ЮГОСЛАВСКИЙ КОМИТЕТ ПО МЕЖДУНАРОДНОМУ ГИДРОЛОГИЧЕСКОМУ ДЕСЯТИЛЕТИЮ

YUGOSLAV COMMITTEE FOR INTERNATIONAL HYDROLOGIC DECADE

V-ая КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

Vth CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES ON HYDROLOGICAL FORECASTING

(12-14. V. 1969.)

ЗБОРНИК ДОКЛАДОВ — PROCEEDINGS

Београд, 1970.

ЮГОСЛАВСКИЙ КОМИТЕТ ПО МЕЖДУНАРОДНОМУ ГИДРОЛОГИЧЕСКОМУ ДЕСЯТИЛЕТИЮ

YUGOSLAV COMMITTEE FOR INTERNATIONAL HYDROLOGIC DECADE

V-ая КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

Vth CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES ON HYDROLOGICAL FORECASTING

(12-14. V. 1969.)

ЗБОРНИК ДОКЛАДОВ — PROCEEDINGS

Београд, 1970.

СОДЕРЖАНИЕ

CONTENTS

Предисловие
Introduction ..... стр. Page 1

Приветственная речь председателя НК МГД Югославии Проф.Дипл.инж. Милуна Ивановича

Opening address of Prof.Grad.Eng.Milun Ivanović s, President of the Yugoslav National Committee of IHD 3

Приветственная речь от имени участников, председатель НК МГД СР Германии Проф.Др. В.Фридрих

Opening address on behalf of the participants by Prof.Dr. W. Fridrich, President of the IHD NC of FR of Germany 5

Список докладов:

List of Papers:

A КРАТКОСРОЧНЫЕ И ДОЛГОСРОЧНЫЕ ПРОГНОЗЫ УРОВНЕЙ ВОДЫ И РЕЖИМ ИХ ПРОТЕКАНИЯ В ПЕРИОД МАЛЫХ И БОЛЬШИХ ВОД, ПРИНИМАЯ ВО ВНИМАНИЕ ТРАНСФОРМАЦИЮ ВОЛН ПО ДЛИНЕ ТЕЧЕНИЯ

SHORT-TERM AND LONG-TERM FORECASTS OF THE HEIGAT OF WATER LEVEL AND FLOWING THROUGH DURING THE PERIOD OF LOW AND HIGH WATERS, TAKING INTO CONSIDERATION THE TRANSFORMATION OF WAVES ALONG FLOW

Дражета Р.

АНАЛИЗ УСЛОВИЙ ФОРМИРОВАНИЯ ПАВОДКА НА САВЕ И ПРИМЕНЕНИЕ ЕГО РЕЗУЛЬТАТОВ В ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ ПРОГНОЗАХ 6

Джорджевич Т. и Власак Н.

ФОРМИРОВАНИЕ ДОЖДЕВОГО ПАВОДКА В БАССЕЙНЕ ВЕЛИКОЙ МОРАВЫ И ВОЗМОЖНОСТЬ ЕГО ПРОГНОЗА НА ОСНОВАНИИ МЕТЕОРОЛОГИЧЕСКИХ ДАННЫХ 10

Корень В.И. и Кучмент Л.С.

МАТЕМАТИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ ФОРМИРОВАНИЯ ДОЖДЕВЫХ ПАВОДКОВ 15

Крыжановская А.В.

НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ФОРМИРОВАНИЯ И ПРОГНОЗЫ ДОЖДЕВЫХ ПАВОДКОВ В СОВЕТСКИХ КАРПАТАХ (БАССЕЙН ДУНАЯ) 20

By Svoboda A. and Molnar L.

FORECAST OF RUNOFF FROM RAINFALL IN THE BASIN OF THE UPPER HRON RIVER 25

Dr. Hans-Jurgen Liebscher

THE SIGNIFICANCE OF INTERFLOW FOR THE FORMATION OF FLOOD WAWES 29

By Turčan J. and Kozlik V.

METHOD OF ELIMINATION OF ERRORS FROM SNOW PACK DENSITY MEASUREMENT 33

By Babiakova G. and Kozlik V.

LAWFULNESS OF THE SNOW SUPPLY FORMATION IN THE FOREST, AND ITS MAKING USE FOR THE PRECISSION OF THE SPRING RUNOFF FORECAST 39

Коэлик В.

ЗНАНИЕ ИЗМЕНЧИВОСТИ СНЕГОЗАПАСОВ В БАССЕЙНЕ - ОСНОВА НАДЕЖНОГО ВЕСЕННЕГО СТОКА 44

By Stevan J. Prohaska, c.eng.

GRAPHO-ANALYTICAL METHOD FOR FORECASTING THE MAXIMUM DISCHARGE AND TRAVEL TIME OF THE FLOOD PEAK 51

By Dragutin Muškatirović, Civ.eng. and Zvonimir Volf, civ.eng.

NUMERICAL PROCEDURE FOR ANALYZING FLOOD WAVE MOUVEMENT IN THE TAMIŠ RIVER AND THE INFLUENCE OF DANUBE RIVER ON THIS PHENOMENON 55

By Jaroslav Urban Ph. D.

GRAPHICAL METHOD OF FLOOD ROUTING IN OPEN CHANNELS 60

Хаскина М.И.

ПРОГНОЗ ОБЪЕМА И ГИДРОГРАФА ПОЛОВОДЬЯ БОЛЬШОЙ РЕКИ ПО РАСХОДАМ ВОДЫ МАЛЫХ РЕК 63

инж. Сахарова Д.

ГИДРОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОГНОЗЫ НА НИЖНЕМ ТЕЧЕНИИ РЕКИ МОРАВЫ И НА РЕКЕ ДУНАЙ 67

Инж.гид.П.Барта - дипл.мет. К.Боди

ПРОГНОЗ ГИДРОГРАФА ПАВОДКОВ ДЛЯ ВЕНГЕРСКОГО УЧАСТКА р.ДУНАЯ ПО ДАННЫМ О РАСХОДАХ 71

Милюков П.И.

ИССЛЕДОВАНИЯ В СССР ПО УСОВЕРШЕНСТВОВАНИЮ МЕТОДОВ ПРОГНОЗОВ РАСХОДОВ И УРОВНЕЙ ВОДЫ НА ОСНОВЕ ГИДРОМЕТРИЧЕСКИХ ДАННЫХ 75

Думитреску В.

ПРОГНОЗ ВРЕМЕНИ ДОБЕГАНИЯ ПАВОДОЧНЫХ ВОЛН НА УЧАСТКАХ РЕК С НЕСКОЛЬКИМИ ПРИТОКАМИ, С ПРИЛОЖЕНИЕМ К СРЕДНЕМУ УЧАСТКУ ДУНАЯ 80

Инж. Георгов Г.

ИНТЕРПОЛЯЦИОННЫЙ ГРАФОАНАЛИТИЧЕСКИЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ РУСЛОВОГО ВРЕМЕНИ ДОБЕГАНИЯ 83

By Dr. Slavoljub Jovanović and Milivoje Brajković

MATHEMATICAL MODEL OF A RIVER BASIN AND FLOOD WAVES SIMULATIONS PROBLEMS 87

By Viliam Strauss

KINETIC ENERGY AND MOMENTUM FLUX IN CZECHOSLOVAK REACH OF THE DANUBE-RIVER, WITH RESPECT TO THEORETICAL COMPUTATIONS OF THE NONSTEADY flow 92

By Dumitru Lazarescu

LIMITS IN THE USE OF THE LINEAR AND NON-LINEAR TREND METHOD FOR FLOOD FORECASTING ON THE DANUBE RIVER, IN THE SMEDEREVO - CEATAL IZMAIL REACH 96

By J. Buchtele and J. Hladny

SHORT-TERM FORECASTS OF RUNOFF IN RAINLESS PERIODS 99

Валцо М.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ ПАРАМЕТРОВ КРИВОЙ СПАДА 105

By A.Salamin Dipl. Eng

FORECASTING OF LOW WATERS IN SMALL WATERCOURSES 110

Сапожников В.И.

ПРОГНОЗЫ УРОВНЕЙ ВОДЫ НА ПЕРИОДЫ РЕЙСА СУДОВ 115

By K. Dody, G.Erdos, K.Szesztay

STREAMFLOW ANALYSIS AND INFORMATION THEORY 119

Анискина Н.А.

СВЯЗЬ ГОДОВОГО СТОКА РЕК СССР С АТМОСФЕРНОЙ ЦИРКУЛЯЦИЕЙ 123

Давыдова А.И. и Калинин Г.П.

ИССЛЕДОВАНИЕ ВОЗМОЖНОСТЕЙ ПРОГНОЗА ГОДОВОГО СТОКА РЕК С БОЛЬШОЙ ЗАБЛАГОВРЕМЕННОСТЬЮ 128

Мухин В.М.

ПРИМЕНЕНИЕ РЕГУЛЯРИЗИРУЮЩИХ АЛГОРИТМОВ ДЛЯ РЕШЕНИЯ НЕКОТОРЫХ ОБРАТНЫХ ЗАДАЧ ГИДРОЛОГИИ 132

By Ognjen Bonacci

HYDROLOGICAL PHENOMENA PROBABILITY DEFINITION BY THE MONTE CARLO METHOD 138

By T. Puskas and H. Karsai

TELEMETERING SYSTEM FOR FORECASTING 141

В ПРОГНОЗЫ ПОЯВЛЕНИЯ ЛЬДА

FORECASTS OF ICE PHENOMENON

Стефанса Ст.

НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ АТМОСФЕРНОЙ ЦИРКУЛЯЦИИ НАД ЕВРОПОЙ ПРИ ЛЕДОВЫХ ЯВЛЕНИЯХ ПО РЕКЕ ДУНАЮ 144

Макаревич Т.Н.

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ МЕТОДИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ В ОБЛАСТИ ПРОГНОЗОВ ЛЕДОВОГО РЕЖИМА р.ДУНАЙ (В СВЯЗИ С ИЗУЧЕНИЕМ КРУПНЫХ АНОМАЛИЙ ЛЕДОВЫХ ЯВЛЕНИЙ НА РЕКАХ ЕВРОПЫ) 149

Помпилиу М.

ВОЗМОЖНОСТИ ПРЕДВИДЕНИЯ ОБРАЗОВАНИЯ И ЭВОЛЮЦИИ ЛЕДОСТАВА НА НИЖНЕМ ДУНАЕ (ОТ БАЗИАША ДО ТУЛЬЧИ) 154

Ц ПРОГНОЗЫ МОРФОЛОГИЧЕСКИХ ИЗМЕНЕНИЙ РУСЛА РЕК С ОСОБЫМ ОБЗОРОМ РЕЖИМА МЕЛКОВОДЬЯ

FORECASTS OF MORPHOLOGICAL CHANGES OF RIVER BED WITH A PARTICULER REVIEW OF SHALLOW REGIME

Николае Т.

ПРОГНОЗ МИНИМАЛЬНЫХ ГЛУБИН НА ПЕРЕКАТАХ ДУНАЯ НА УЧАСТКЕ ОРШОВА - БРЭИЛА 159

Милорадов М. и Божинович М.

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ МОРФОЛОГИЧЕСКОГО АНАЛИЗА РУСЛА ДУНАЯ И ВОЗМОЖНОСТИ ПРОГНОЗА ПЕРЕКАТОВ 162

By Kranicz, Istvan, Dr. Zsuffa, Istvan

FORECASTING BED-CHANGES FOR THE DANUBE STRETCH BETWEEN PAKS AND THE MOUTH OF THE DRAVA RIVER 166

By Nather, B., Szolgay, J.

PROBLEMS CONNECTED WITH THE LONGITUDINAL DANUBE STREAM PROFILE DEVELOPMENT 169

By Jan Vincent

STUDY OF THE MORPHOLOGICAL CHANGES OF THE DANUBE RIVERBE DUE TO THE BOTTOM DEEPENING 174

Станчик А.

РАСЧЕТ МОРФОЛОГИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК РЕКИ ДУНАЙ ИСХОДЯ ИЗ РУСЛООБРАЗУЮЩЕГО РАСХОДА 176

By Dr. Ing. Helmut Hindrich

LATEST SYSTEMATICA BED LOAD AND SEDIMENT DISCHARGE MEASUREMENTS AT THE UPPER RHINE FOR THE POSSIBLE FORECASTING OF RIVER BED EROSION AS CAUSED BY THE CONSTRUCTION OF BARRAGES 180

Д ВЛИЯНИЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ НА ИЗМЕНЕНИЕ РЕЖИМА ВОД, ЛЬДА И НАНОСОВ

INFLUENCE OF HYDROTECHNICAL PROJECTS ON CHANGING OF REGIME OF WATERS, ICE AND ALLUVIUM

By W.Kresser,

THE CHANGE IN THE FLOOD DISCHARGE IN THE DANUBE AT VIENNA RESULTING FROM HYDRAULIC STRUCTURES ALONG THE RIVER AND IN ITS DRAINAGE AREA 183

Джорджевич Б.

ВОЗДЕЙСТВИЕ СИСТЕМЫ ВОДОХРАНИЛИЩ В БАССЕЙНЕ РЕКИ НА УМЕНЬШЕНИЕ ПАВОДКОВЫХ ВОЛН 188

Жидиков А.П., Левин А.Г., Нечаева Н.С.

