STRICKLER) des i-ten Durchflusstreifens	
v(i)	m/s	Fließgeschwindigkeit des i-ten Durchflusstreifens	
dQ(i)	m ³ /s	Durchfluß im i-ten Durchflusstreifen	
MEYER-PETER, neuere Formulierung $\theta_c=0,047=const.$			
τ	N/m ²	Sohlschubspannung im i-ten Streifen	
c	-	Abminderungsfaktor $c=(k_s/k_r)^{3/2}$	
$\kappa \cdot \tau'$	N/m ²	transportwirksame Sohlschubspannung im i-ten Streifen	
θ'	-	transportwirksame Strömungsintensität im i-ten Streifen	
θ_c	-	kritische Strömungsintensität im i-ten Streifen	
Φ_G	-	Transportintensität im i-ten Streifen	
m_G	kg/s.m	Geschiebetrieb im i-ten Streifen	
dM_G	kg/s	Geschiebetransport im i-ten Streifen	
M_G	kg/s	Geschiebetransport (gesamt)	

Geschiebetransportrechnung nach MEYER-PETER
 Ermittlung des Jahresgeschiebetransportvermögens
 Variation von B (+200 m ab RNW)

GTV7.xls