ПРОГНОЗ ВОДНОГО РЕЖИМА НА ЗАРЕГУЛИРОВАННЫХ УЧАСТКАХ РЕК 194

By Dr. Ing. Gert A. Schultz, M.Sc.

PROBABILITIES FOR SIMULTANEOUS OCCURRENCE OF FLOODS IN THE DANUBE AND INN RIVER BEFORE AND AFTER COMPLETION OF STRUCTURES IN THE DANUBE RIVER 198

By Dr. Radmilo D. Marković

DISCRIMINATING THE CHANGE IN REGIME OF HIGH RIVER STAGES 202

By Jozef Prochazka and Bohuslav Šimković

FLOOD HYDROGRAPH CHANGE IN A DISCHARGED RESERVOIR 205

Оприцович С. и Джорджевич Б.

ОПТИМИЗАЦИЯ ПРОСТРАНСТВА В ВОДОХРАНИЛИЩЕ ПРЕДНАЗНАЧЕННОГО ДЛЯ ЗАЩИТЫ ОТ НАВОДНЕНИЙ 208

By Dipl. Ing. Walter Ertl

ON THE INFLUENCE OF THE UPPER DANUBE BARRAGES ON ICE CONDITIONS 212

By Brachtl, I.

HIDRAULIC RESEARCH OF ICE REGIME CHANGES ON A RIVER DUE TO WATER SCHEME CONSTRUCTION 217

Маринеску Г. и Стойческу Х.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВ ДЛЯ ПРОГНОЗА ЗАИЛЕНИЯ ВОДОХРАНИЛИЩ НЕКОТОРЫХ ГЭС НА ДУНАЕ И ЕГО ПРИТОКАХ 220

Список участников Конференции

List of participants at the conference 223

Маршруты специальных экскурсий: а) ГЭС Джердап 229

б) ГЭС Дубровник 230

The professional excursions trips: a) Hydro-power plant Djerdap 231

b) Hydro-power plant Dubrovnik 232

ПРЕДИСЛОВИЕ

Пятая конференция придунайских стран по гидрологическим прогнозам представляет продолжение выгодного обмена мнениями и опытом в этой области гидрологии.

Четвертая и Пятая конференция проводились в рамках МГД, что дает особый характер этой систематически проводящейся мере.

Основные темы Пятой конференции определенные на подготовительной встрече, которая проводилась в Белграде с 24 - 26 июнь 1968 года, и на которой приняли участие представители всех национальных комитетов МГД придунайских стран, были следующие:

а/ Краткосрочные и долгосрочные прогнозы уровней воды и режим их протекания в период малых и больших вод, принимая во внимание трансформацию волн по длине течения;

б/ Прогнозы появления льда;

в/ Прогнозы морфологических изменений русла рек с особым обзором режима мелководья;

г/ Влияние гидротехнических сооружений на изменение режима вод, льда и наносов.

Рабочими языками на Конференции были русский и английский.

Пятую Конференцию организовал Югославский комитет международного десятилетия при посредстве своего подготовительного комитета, который составляли: дипл.инж. Градимир Божич, д-р инж. Радмило Маркович, д-р инж. Славолюб Йованович и мр.инж. Милорад Милорадов.

Пятая Конференция проводилась в Белграде с 12 по 14 мая 1969 года по следующей программе:

- Открытие Конференции
- Зачтение докладов и дискуссия
- Договор о хозяине Шестой конференции
- Разное.

На заседаниях переменно председательствовали представители всех придунайских стран.

В отличие от проведенных до сих пор конференций (Первая в Будапеште 1961 года, Вторая в Граце 1963, Третья в Бухаресте 1965, Четвертая в Братиславе 1967), Пятая конференция расширила область тем, что ввела параграфы в/ и г/.

Пятую конференцию открыл и приветствовал всех присутствующих председатель Югославского комитета международного гидрологического десятилетия Дипл. Инж.Милун Иванович.

INTRODUCTION

The 5th Conference of Danubian countries on hydrological forecasts is the continuation of a useful exchange of opinions and experiences within this domain of hydrology.

The 4th and 5th Conference are held within the IHD activities that also lend them a mark of continuity of this useful manifestation.

The main themes of the 5th Conference were fixed at the preparatory meeting held in Belgrade, from June 24-26, 1968, which was participated by the representatives of all IHD national committees of the Danubian countries.They are:

a) Short-term and long-term forecasts of the height of water level and flowing through during the period of low and high waters, taking into consideration the transformation of waves along flow;

b) Forecasts of ice phenomenon;

c) Forecasts of morphological changes of river bed with a particular review of shallow regime;

d) Influence of hydrotechnical projects on changing of regime of waters, ice and alluvium.

The working languages of Conference were Russian and English.

The 5th Conference has been organized by the Yugoslav Committee of IHD,and/or through its Preparatory Board constituted by: Grad. Eng. Gradimir Božić,Dr.Eng. Radmilo Marković,Dr. Eng. Slavoljub Jovanović and M. Eng. Miodrag Miloradov.

The 5th Conference was held in Belgrade from May 12-14, 1969 with the following agenda:

- Opening of Conference;
- Presenting of papers with discussion;
- Agreement upon the host of the 6th Conference;
- Miscellaneous.

The sessions were alternatively presided by all the representatives of Danubian countries.

In distinction from the so far held conferences (1st in Budapest, 1961, 2nd in Gratz, 1963, 3rd in Bukarest, 1965, 4th in Bratislava , 1967) the domain of themes like the once under c) and d), was extended. The 5th Conference was opened and all the present greeted by Grad. Eng.

Конференцию приветствовали и особо приглашенные гости:

- представитель Секретариата МГД при ЮНЕСКО в Париже д-р Н.Вохин,

- представитель Дунайской комиссии из Будапешта Дипл.инж. С.Симеонов,

На Конференции был представлен 51 реферат (по темам а - 31, б - 3, в - 7 и г - 10), и присутствовало 106 участников (ЮНЕСКО - 1, ВМО - 1, ДК - 1, Австрия - 17, Болгария - 3, ЧССР - 10, Венгрия - 7, ФРГ - 11, Румыния - 2, СССР - 11, Швейцария - 1 и Югославия - 41).

В заключении Конференции от имени всех участников Проф.д-р Фридрих Вилхелм выразил благодарность организатору Конференции.

В продолжении Конференции были организованы 2 трехдневные специальные экскурсии: объезд гидро - энергетической и судоходной системы "Джердап" (Белград-Кладово-Ниш-Сплеиац-Белград), на которой присутствовало 54 участника и объезд гидроэнергетической системы "Дубровник" (Белград-Сараево- Плоче - Дубровник - Белград) при наличии 25 участников.

На встрече представителей НК МГД придунайских стран проведенной 14 мая 1969 года было принято предложение представителя НК МГД СССР Д-р П.И. Милюкова о проведении Шестой конференции в г. Киев в 1971 году.

На этом заседании представители НК МГД договорились о деятельности членов Редакционного комитета по публикации сборника докладов Пятой конференции. В Редакционный комитет были назначены следующие члены: из Югославии Д-р инж. Радмило Маркович, Д-р инж Славолюб Йованович, Д-р инж. Милорад Милорадов и Дипл.инж Градимир Божич; из Болгарии: Проф. инж Б.Маринков и Дипл.инж Александар Петков; из Венгрии: Д-р инж Карой Стелцвер и Дипл. инж Петер Бартха;

Основная задача Редакционного комитета была подготовить по порядку доклады в согласовании с темами, проверить недостающие резюме и определить форму публикации.

Редакционный комитет работал в Белграде с 26 до 30 ноября 1969 года в следующем составе: Д-р инж Радмило Маркович, Д-р инж Славолюб Йованович, Мр. инж Милорад Милорадов, Дипл инж Градимир Божич, (из Югославии), Д-р инж Карой Стелцвер и Дипл. инж Петер Бартха (из Венгрии). Представители Болгарии извинились, что не могли принять участие в работе Редакционного комитета.

Редакционный комитет выполнил свою задачу.

Редакционный комитет выразил мнение о необходимости установления формы сборника докладов.

ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫЙ КОМИТЕТ

Milun Ivanović, President of the Yugoslav Committee of IHD.

The Conference was greeted by specially invited guests:

- Dr. N. Bochin, Representative of IHD Secretariat at UNESCO in Paris;

- Dr. T. Palas, Representative of CHY Secretariat at WMO in Geneve, and

- Grad. Eng. S. Simeonov, Representative of the Danubian Commission in Budapest.

51 papers (out of theme a-31, b-3, c-7, d-10) were presented at the Conference and 106 participants (UNESCO-1, WMO-1, DK-1, Austria 17, Bulgaria 3, CSSR-10, Hungary 7, FR of Germany 11, Rumania 2, USSR 11, Switzerland 1 and Yugoslavia 41) took part at it.

At the end of Conference Professor Dr. Wilhelm Fridrich thanked to the Conference organizer on behalf of all participants.

Following the Conference two professional excursions of three days' duration for visiting the hydro-power and navigation system "Djordap" (Belgrade via Kladovo via Niš via Onlenac via Belgrade) with 54 participants and visiting the hydro-power system "Dubrovnik" (Belgrade via Sarajevo via Ploče via Dubrovnik via Belgrade) with 25 participants were organized.

At the meeting of representatives of NC IHD of the Danubian countries held on May 14, 1969, Dr. P. I. Miljukov's, Representative of USSR NC IHD, proposal for holding the 6th Conference in Kiev, 1971, was accepted.

At the same meeting the representatives of NC IHD agreed upon the appointment of Editorial Board members for the publication of a collection of the 5th Conference papers. On such a basis the Following members of the Editorial Board were appointed: from Yugoslavia Dr. Eng. Radmilo Marković, Dr. Eng. Slavoljub Jovanović, M. Eng. Milorad Miloradov and Grad. Eng. Gradimir Božić; from Bulgaria Prof. Eng. B. Marčinkov and Grad. Eng. Alexander Petkov; from Hungary Dr. Eng. Karoly Stelczer and Grad. Eng. Peter Bartha.

The fundamental task of Editorial Board is to prepare the sequence of papers in accordance with the themes, to translate the lacking versions of the summary and determine the form of publication.

From November 26 to 0, 1969, the Editorial Board worked in Belgrade in the following constitution: Dr. Eng. Radmilo Marković, Dr. Eng. Slavoljub Jovanović, M. Eng. Milorad Miloradov, Grad. Eng. Gradimir Božić (from Yugoslavia), Dr. Eng.Karoly Stelczer and Grad. Eng. Peter Bartha (from Hungary). The representatives of Bulgaria apologized for not being able to take part in Editorial Board work.

The Editorial Board fulfilled its task completely.

The Editorial Board is of the opinion that the collection of papers form of publication be constant.

PREPARATORY BOARD

Пятую конференцию открыл председатель ЮК МХД Дипл. инж Милун Иванович, следующими словами:

"Имею особую честь от имени Югославского комитета международного гидрологического десятилетия, открыть Пятую конференцию придунайских стран по гидрологическим прогнозам.

Югославский комитет международного гидрологического десятилетия, как и югославский водохозяйственный институт и иные специальные организации до сегодня активно сотрудничали во всех специальных манифестациях в дунайском бассейне и больше того. Оцениваем что Пятая конференция, без сомнения, поможет чтобы сотрудничество в осуществлении целей и программ международного гидрологического десятилетия было более интенсивным. Также, она нас приближает, лучше ознакомляет и таким образом создаются условия для расширения сотрудничества по всем вопросам общего интереса.

На современном уровне развития югославского хозяйства появляется нужда в большем вкладе в изучение и практическое решение гидрологических и иных проблем вод. С 1965 года назначено выделение отдельных средств для этой цели. И наша страна начинает с выделением из национального дохода больших средств для изучения, исследования, проектирования и выполнения работ в решении проблем, а именно:

- кадастра вод,
- рациональное пользование вод,
- защита пригодных богатств, жителей и хозяйств от разрушительного действия вод,
- защита и сохранение качества вод и др.

Наши институты, специальные службы, организации проектировочные и для выполнения работ на практике показали довольно креативности и инициативы в решении водохозяйственных проблем. Вы увидете и на месте некоторые водохозяйственные объекты, которые представляют только часть активности на этом плане.

Неустанное развитие активности в решении проблем нас направляют на еще более широкое сотрудничество на международном, региональном и билатеральном плане. Мы желаем пользовать познание и опыты всех, а особенно придунайских стран. Мы также готовы передавать наш опыт каждому кто это желает. Придунайские страны имеют условия согласованно изучать ряд гидрологических и других водохозяйственных проблем. Сам факт, что в этом зале сегодня пятый раз встречаются представители придунайских стран с очень интересными темами, а именно:

- краткосрочные и долгосрочные прогнозы уровня воды и протоков в период малых и больших вод ,

The fifth Conference was opened and the present delegates were greated by Grad. Eng. Milun Ivanović, President of the Yugoslav Committee for International Hydrological Decade, by the following words:

"It is a special pleasure to me to open the 5th Conference of the Danubian countries on hydrological forecasts on behalf of the Yugoslav Committee of International Hydrological Decade.

The Yugoslav Committee of International Hydrological Decade as well as the Yugoslav Institute of Watereconomy and other professional services and organisations have actively cooperated upon all professional manifestations within the Danubian basin and more than that so far. We estimate that the 5th Conference will undoubtedly contribute that the cooperation upon realization of the International Hydrological Decade objectives and programme be more intensified. It will also bring us near, we shall get better introduced among ourselves and thus create the conditions for extension of our cooperation upon all the questions of common interest.

The present level of Yugoslav economy development points at the necessity of larger investments in studying and practical solving of hydrological and other problems of waters. Since 1965 special funds for that purpose are accumulated by assignment. Our country also begins to separate out of the national income larger funds for the studies, research, projecting and performance of works upon solving of problems like the following:

- cadastre of waters,
- rational utilization of waters,
- protection of natural goods, population and economy from the destroying effect of waters,
- protection and preservation of the water quality, etc.

Our institutes, professional services, designing and executive organisations showed in practice many creative possibilities and initiatives in solving of watereconomy problems. In the field you will have opportunity to see some watereconomy projects which represent only a portion of activity within this plan.

принимая во внимание трансформацию волн вдоль те - чения;

- прогнозы явления льда;

- прогнозы морфологического изменения русла с особенным взглядом на режим меля, и

- воздействие гидрологических объектов на изменение режима вод, льда и наносов, показывает что эта форма программирования сотрудничества и реализация путем конференции или симпозиума принята со стороны всех придунайских стран и что она всем соответствует, относительно что она уже утверждена.

Югославский комитет по международному гидрологическому десятилетию считает что для очередных встреч придунайских стран надо расширить тематику и с другими гидрологическими проблемами, и возможно организовать работу и в секциях. Конкретные предложения об этом укажут югославские представители в работе подготовительной встречи Шестой конференции придунайских стран по гидрологическим проблемам.

Иными словами, желание Югославского комитета чтобы национальный комитет придунайских стран продолжил и расширил это плодоносное сотрудничество.

Разрешите мне, в окончание этого короткого доклада, приветствовать представителей Секретариата МХД при ЮНЕСКО в Париже д-р Боцхина, представителя Секретариата СХУ при ВМО в Женеве д-р Паласа, председателя Секретариата Дунайской комиссии из Будапешта, представителей всех национальных комите - тов и других участников Конференции. Желаю всем нашим иностранным гостям приятного пребывания в Югославии. "

The constant growth of activity in solving of problem of waters directs to ever more extensive intensified cooperation on the international, regional and bilateral plan. We want to use the acknowledgement and experiences of all, particularly of the Danubian countries. We are also ready to transmit our experiences to everybody who wants them. The Danubian countries have opportunity to study a series of hydrological and other watereconomy problems as agreed upon. The very fact that today in this hall the Danubian countries have a meeting for the fifth time with very interesting themes like the following :

-- short-term and long-term forecasts of the height of water level and flowing through during the period of low and high waters, taking into consideration the transformation of waves along flow ;

- forecasts of ice phenomenon;

- forecasts of morphological changes of river bed with a particular review of shallow regime;

- influence of hydrotechnical projects on changing of regime of waters, ice and alluvium, shows that this form of programming the cooperation and realization through conferences or simposia has been accepted by all Danubian countries and suits to all of them, and/or is already affirmed.

The Yugoslav Committee of International Hydrological Decade is of the opinion that for the next meetings of Danubian countries the themes should deal with other hydrological problems, and even the work in sections be eventually organized. The concrete suggestions of that will be given by the Yugoslav representatives within the work of preparatory meeting of the 6th Conference of Danubian countries on hydrological forecasts. In other words, the wish of Yugoslav Committee is that the National Committees of Danubian countries continue and extend this fruitful cooperation.

At the end of this brief exposition let me greet Dr. Bochin, Representative of IHD Secretariat at UNESCO in Paris, Dr. T. Palas, Representative of CHY Secretariat at WMO in Geneva, Grad. Eng. S. Simeonov. Representative of the Danubian Commission in Budapest, the representatives of all National Committees and other participants of this Conference.I welcome all foreign guests in Yugoslavia and wish them to feel like being at their own home."

По случаю окончания Конференции от имени всех участников Проф. д-р Фридрих Вильхелм обратился следующими словами:

"Во всех парламентах старший член имеет специальную обязанность. Это также принято и на научных конгрессах.

Этот момент является окончанием последнего пленарного заседания Пятой конференции придунайских стран по гидрологическим прогнозам. Каждый из нас будет чувствовать что это был созидательный конгресс, что надо приписать подготовкам, которые провели наши коллеги из Югославии. Желаю от имени всех участников высказать нашу сердечную благодарность Югославскому национальному комитету по Международному гидрологическому десятилетию. Наша благодарность направлена также и председателю проф. Йовановичу, его секретарю инж Божичу и д-р Марковичу. Свою благодарность направляю всем, которые помогали в подготовке этой конференции а особенно переводчикам, работа которых по переводам гидрологической терминологии наверно не была легкой.

В большом семействе ученых гидрологи представляют относительно небольшую группу. Каждый знает почти каждого. Даже и на всемирных конгрессах, созвани они со стороны Международной метеорологической организации, ЮНЕСКО или других организаций, встречаются старые приятели. Таким образом, гидрологические конгрессы стали каким-то видом семейных встреч гидрологов. По моему мнению, близкие личные контакты в границах семейства гидрологов надо приписать тому, что многие проблемы можно решать в атмосфере приятельства.

Мне кажется, что и на этом Конгрессе, который теперь закончен, атмосфера была приятельская.

Еще один раз желаем выразить благодарность за этот Конгресс и за ваше любезное гостеприимство. Покидаю этот Конгресс с чувством, что результаты докладов помогут улучшению нашего знания о гидрологическом феномене в бассейне Дунаю.

Благодарю вас"

On the occasion of closing of the Conference on behalf of all participants Prof. Dr. Wilhelm Fridrich, President of the National Committee of the FDR Germany, expressed the gratitude to the organizers of the Conference by the following words:

"In all parliaments the oldest member has special responsibilities. This is also true for scientific congresses.

This is now the end of the last plenary session of the V Congress of Danubian countries for hydrological forecasts. Everybody will have the feeling that this was a fine congress and this is due to the preparations work, done by our Yugoslav colleagues from Yugoslavia. I should like to express in the name of all participants our heartful thanks to the Yugoslav National Committee for the International Hydrologic Decade. Our thanks are directed to the President, Prof. Jovanović, to his Secretary Mr. Božić, and to Dr. Marković. We include in our thanks all those who assisted in preparing this congress and specially the interpreters, whose work in interpreting hydrological terms surely was not easy.

In the great family of scientists, the hydrologists are a relatively small group. Everybody knows almost everybody. And at all congresses of the world, may they be convened by World Meteorological Organisation, by UNESCO or by other organisations you meet old friends. The hydrological congresses in this way are a kind of family meetings of hydrologists. To my opinion to this fact, to the close personal due, that many problems can be solved in an atmosphere of friendship.

It seems to me that in this Congress, which is now over, there was such an agreable atmosphere.

Once more, we ask you to accept our thanks for this Congress and for your kind hospitality. We leave this congress with the feeling that the results of the reports will contribute to an improvement of knowledge of the hydrological phenomena in the Danube basin.

Thank you "

АНАЛИЗ УСЛОВИЙ ФОРМИРОВАНИЯ ПАВОДКА НА САВЕ И ПРИМЕНЕНИЕ ЕГО РЕЗУЛЬТАТОВ В ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ ПРОГНОЗАХ

Радивое Дражета

дипл.метеоролог Союзного гидрометеорологического управления

Белград, Югославия

Р е з ю м е

Анализ развития погоды указывает на наличие типичных процессов ее развития, при которых выпадают осадки, образующие паводки, которые можно сгруппировать по месту их формирования.

Сопоставлением суммы осадков в верхнем, среднем и нижнем бассейне установлена некоторая правильность в распределении осадков для групп паводков, формирующихся на верхнем и нижнем течении и вдоль всего течения.

На основании полученных результатов, краткосрочные прогнозы уровня воды для профиля водомерной станции Сремска Митровица составляются особыми методами для каждой группы паводка, в зависимости от места формирования.

S u m m a r y

An analysis of atmospheric changes development points at the existence of typical processes of their development distinguishing the precipitation creating torrents which could be grouped according to the place where they are formed.

By comparing the precipitation quantity in the upper, medium and lower river flow it has been proved that there is regularity in precipitation distribution for the forrent groups, formed in the upper and lower flow and along the entire flow.

On the basis of results obtained the short-term forecast of water level for the profile of precipitation station Sremska Mitrovica is being prepared by means of special methods for each of forrent groups depending on the place of their forming.

Введение

Паводки на Саве формируются часто, на протяжении всего года. Их характеризует непродолжительный этап роста - всего несколько дней, при больших дневных изменениях уровня воды. У водомерной станции Сремска Митровица, например, зарегистрированно повышение уровня воды до 250 см сутки (21.12. 1968 года). На профилях вверх по течению зарегистрированны еще большие различия.

Такое положение на Саве является результатом выпадания осадков в ее бассейне. Анализ гидрограммы показывает, что паводки на Саве формируются главным образом: в верхнем течении (до водомерной станции Цриац), в нижнем течении (от водомерной станции Брод до водомерной станции Сремска Митровица), или вдоль всего течения. Подробный анализ места формирования паводков на Саве показал, что из общего числа паводков (100), формировавшихся за период 1951 - 1962 гг., в верхнем течении формировалось 32 процента, в нижнем - 27 процентов и вдоль течения 21 процент, тогда как место формирования остальных паводков - 20 процентов нельзя было точно определить.

В рамках изучения условий формирования паводков проведен анализ осадков с целью установить минимальное число метеорологических станций для водомерной станции Сремска Митровица и определить режим осадков в бассейне на случай формирования паводков в верхнем, нижнем и вдоль всего течения.

Анализ развития погоды обуславливающей эти осадки, является естественным продолжением анализа осадков в свете анализа причин и последствий.

Обработка осадков на участке водомерной станции Сремска Митровица

К обработке осадков на участке Сремска Митро-

вица приступлено на основании данных за период 1951 - 1962 гг., так как за этот период был проведен и анализ места формирования паводков на Саве.

Сначала вычисление осадков совершено за несколько периодов методом изохиет и методом квадрата. Обработка данных совершена для пяти периодов в течение летних месяцев, когда неравномерность в распределении осадков в бассейне самая выразительная по сравнению с другими периодами выпадания осадков в течение года. Предполагалось, что разница будет все же небольшой и то по следующим причинам: осадки, обуславливающие формирование паводков на Саве, фронтального происхождения; они равномерно распределены над большей частью бассейна реки Сава, в то время как количество осадков понижается обыкновенно в направлении движения фронта.

Обработка данных с помощью метода изохиет сделана на основании данных, полученных с 500 выделенных для этого станций. Обработка методом квадранта совершена на основании данных из 249 станций, работавших в период с 1951 по 1962 гг. Величина квадрата 30 x 30 минут. На снимке № показан бассейн Савы с самыми важными метеорологическими станциями и квадратами.

Таблица 1

Период осадков	Метод изохиет мм	Метод квадратов мм	Разница мм	Примечание
1 - 31.8. 1963	17,7	20,0	2,3	изох.протян.на 20 мм
1 - 31.5. 1963	118,7	122,0	3,3	изох.протян.на 20 мм
"	121,3	122,0	0,7	изох.протян.на 20 мм
2 - 17.8. 1953	27,0	24,0	3,0	изох.протян. на 20 мм
18 - 30.8. 1953	77,4	80,0	2,9	изох.протян.на 20 мм
17 - 27.8. 1952	34,8	37,0	2,2,	изох.протян.на 20 мм

Показанные на этой таблице суммы осадков мало различаются между собой. В случае дождевого периода 2 - 17.8.1963 г. (когда появилась слабо выраженная паводка, последовавшая после продолжительного периода засухи). Коэффициент стоков, вычисляемые по суммам осадков, полученной методом изохиет и подсчитанных по методу квадрата осадков, весьма схожи. Разница составляет 0,03.

На основании этого сделан вывод, что анализ паводков в бассейне реки Сава можно с достаточной надежностью совершать и методом квадрата с 249 станций, тем более в пору весеннего и осеннего паводка (когда их больше всего), так как распределение осадков в бассейне преимущественно зависит от фронтальных условий в процессе развития погоды.

Для практического применения в синоптическом делах количество в 249 станций довольно большое и затрудняет ежедневную классификацию получаемых данных. Представляет интерес разница между суммой осадков, полученной по арифметической середине из 27 синоптических станций, направляющих извещения об осадках каждых 12 часов. Поэтому по этой процедуре совершен подсчет данных для всех паводков, осадки по которым уже вычислялись по методу квадрата, тогда как обработка совершена только для бассейна водомерной станции Сремска Митровица.

В таблице 3 приведены цифровые данные о паводках на каждых 5 процентов разницы в сумме осадков по методу арифметической середины (данные получены от 27 синоптических станций) в отношении суммы, полученной по методу квадрата от 249 станций.

Таблица 2

	Разница в процентах						
	5	от 5,1 - 10	от 10,1 до 15	от 15,1 до 20	от 20,1 до 25	25	Всего
количество паводков	16	19	14	10	3	2	64
в процентах от общей суммы	25	29	22	16	4	3	100

Распределение осадков

Для анализа распределения осадков в бассейне Савы изучались данные о 64 паводках. Определить период осадков (в котором осадки явились причиной формирования этого паводка) для этого было нетрудно, так как за несколько дней до этого, и после периода осадков, в бассейне осадков не было. Поскольку осадки и выпадали, то их количество по отдельным станциям было незначительным. В случае продолжительных периодов осадков, продолжающихся по несколько десятков дней, осадки вычислялись за эту общую паводку поскольку речь идет о серии паводков в рамках одного большого паводка. Осадки исчислялись за верхний, средний и нижний бассейн. Полученные данные анализировались для паводков в зависимости от места их формирования. Корреляционные характеристики сумм осадков верхнего, среднего и нижнего бассейна исчисляются для всех трех групп паводков для того, чтобы по этому же критерию можно было сопоставлять распределение осадков для всех трех групп.

Анализ развития погоды

Проанализировано развитие погоды при которой выпадали осадки для всех 166 паводков, формировавшихся на Саве. После отдельного анализа каждого паводка, сгруппированы совместные характеристики развития погоды для каждой группы паводков в отдельности. В продолжении доклада, при изложении соотношения между осадками для верхнего, среднего и ни-

жнего течения, приведены и результаты анализа развития погоды по отдельным группам паводков.

Анализ, распределение осадков в бассейне Савы формирование паводок на верхнем течении

В таблице 3 приведены корреляционные характеристики суммы осадков для 19 паводков. Лучшая связь наблюдается между массой осадков на верхнем и нижнем бассейне, а самая слабая - между верхним и средним бассейном, что на первый взгляд может показаться парадоксальным, так как корреляционная связь между массой осадков для районов вблизи участка измерения должна быть больше чем для более отделенных районов.

Между тем, объяснение этой связи заключается в типе погоды при которой выпали осадки. Осадки при этом типе паводков являются последствием проникновения холодного воздуха с северо-запада, с развитием циклонной активности в западном Средиземноморье или без нее. При осадках, вызванных проникновением холодного воздуха только с северо-запада и запада, осадки в значительной степени уменьшаются начиная с западных и кончая восточными участками бассейна. При осадках, вызванных циклонной активностью в западном Средиземноморье, средний бассейн получает несколько больше осадков чем в случае проникновения воздуха с северо-запада и запада. Поэтому осадки в среднем бассейне показывают намного большее колебание в верхней части басейна чем в нижней. В таблице 3 приведены корреляционные характеристики массой осадков для верхнего, среднего и нижнего бассейна.

Таблица 3

Корреляционные величины	Верхний бассейн Средний бассейн	Верхний бассейн Нижний бассейн	Средний бассейн Нижний бассейн
σx	26,8	24,9	24,9
σy	28,6	29,1	28,6
rxy	0,65	0,78	0,68
Rx/y	0,60	0,67	0,68
Ry/x	0,69	0,91	0,78
Sx	20,4	15,6	18,2
Sy	21,7	18,2	21,0
Er	± 0,087	± 0,06	± 0,08

Паводки, формировавшиеся на нижнем течении

Для паводков, формировавшихся на нижнем течении, приведены корреляционные характеристики массы осадков для 9 паводков, что показано на таблице 4.

Такое распределение осадков является последствием следующего развития атмосферных условий. После проникновения воздуха с северо-запада наступает циклонная активность с центром в районе средней или южной Адриатики, при чем выпадают обильные дожди в районе нижнего и части среднего бассейна. Речь идет о сложном процессе, в ходе которого после осадков в

Таблица 4

корреляционные величины	Верхний бассейн Средний бассейн	Верхний бассейн Нижний бассейн	Верхний бассейн Нижний бассейн
σx	31,7	22,4	22,4
σy	27,3	27,3	31,7
rxy	0,93	0,65	0,80
Rx/y	1,10	0,53	0,56
Ry/x	0,80	0,79	1,10
Sx	11,7	14,6	13,4
Sy	10,0	17,7	19,0
Er	± 0,03	± 0,09	± 0,08

верхнем бассейне, через день-два начинают выпадать осадки в среднем и нижнем бассейне, которые продолжаются вплоть до тех пор пока продолжается циклонная активность - т.е. два-три дня.

При таком типе погоды распределение осадков намного правильнее если проанализировать положение на протяжении всего бассейна, чем у предыдущего типа, в подтверждение чего можно привести корреляционные характеристики. При циклонной активности с центром на южной Адриатике, верхний бассейн не получает осадки, тогда как над нижним бассейном они обильны.

На реке Дрина - самом большом притоке Савы, выразительные паводки появляются только при циклонной активности в районе южной Адриатики.

Паводки, формирующиеся вдоль всего течения

Паводки, формированные вдоль всего течения, являются более-менее последствием равномерного распределения осадков во всем бассейне. Формирование большинства паводков последовало за отапливанием снега и дождевыми осадками. В отношении значительного числа таких паводков нельзя было определить период осадков, в течение которого они участвовали в формировании паводков. Подсчитанная сумма для 8 паводков и на этом основании вычисляемые корреляционные характеристики, касаются весенних паводков, при которых можно было определить периоды выпадания осадков. В таблице 5 показаны корреляционные характеристики массы осадков для этой группы паводков.

Просается в глаза выразительная равномерность осадков во всем бассейне Савы. Атмосферные условия во время которых выпадают такие осадки, сложные, а проходят так же как и в случае паводков, формировавшихся на нижнем течении, причем выражены и осадки в верхнем течении (вследствие проникновения воздуха с северо-запада или холодного воздуха с запада, когда циклонная активность в Средиземноморском бассейне или в Адриатическом море в течение одного до трех дней схватит весь бассейн Савы.

Таблица 5

Корреляционные величины	Верхний бассейн Средний бассейн	Верхний бассейн Нижний бассейн	Средний бассейн Нижний бассейн
σx	20,9	28,0	28,0
σy	18,7	33,1	29,9
r_{xy}	1,00	0,99	0,98
$R_{x/y}$	1,11	0,83	0,91
$R_{y/x}$	0,89	1,17	1,04
S_x	0	3,9	5,57
S_y	0	4,67	5,95
E_r	0	± 0,001	± 0,009

В зимнюю пору при таких условиях бывают большие снегопады, а при определенных термодинамических условиях в бассейне наступает отапливание при обильных дождевых осадках. В таких условиях формируется большинство водостоков на Саве.

Указанный анализ распределения осадков и развития погоды объясняет взаимосвязь между максимальными модулями стока на профиле Савы в верхнем и нижнем течении. Эта взаимосвязь показана на диаграммах м.н. 1а и 1б. На диаграмме 1а показаны уравнения регрессии по отношению к максимальным модулям стока в профиле станций Црнац и Брод для всех трех типов паводок. На диаграмме 1б уравнения регрессии в отношении максимальных модулей стока для профилей ст. Црнац и Митровица.

Заключение

Согласно вышеуказанным результатам анализа, при прогнозах уровня у водомерной станции Сремска Митровица на Саве необходимо пользоваться особыми методами для каждого из трех типов паводков.

Тип паводка можно определить на основании развития атмосферных условий во время выпадания осадков. Текущее развитие погоды наблюдается в ходе каждодневных консультаций между гидрологом-прогнозером и синоптиком - прогнозером.

В случае если происходит проникновение холодного воздуха с северо-запада или запада, а циклон развивается в направлении к северной Адриатике и нет условий для его перемещения к востоку, то необходимо ожидать формирование паводка в верхнем бассейне. Прогноз для профиля водомерной станции Сремска Митровица можно дать на 4 дня, на основании соотношения уровня воды профиля вверх и вниз по течению. Соотношение уровня воды в этом случае удовлетворительно.

Формирование паводка в верхнем течении наблюдается когда центр циклонной активности находится в южной Адриатики, при дождевых осадках или отапливании в нижнем бассейне.

Прогноз для водомерного поста Сремска Митровица, невозможно подготовить по методу соотношения уровня с верхним постом, но только по: запасам воды в реках Босна и Дрина и запасам воды в нижнем участре реки Савы.

В случае формирования паводков на протяжении всего течения предвещением служит заключение, что после одного или нескольких северо-западных или западных проникновений холодного воздуха наступает циклонная активность в Средиземноморье и что предстоит или уже происходит процесс распространения осадков на весь бассейн. Такое положение особенно важно зимой, при наличии снежного покрова и значительного отапливания во всем бассейне, сопровождаемого обыкновенно дождевыми осадками, вызванного воздействием циклона в Средиземноморье.

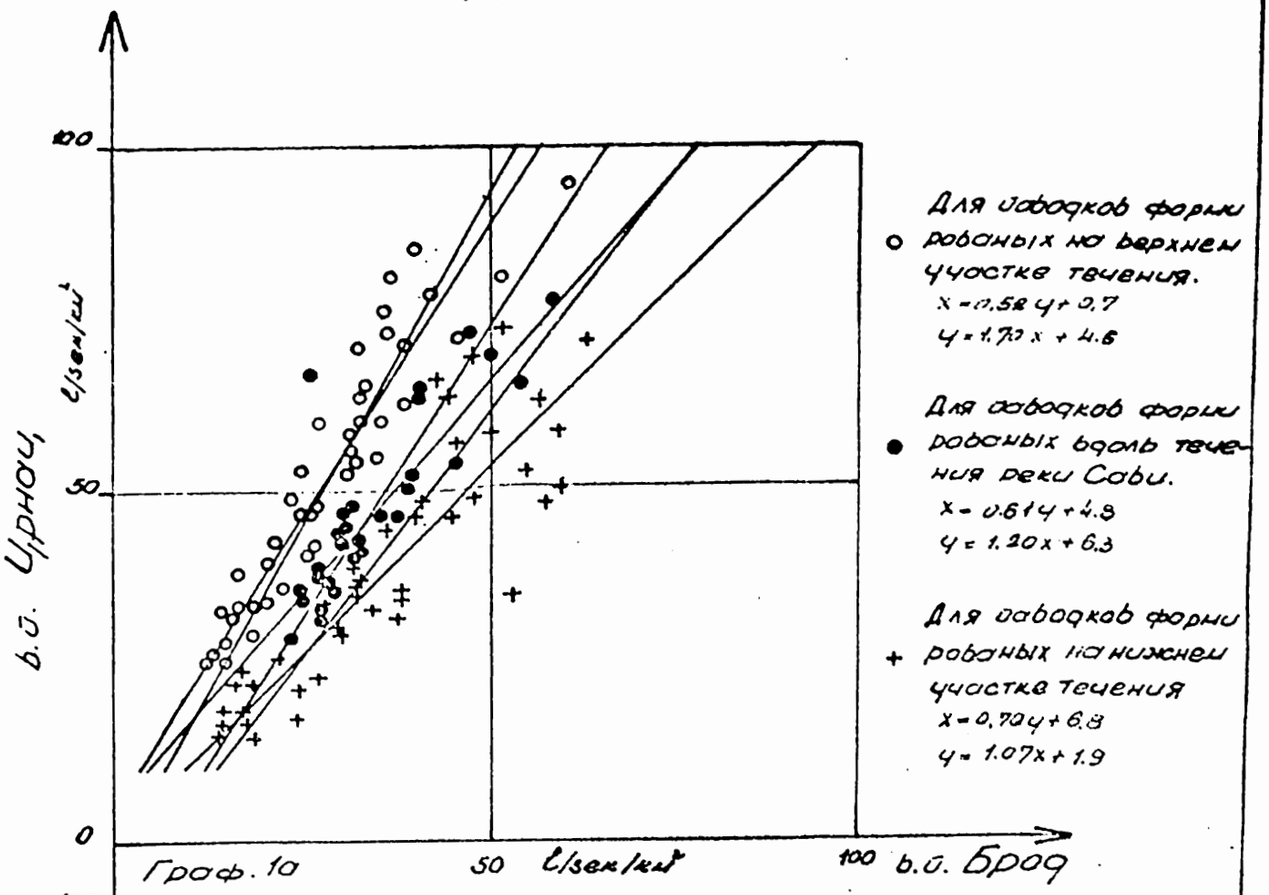
Прогнозирование уровня воды у Сремской Митровицы, принимая во внимание общее повышение воды у всех притоков Савы, следует делать по методу, который применяется для паводков, формируемых в нижнем течении, принимая во внимание намного более выразительный сток с участков Среднего течения Савы. Самые высокие - пиковые уровни воды появляются в течение одного дня почти одновременно как в среднем, так и в нижнем течении Савы.

Литература

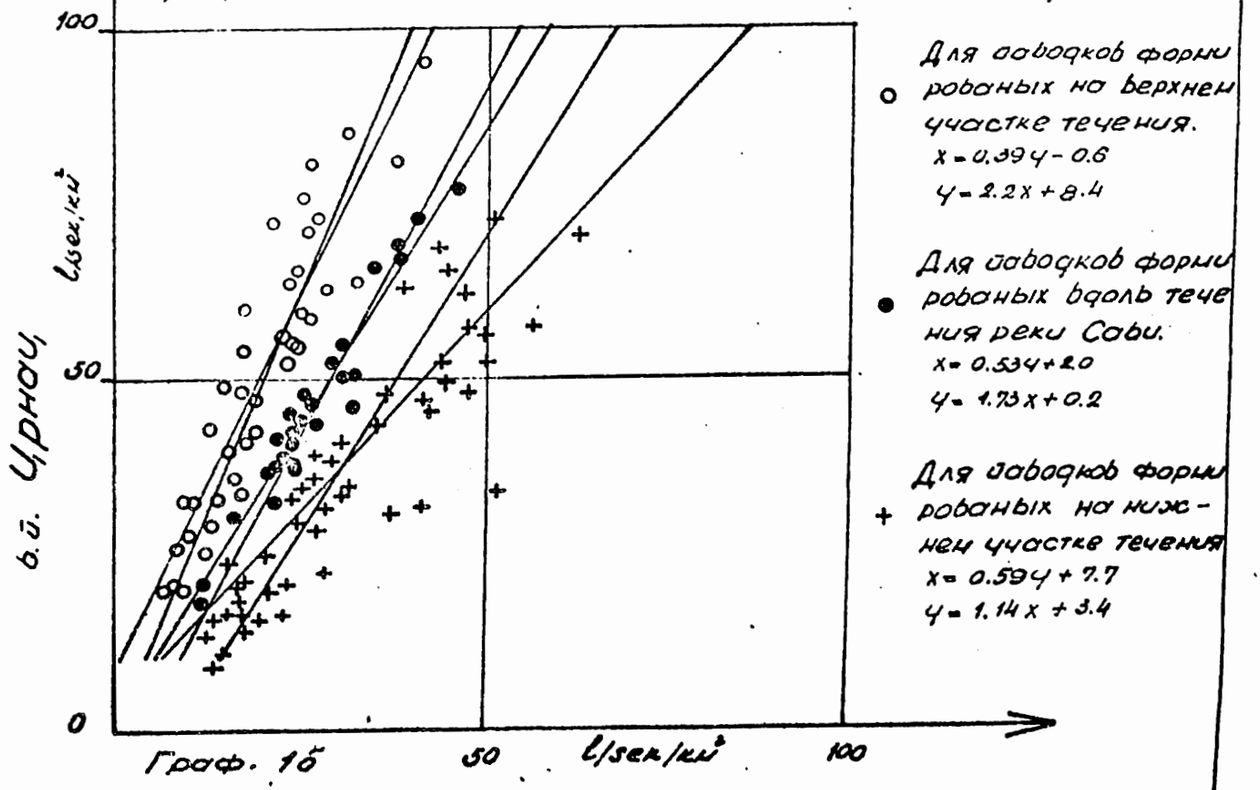
1. Радивое Дражета "О месте формирования паводков на Саве". Сборник трудов по случаю празднования 20-летия деятельности и развития гидрометеорологической службы Югославии 1947-1967, Белград, Союзное гидрометеорологическое управление, 1967.

2. Д-р Буица Евджевич, Гидрология, I часть, Бел- 1956.

Уравнения регресии максимальных модула стекания



Граф. 1а



Граф. 1б

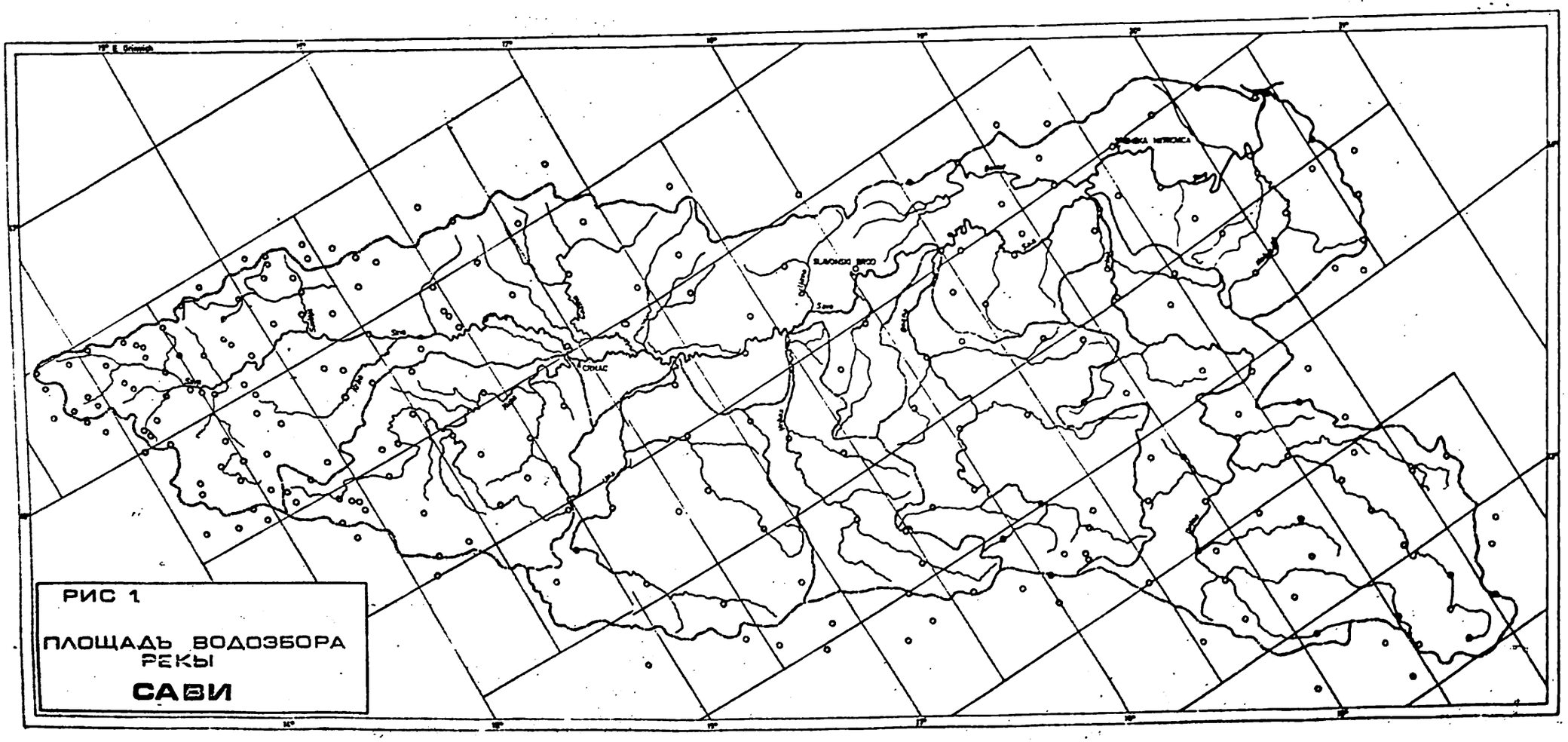


РИС 1

ПЛОЩАДЬ ВОДОЗБОРА РЕКЫ

САВИ

ФОРМИРОВАНИЕ ДОЖДЕВОГО ПАВОДКА В БАССЕЙНЕ ВЕЛИКОЙ МОРАВЫ И ВОЗМОЖНОСТЬ ЕГО ПРОГНОЗА НА ОСНОВАНИИ МЕТЕОРОЛОГИЧЕСКИХ ДАННЫХ

ДЖОРДЖЕВИЧ Н. ТАТЬЯНА, ВЛАСАК Л.НАДЕЖДА
Республиканское гидрометеорологическое управление Сербии, Белград, Югославия

Р е з ю м е

В докладе рассматривается метод коаксиальной графической корелляции, который для прогнозов паводня пользует параметры, от которых зависит расход на рассматриваном профиле самым непосредственным способом и то на участках бассейна до 20 тысяч км^2.

В рассматриваеком методе истечение получается в функции средних количеств осадков в бассейне и длительности, во времени года и индексе предварительных осадков.

Полученное истечение использованием единичного хидрограма, распределяется во времени,и таким способом получается прогноз расхода в функции времени.

S u m m a r y

The paper deals with the method of coaxial graphic correlation using parameters for forecasts on which immediately depend the inflow of observed profile up to 2o.ooo km^2 for the river basin areas.

Within the method considered the outflow is obtained in the function of average quantities of precipitation within a basin, their length of duration, season of year and index of previous precipitation.

The outflow obtained by using of a unit hydrograph is arranged within time, by means of which the forecast of inflow in time function is obtained.

В бассейне Великой Моравы (в теплый период года) с апреля по ноябрь наблюдаются высокие дождевые паводки, которые представляют опасность для населения, народного хозяйства и поэтому требуется знать объем и высоту паводка хотя бы с небольшой заблаговременностью.

Разрабатывать методику прогноза стока для верхней части бассейна Великой Моравы где время концентрации воды от одних до двух суток, основываясь только на данные гидрометрических наблюдений недостаточно, так как учитывается лишь вода находящаяся в момент составления прогноза в руслах речной сети. Процессы же происходящие на поверхности водосбора за период заблаговременности прогноза и обусловленный ими режим стока, не учитываются.

В связи с этим возникает необходимость предвычислять приток на основании метеорологических данных.

В формировании дождевого стока участвуют две категории факторов:

1/ Постоянные или полуизменяющиеся во времени для данного бассейна, к которым относятся характеристика бассейна - форма и площадь, уклоны, расчлененность, заселенность, растительный покров и т.д.

2/ Переменные во времени - осадки, их количество, распределение по территории и во времени, продолжительность и интенсивность выпадания; а также увлажненность бассейна определяющая его инфильтрационные свойства а следовательно и потери стока.

Величина потерь и скорость склонового стекания зависит от первого фактора, а второй фактор - осадки - является показателем условия для стекания воды.

Эти данные являются основной частью прогноза на реках с площадью водосбора до 10.000 км^2, т.к. без них никакой прогноз не мог бы быть составлен до тех пор пока вал паводка не образуется в верхней части бассейна, а за этот период было бы потеряно много драгоценного времени.

Очевидная зависимость рассматриваемого явле -

ния от метеорологических факторов имеет одну трудность. Заблаговременность прогноза дождевого стока на малых водосборах в большой мере определяется прогнозом осадков который пока не решен. Вследствие трудности такого прогнозирования, заблаговременность прогноза может быть основана на результатах сообщений наблюдателей о выпавших осадках.

Бассейн Великой Моравы с площадью водосбора в 37.320 км^2 до замыкающего створа Любичевского моста является первым правым притоком р.Дуная после устья р.Савы.

Реку Великую Мораву составляют два главных притока Южная Морава и Западная Морава с площадью водосбора до 15.000 км^2. В течение года на одной и другой реке проходят по несколько дождевых паводков, которые затапливают прибрежную зону и причиняют огромную убыль народному хозяйству и населению.

Основной метод прогноза времени применим на данные водосбора, это тип спешного предупреждения об опасности затопления.

В бассейне Южной и Западной Моравы организована сеть метеорологических станций, которые дают сообщения об осадках каждые шесть часов по телефону или путем радио.

Сеть метеорологических станций первого разряда не в состоянии удовлетворить потребности прогноза, поэтому установлена особая дополнительная сеть. Дополнительные извещения посылаются каждый раз когда количество выпавших осадков достигнет размера предусмотренного для определенного промежутка времени. Когда наблюдатель доставит свои первые сообщения, после того как выполнит свой специфический минимум, он продолжает доставлять свои наблюдения регулярно до тех пор пока дождь не перестанет.

Также в бассейнах организована дополнительная сеть гидрологических станций, которые радио путем начинают давать сообщения каждых три часа как только уровень воды достигнет определенную высоту и продолжают до тех пор пока не пройдет кульминация и горизонт воды не спустится до определенного уровня.

В настоящей работе будут в главных чертах изложены исследования по разработке методики прогноза, высоты дождевых паводков с целью спешного предупреждения о грозящей опасности наводнения на Южной Мораве, правом притоке В.Моравы в створе Карвин Град с площадью 9.396 км^2.

Основные факторы влияющие на формирование дождевого стока

При разработке методики прогноза, необходимо выделение главных факторов для установления связи между элементарными явлениями.

Проблем стекания вод требует чтобы были объединенные данные об очередных осадках показателей условия стекания воды и количества осадков выраженных как средний слой стекающих вод в речном бассейне.

Рассмотрев и обработав большой материал по дождевым повадкам мы пришли к выводу что решение нам представляется в следующем виде.

Основная формула, которая объединяет осадки с притоком в речную сеть имеет вид:

$$Q = P - R$$

Q = дождевой сток

P = осадки

R = интерцепция речного бассейна, т.е. суммарное количество воды аккумулированное в почве - так называемые потери

Q и P можем измерить установленными методами

R не можем непосредственно измерить и поэтому определяем статистическим путем на основании данных которыми располагаем.

Рассмотрим коротко характер влияния отдельных факторов на формирование дождевого паводка и при этом подробнее остановимся на влияние предшествующего увлажнения.

О с а д к и P - Методы определения среднего слоя осадков широко известны и здесь не рассматриваются. Укажем лишь что для достаточно точного определения средней арифметической величины осадков необходима значительная густота сети наблюдений над осадками. Этому условию отвечает существующая сеть где расстояние между станциями около 10 км (100 км^2). Осадки вычислены по материалам наблюдений 90 осадкомеров.

Средняя арифметическая величина всех наблюдений обычно нас удовлетворяет.

При обработке материалов по осадкам нужно брать во внимание только те осадки, которые влияли на образование паводков, т.е. только те осадки, которые выпадали в течение Т дней.

Небольшие осадки, которые выпали перед ними и после главного ливня не нужно принимать во внимание.

С т е к а н и е в о д. - Из данных о стекании должно выделиться поверхностное стекание, которое настало после отдельных ливней, т.е. от суммарного стекания отделяется грунтовый сток и таким образом получаем непосредственный сток.

Суммарное стекание равно протеканию воды в реке в каком-либо периоде времени.

Для более легкого сравнения с осадками количество стока воды выражается высотой выпавших осадков на поверхность бассейна. Сток в м/м представляет общее среднее суточное протекание где Т сутки делятся с речным бассейном в км^2 и умножается с 86.4.

И н т е р ц е п ц и ю R речного бассейна непосредственно измерить нельзя. Это комплексная величина, которая зависит от многих факторов. Опыт показал что потенциал интерцепции можно довольно точно определить на базе трех параметров.

Самым значительным фактором является погода, которая была перед дождем. Если погода была влажная, сырая, потенциал интерцепции будет низкий и,

наоборот, если период погоды перед дождем был сухой потенциал интерцепции будет высоким. Так называемая увлажненность бассейна определяет его инфильтрационные свойства а следовательно и потери стока. Инфильтрационные свойства бассейна определяются конечно не только степенью увлажненности бассейна но и характером рельефа, почвы и растительность оказывают влияние прежде всего на величину поверхностного задержания, а почвы, обладая различным инфильтрационными свойствами, предопределяют общую величину потерь на инфильтрацию. Однако как почва и ее распределение остается в бассейне относительно постоянным а изменяется во времени степень ее иссушенности, то на формирование дождевого стока большое влияние в конкретном бассейне оказывает именно иссушенность и увлажнение бассейна.

Коэффициент предшествующих осадков API является успешным показателем увлажненности бассейна. Это сумма всех осадков выпавших в течение периода одного месяца до ливня. Он определяется уравнением:

$$J = b_1 P_1 + b_2 P_2 + \ldots + b_t P_t$$

где с J обозначено API.

P_t = количество осадков выпавших за дней от рассматриваемого ливня

b_t = коэффициент, который обычно рассматривается как функция от t в виде $b_t = \frac{1}{t}$

Вышеприведенное уравнение составляется от 15 до 30 членов в зависимости от величины площади бассейна и от требуемой точности.

Когда индекс вычисляется ежедневно при составлении гидрологических прогнозов API обозначенное знаком J может быть выражено следующей формулой

$$J_t = J_o K^t$$

Вследствие логарифмического вида принятого уравнения, погрешности быстро убывают с увеличением истекшего времени. Практически, та часть индекса, которая определяется осадками выпавшими ранее чем за 30 дней до рассматриваемого момента, никакого влияния на общую величину показателя увлажнения не оказывает.

В этой формуле знак $\underline{0}$ соответствует величине API каждого первого числа, а индекс отвечает величине API дней после первого числа.

Если t = 1 то формула принимает вид

$$J = J_o \cdot K$$

Таким образом индекс для любого дня равен индексу предшествующего дня, умноженного на коэффициент К.

Коэффициент К зависит от сезона и географического параметра. Для наших условий величина К (по таблице Линслея) принята 0.94 .

Величина К для API не является постоянной, но этот недостаток отклоняется введением других параметров - числа недель в году когда были осадки и продолжительность дождя.

Число недель в течение года дает средние особенности евапотранспирации за каждый период года.

Продолжительность дождя берется как индекс количества воды проникающей в почву. Эти данные выражены в днях.

Прогноз объема и гидрографа дождевых паводков по методу коаксиальной графической корреляции и единичного гидрографа

В прогнозах объема дождевого стока используется метод коаксиальной графической корреляции который объединяет выше упомянутые основные факторы.

На основании проученных данных о 110 дождевых паводков в бассейне Коравы у Корвин Града и вычисленных осадков по материалам наблюдений 90 осадкомеров составленная таблица № 1, которая содержит 5 параметров: осадки, API коэффициент предшествующих осадков, недели, продолжительность дождя и сток, которые могут быть приведены в соотношение.

На основании данных из таблицы № 1 сделан анализ взаимных отношений этих параметров методом коаксиальной графической корреляции, чьи результаты приведены на рисунке № 1. (метод детально обработан в книге "Прикладная гидрология" Линслей, Колера и Паулюса).

В первом квадранте построенное семейство кривых выражающих зависимость потерь стока от индекса предшествующих осадков API и порядкового номера недели отмеченного около точек. Семейство кривых начерчено для различных значений параметра "неделя" и подогнано так чтобы оно показало известный годовой цикл от влажного периода года до самого сухого и наоборот.

Далее, во втором квадранте построен график позволяющий учесть влияние на сток продолжительность дождя. Если в первом квадранте представлены совершенно соответствующие отношения, то начерченные точки во втором квадранте соединяются вблизи одной линии под углом 45 градусов, которая представляет определенное стекание, равное результату полученного наблюдения стока. Разброс точек является результатом воздействия других параметров, которые еще не введены в отношение. Эти кривые должны показывать уменьшение стекания при возрастании продолжительности дождя.

В третьем квадранте величина стекания определена с помощью I и II квадранта нанесена в отношение фактической величины стекания. У каждой полученной таким путем точки, надписывается слой осадков вызвавших паводок и строится семейство кривых, которые так подогнаны, чтобы величина стекания при всяком увеличении осадков прогрессивно росла.

Вычисленные по третьему графику значения потерь стока связаны с фактическими величинами в четвертом последнем квадранте. Если совпадение их окажется недостаточно хорошим, т.е. будет иметь систематическое завышение или занижение рассчитанных величин, то путем соответствующего исправления системы всех кривых добиваемся лучшего совпадения. Предвычисление объема дождевого паводка недостаточно для предупреждения о наводнениях. Второй зада-

задачей является распределение его по времени.

Метод единичного гидрографа широко используется для решения вопроса о последовательности сброса воды через замыкающий створ.

Сущность метода единичного гидрографа сводится к следующим эмпирически выведенным положениям: 1/ длительность периода поверхностного стока паводка, вызванного осадками выпавшими в течение некоторой принятой единицы времени, а также относительное распределение стока внутри периода паводка, постоянных для данного бассейна; 2/ абсолютные значения поверхностного стока для отдельных единиц времени паводочного периода, пропорциональны интенсивности вызвавших этот паводок осадок.

Придерживаясь этих правил, построенные единичные гидрографы выбором гидрографа - ливня в определенном периоде осадков желательной продолжительности.

Определение единичного гидрографа по одному случаю не может быть достаточно надежным. Поэтому определено несколько таких гидрографов для одной и той же продолжительности дождя. Расчетный гидрограф получается после этого путем осреднения, придерживаясь условия что объем стока равен единице.

Гидрограф стока для любого другого аналогичного ливня одинаковой продолжительности строится путем умножения ординат среднего единичного гидрографа на коэффициент стока за паводок т.е. объема стока от выпавших осадков с учетом переводного коэффициента.

Результаты анализа прогностических зависимостей

Форма коаксиальных графиков /рис. 1/ зависит от характеристики речного бассейна.

Семейство кривых в первом квадранте имеет тенденцию к большому уклону, а это показывает значительное влияние параметра API (коэффициента предшествующего увлажнения) на формирование дождевых паводков. Принятый параметр связан с определенным сезоном года. Важность этого требования становится очевидной если учесть, что одинаковое количество дождя одинаковой продолжительности выпавшего летом и в начале осени дает в десять раз меньше стока, чем такой же дождь выпавший весной.

Это очень наглядно показывают точки номер 19 и 21 на графике коаксиальной зависимости.

Форма кривых в третьем квадранте говорит что с увеличением осадков сток прогрессивно растет.

Точки около линии равенства /рис. 1/ в четвертом квадранте говорят что установлена довольно тесная зависимость фактического стока с вычисленным.

Сток от осадков в бассейне Моравы у Корвин Града осуществляется лишь при условии что к моменту выпадания осадков API - характеристика предшествующего увлажнения выше 30, а количество выпавших осадков больше 15 м/м. Этот факт является благоприятным для прогноза. Подсчитывая регулярно API мы всегда можем предвидеть "паводкоопасное" состояние т.е. такое состояние в бассейне Моравы когда при условии выпадания осадков образуется паводок.

При индексе API меньше 30 и количества осадков меньше 15 не должны ожидать объем стока больше 5 м/м.

Распределение притока воды у Корвин Града получено по данным единичных паводков, вызванных суточными дождями. Вычисленные единичные гидрографы стока и средний единичный гидрограф представлен на рис. 2. Ординаты среднего единичного гидрографа имеют следующее значение:

1	2	3	4	5	6	7	8	сутки
50	440	250	150	80	50	40	28	$м^3/сек^{-1}$

Это значит что в первый день после выпадания суточных осадков поступает лишь 5 процентов воды, во второй 44 процента, в третий 25 процентов и т.д.

Распределение единичного паводка дано в расходах воды, которые образуются от слоя стока 1 м/м.

Сумма ординат среднего единичного гидрографа равно 108.8 $м^3/сек^{-1}$.

Для определения точности этого способа расчитано 20 гидрографов по методу единичного паводка и сопоставлены с фактическими гидрографами.

В 17 случаях или 85 процентов результаты удовлетворительны. В остальных случаях ошибки бывают в величине первых ординат. Значения максимальных ординат рассчитанных и фактических обычноудовлетворяют.

На рис. 3 представлено сопоставление фактических гидрографов стока и вычисленных методом единичного гидрографа для р. Моравы у Корвин Града.

З А К Л Ю Ч Е Н И Е

Изображенные на рис. 1 типы зависимостей дают хорошие результаты для большинства осадков, но они все же обладают рядом недостатков, которые нужно иметь в виду. 1/ Ход осадков не учитывается; 2/ Поскольку в число параметров связей входит количество осадков и их продолжительность, средняя интенсивность дождя за весь период является составной частью этих зависимостей, но в указанных методиках она не учтена. Этот недостаток может дать серьезную погрешность только в тех случаях, когда интенсивность дождя велика на всем его протяжении, так как сток проходит столь быстро, что дефицит влаги в бассейне не успевает восполниться.

Единичные гидрографы расчитаны - пользуясь суточными суммами осадков. Результат сопоставления графиков на рис. 3 дает хорошие результаты, на основании чего можно заключить, что в бассейне Моравы у Корвин Града дождевые паводки образуются в большинстве случаев длительными интенсивными дождями. Недостаток метода заключается в том что типизация единичных гидрографов только по одному признаку продолжительности осадков во многих случаях может оказаться недостаточной.

Для прогноза дождевых паводков в бассейне Западной Моравы, левого притока Великой Моравы у г. Кралева проделана такая же работа.

На основание организованной службы наблюдений над осадками и стоком в бассейне Великой Моравы, чьи сведения передаются в определенное время в прогностический центр и пользуясь методом коакскаль - ной графической корреляции для прогноза объема стока и методом единичного гидрографа для прогноза паводка в створе Корвин Град р. Южная Морава и Кралево р. Западная Морава, мы получаем возможность своевременно дать предупреждение о грозящей опасности наводнения.

Литература

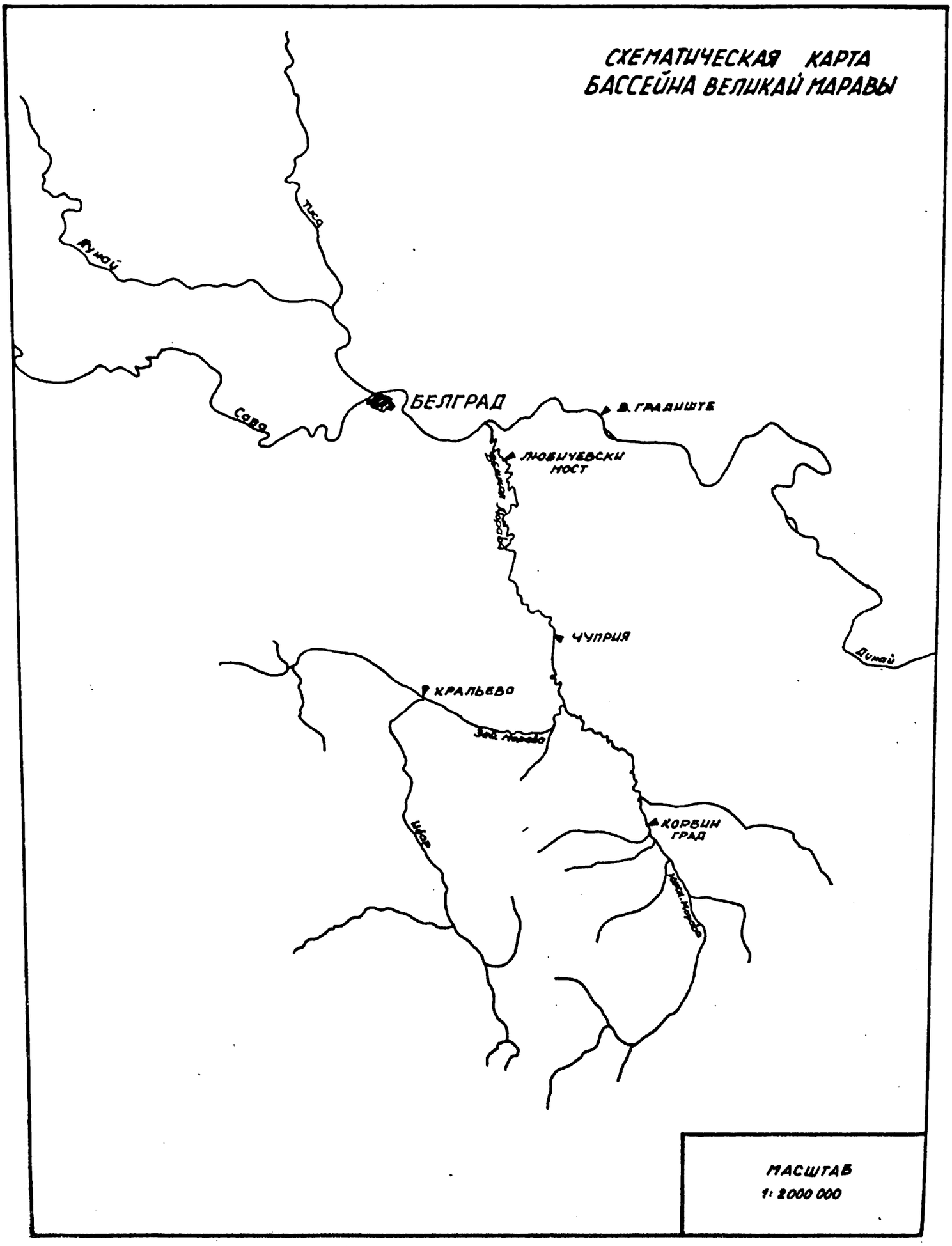
1. Linsley R.K. Kohler M.H., Paulhus I.M. Aplicd Hidrologic. N.Y. 1949
2. Sherman L.K. Stream - Fbow from rainfoll by unit - graph. Engeeniring. N.J. 1932.
3. Соколовский Д.А. Методика построения гидрографа ливневого стока по осадкам. Труды ГГИ вып. 14. 1949 г.
4. Н.Я. Подвышенская - Исследование процессов формирования и расчет дождевого стока на малых реках с учетом предшествующего увлажнения. Труды ЦИПа, выпуск 105 - 1960
5. Калинин Г.П. Основы методики краткосрочных прогнозов водного режима. Труды ЦИПа, вып.28 - 1952.

Таблица № I

ОТНОШЕНИЕ ОСАДКОВ К СТЕКАНИЮ ВОДЫ НА Р.МОРАВА

У КОРВИН ГРАДА

№. №	Паводки, дата - год	API в мм	недели	продолж. дождя	осадки в мм	непосред. сток в мм
1.	23.XI - 3.XII 52.	41,o	47	3	23,2	2,2
2.	2o-23.V 53.	32,2	21	3	23,3	1,3
3.	1-7 VI.53.	37,8	22	3	35,6	4,5
4.	12-16.VI 54.	32,9	24	1	21,5	1,4
5.	17-25.VI 54.	29,4	25	3	46,7	5,1
6.	4-14.XI 54.	45,1	45	3	73,4	12,6
7.	17-23.VIII 55	58,2	33	2	32,9	4,1
8.	2-5.IX 55.	47,9	35	2	28,3	3,o
9.	17-23.IX 55.	45,2	38	1	42,7	6,4
1o.	28.IX-7.X 55.	63,2	39	1	19,o	2,8
11.	2-3.XI 55	62,9	44	2	22,4	4,5
12.	22-26.VI 56.	5o,3	25	3	19,9	5,5
13.	4-14.IX 57.	33,8	36	4	51,5	3,o
14.	3-4.X 57.	5o,1	4o	1	28,1	3,3
15.	5-1o.X 57	75,5	4o	2	39,4	6,5
16.	25.X-2.XI 57.	43,8	43	2	3o,7	5,1
17.	2-9.VII 59.	57,2	27	2	33,5	2,6
18.	9-17.V 61.	61,2	19	3	5o,9	12,o
19.	2o-27.V 61.	72,7	21	2	44,3	13,4
2o.	13-21.IV 62.	48,8	15	4	45,1	1o,o
21.	4-1o.X 63	8,3	4o	2	43,7	2,2
22.	25.IV-5.V 64.	4o,o	17	2	51,9	11,1
23.	6-13.VI 65.	46,8	23	1	25,8	3,4


СХЕМАТИЧЕСКАЯ КАРТА
БАССЕЙНА ВЕЛИКАЙ МАРАВЫ
Тиса
Дунай
Сава
БЕЛГРАД
Д. ГРАДИШТЕ
ЛЮБИЧЕВСКИ МОСТ
ЧУПРИЯ
Дунай
КРАЛЬЕВО
КОРВИН ГРАД
МАСШТАБ
1: 2000 000

Коаксиальная зависимость для определения паводочного стока полученая по данным реки Поравы у Корвин Града

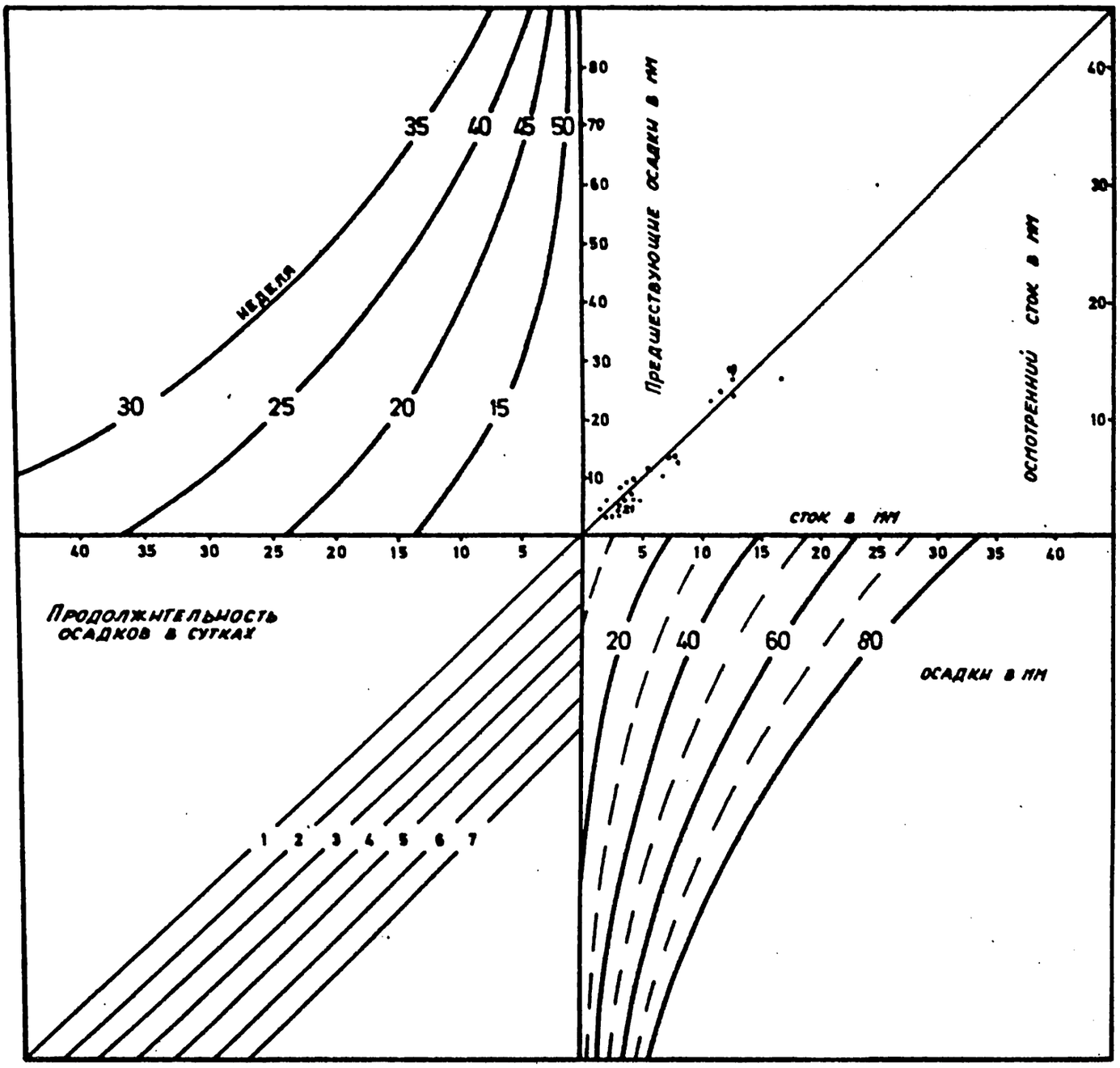


РИС 2

Средний единичный гидрограф
у Корвин Града р. Морава

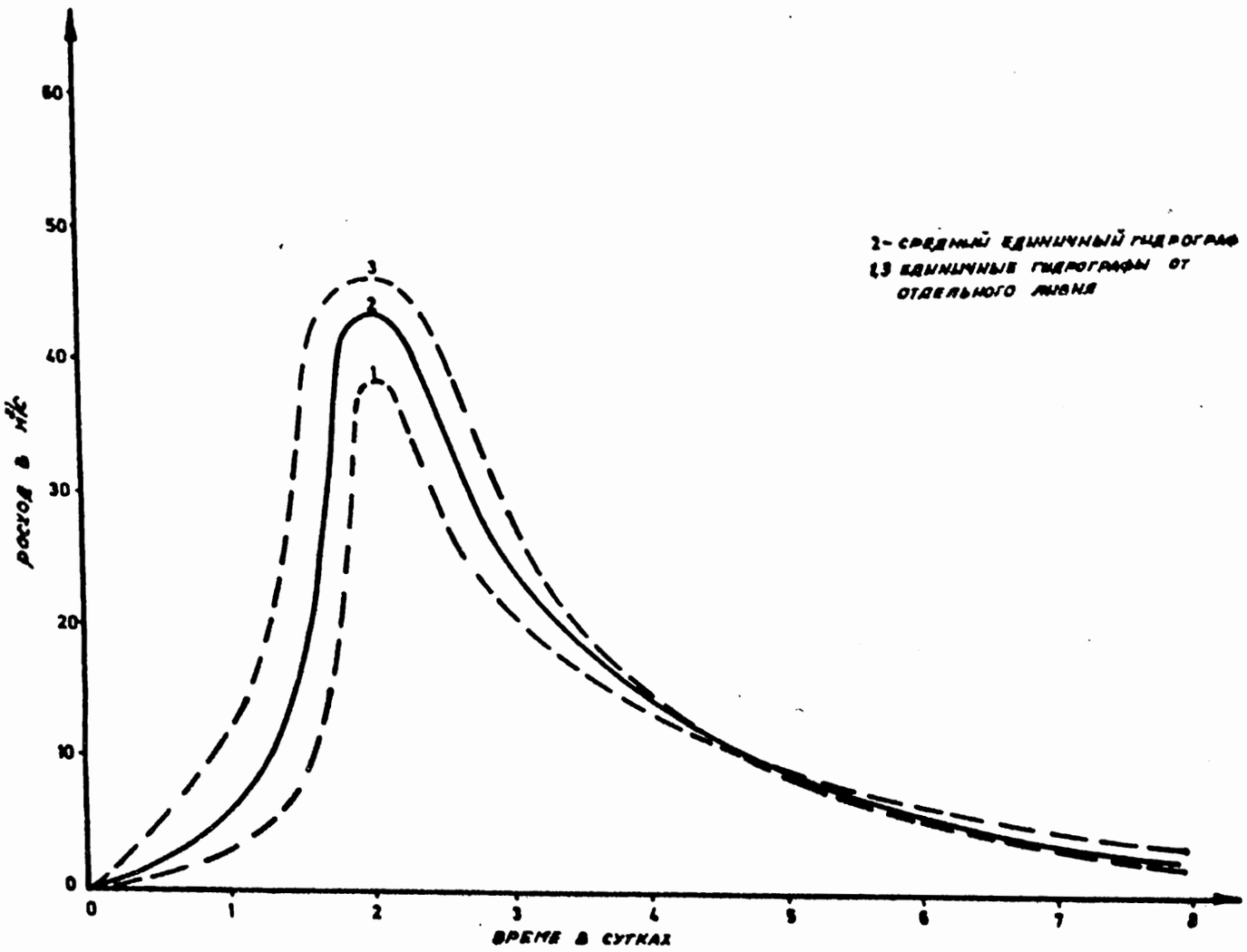
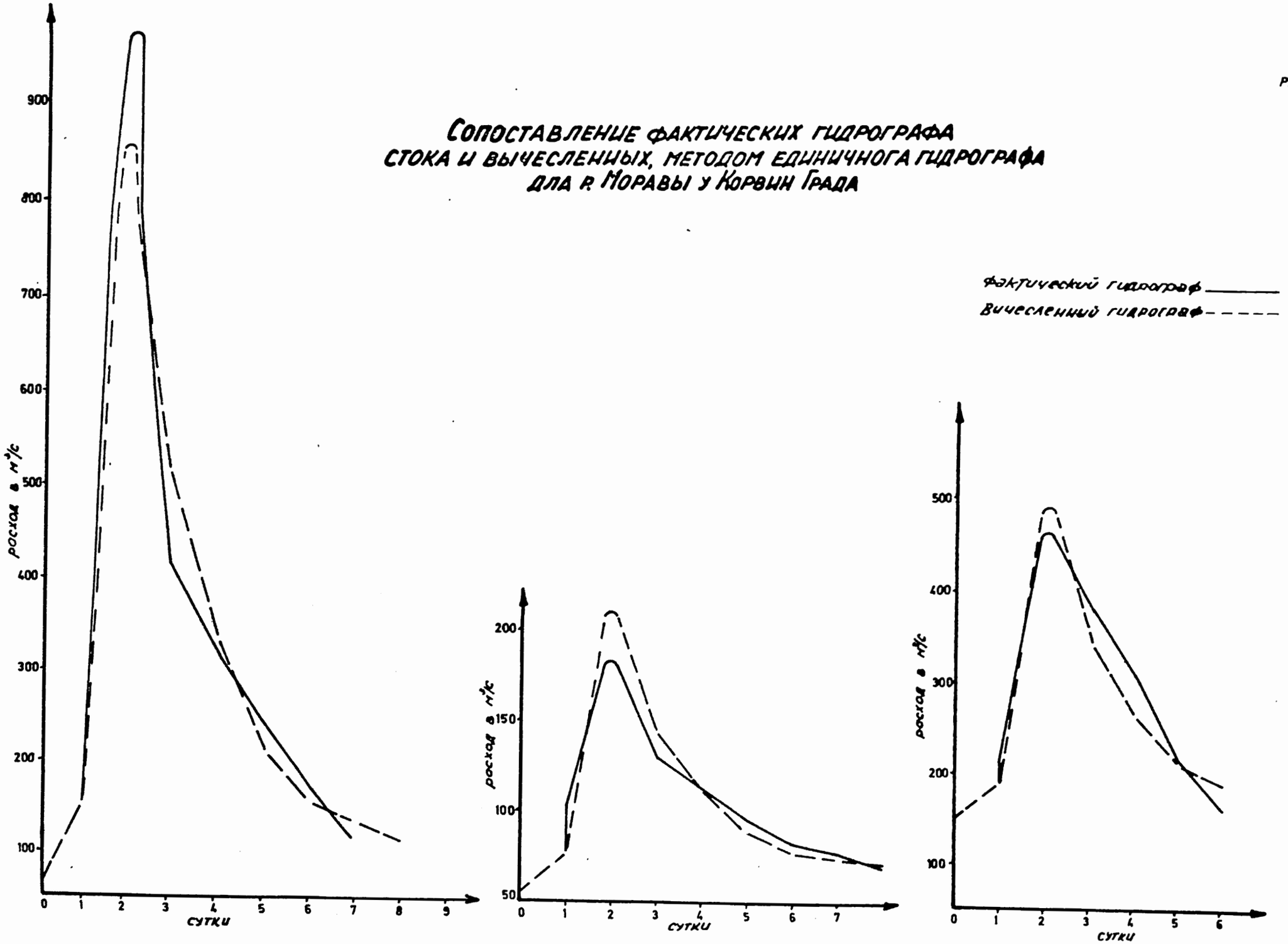
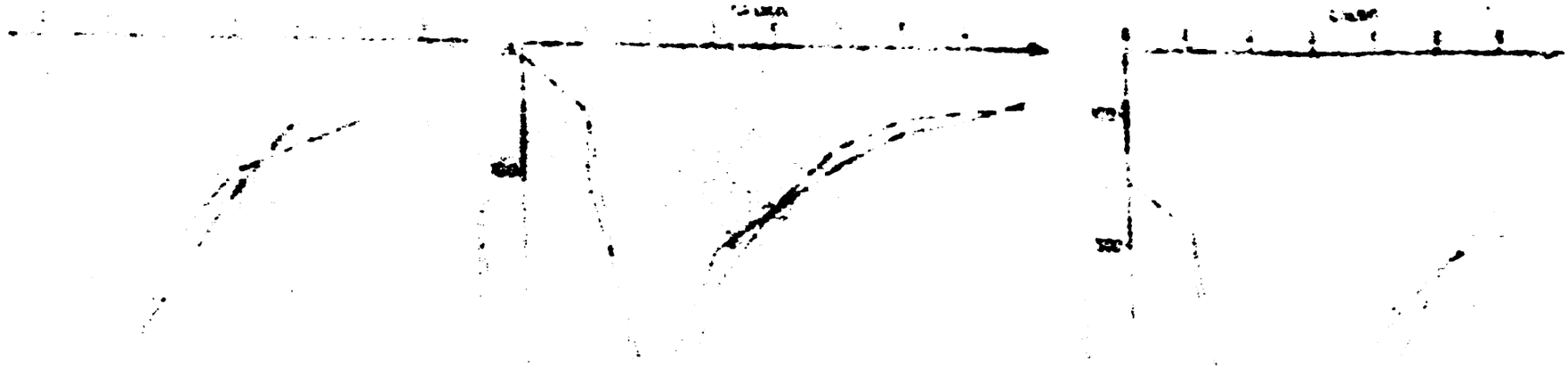


РИС 3

Сопоставление фактических гидрографа стока и вычесленных, методом единичнога гидрографа для р. Моравы у Корвин Града





МАТЕМАТИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ ФОРМИРОВАНИЯ ДОЖДЕВЫХ ПАВОДКОВ

КОРЕНЬ В.И., КУЧМЕНТ Л.С.
Гидрометеорологический научно-исследовательский центр СССР
Москва, СССР

Р е з ю м е

Оптимальное изображение течения осадков, включая и испарение, инфильтрацию, поверхное останавливание, грунтовое течение, тоже и трансформирование гидрограмов течения и слияния, образовывается на основании анализа всеобщих законов формации течения и эмпирических отношений. Начальная функция этого изображения является хиетографом и хронологическим графиком дефицита давления вследствие испарения и скорости ветра, а конечная функция является суммарным гидрограмом расходов выпуску бассейна реки. Вычисление состоится из двух частей. Прежде всего, вычисливается влажность бассейна перед началом осадков, которые образуют поводок, а затем, самый поводок. Изображение охватывает 14 научных параметров, которые были получены с помощью методики оптимализации и измерения начальных и завершительных функций некоторых предыдущих поводков. Изображение было исследовано в некоторых бассейнах в разнородных физико-географических областях и показало хорошую точность и постоянность параметра.

S u m m a r y

The optimum model of the rainfall runoff, including the evaporation, infiltration, the surface retention, the sub-surface flow and also the transformation of runoff and interflow hydrographs is formed on the basis of analysis of general laws of the flow formation and empiric relations. The input functions of the model are the hyetograph and the chronological graphs of vapor pressure deficit and wind rate, and the output function is the summary hydrograph of flow in the basin outlet. The calculation consists of two parts. First of all, the humidity of the basin before the beginning of the precipitation forming the flood is calculated and then the flood itself. The model includes I4 empirical parameters which are found with the help of the optimization methods from the measurements of the input and output functions of some previous floods. The model was tested for several basins in different physiko-geografical regions and showed good exactness and parameter stability.

Речной водосбор обычно представляет собой пеструю мозаику участков, резко отличающихся друг от друга физико-географическими, почвенными, гидравлическими и другими характеристиками, от которых зависит формирование гидрографа стока. Измерение этих характеристик при теперешнем состоянии методики измерений характеристик природных комплексов может быть выполнено лишь для отдельных точек. Хотя нет сколько-либо авторитетных исследований, позволяющих количественно оценить пространственную изменчивость стокообразующих характеристик водосбора, опыт показывает, что простое осреднение измерений в отдельных точках приводит к грубым ошибкам.

Нерепрезентативность измерений стокообразующих характеристик в отдельных точках для описания формирования стока на водосборе в целом заставляет отказаться от применения моделей, использующих измеряемые характеристики водосбора и рассматривать водосбор как динамическую систему, вообще говоря, неизвестной структуры и с неизвестными параметрами, для которой, однако, имеются измерения входных величин (внешних воздействий на водосбор) и соответствующие им измерения на выходе системы (гидрограф в замыкающем створе водосбора). Степень неопределенности структуры и параметров модели может быть различной. Может существовать дополнительная информация, накладывающая ограничения на структуру и параметры. При таком рассмотрении задача описания процесса формирования стока сводится к отысканию модели, наилучшим образом согласующей наблюдения за внешними воздействиями на водосборе, наблю-

дения за реакцией водосбора и имеющуюся дополнительную информацию. Точнее говоря, необходимо найти некоторый оператор, оптимальным образом преобразующий входные величины в гидрограф стока и для которого выполняются заданные ограничения.

Построение математической модели динамической системы с неизвестной структурой и с неизвестными параметрами обычно называется идентификацией.

Эта задача разбивается на две части: 1) идентификация структуры системы, т.е. выбор общего вида дифференциальных или интегральных уравнений; 2) идентификация параметров выбранной системы уравнений, описывающих отдельные фазы гидрологических процессов. Например, при описании формирования стока на водосборе можно использовать модели инфильтрации, испарения, трансформации гидрографа и др. Однако эти модели справедливы в основном для отдельных точек или участков водосбора и они не могут быть использованы без дополнительного исследования для всего водосбора. Возможно также использование различных физико-географических и динамических аналогий и связей, однако такой подход ведет обычно к невысокой точности.

Ввиду того, что все математические модели гидрологических процессов являются весьма приближенными, практическое использование таких моделей возможно лишь тогда, когда существует достаточно точный способ отыскания их параметров.

Определение параметров динамической системы по наблюдениям на ее входе и выходе при известной или принятой её структуре отличается сложностью вследствие того, что обратные задачи являются некорректными. Небольшие ошибки в исходных данных при решении таких задач могут приводить к сколь угодно большим ошибкам в искомых величинах. Вследствии того, что всегда имеются ошибки измерений и несоответствие между реальным процессом и принятой моделью, решение обратных гидрологических задач требует специального вычислительного аппарата.

Однако, теория конкретных задач пока доведена до практического использования лишь сравнительно простых моделей. Поэтому нами в настоящей работе для идентификации параметров применялись методы теории оптимизации, получившие распространение для анализа и идентификации динамических систем многих отраслей техники.

В методах оптимизации ищутся такие значения параметров, при которых минимизируется некоторый критерий качества (критерий оптимизации), характеризующий отличие между рассчитанными и фактическими выходными функциями. В отличие от методов некорректных задач, позволяющих найти единственные для заданных входных и выходных функций значения параметров, близость которых к натурным значениям зависит лишь от точности измерений исходных функций и соответствия модели реальному процессу, методы оптимизации могут давать различные решения в зависимости от принятого критерия качества и неединственные решения при одном и том же критерии качества. Большим, однако, достоинством методов оптимизации является возможность охватить большое число наблюдений и дополнительную информацию, ограничивающую область, в которой должно искать решение. Это в значительной мере уменьшает возможность неоднозначного решения, по крайней мере, уменьшает диапазоны, в которых могут находится искомые параметры, делая их близкими к фактическим. Используя большое количество наблюдений и ограничивая область поиска параметров, их можно сделать весьма надежными.

Структуру модели целесообразно выбрать таким образом, чтобы она наиболее полно описывала процесс и давала минимальный суммарный критерий качества при вычислениях по всем имеющимся наблюдениям. Существуют однако противоречия между требованиями к точности выбора структуры модели и к точности определения параметров. Чем более полная модель, тем больше она включает параметров, а в то же время точность определения параметров сильно зависит от их числа и взаимосвязи. От структуры уравнений зависит изменчивость (топография) критерия качества, что затрудняет нахождение значений параметров, при которых критерий качества минимальный. Поэтому при выборе тех или иных зависимостей для описания отдельных звеньев процесса, необходимо учитывать не только их предполагаемую точность, но и возможность методов оптимизации.

Решение, даваемое методами оптимизации, зависит от выбранного критерия качества. Интуитивно можно полагать, что чем "физичнее" будет критерий качества, тем точнее могут быть идентифицированы параметры.

Наиболее обоснованными критериями качества являются характеристики отклонений от законов сохранения или изменения каких-либо инвариантов. Для нашей задачи, например, можно использовать разность объемов фактического и вычисленного гидрографа. Однако вследствие ограниченного ряда наблюдений такой критерий качества приводит к неточному определению параметров, т.к. при этом резко сокращается использующаяся информация (не учитывается форма гидрографа).

Наиболее часто критерий качества вычисляется как квадрат разности вычисленных и фактических величин. Такой критерий использовался, например, О'Донеллом и Доуди. Для того, чтобы придать большее значение высоким расходам, нами использовался критерий

$$K=\int^{t}\left[Q_{\Phi}(\tau)-Q_{B}(\tau)\right]^{2}Q_{\Phi}(\tau)\,d\tau,$$

где $Q_{\Phi}(\tau)$ и $Q_{B}(\tau)$ - соответственно фактические и вычисленные расходы.

Ниже приводится описание структуры выбранной нами модели, которая оказалась наилучшей в смысле устойчивости параметров и критерия качества (всего рассмотрено до десяти различных вариантов модели, отличавшихся общей структурой, либо описанием отдельных процессов). Входными функциями является интенсивность осадков, дефицит влажности воздуха и скорость ветра.

Начальное увлажнение

Предположим, что водосбор обладает некоторой постоянной максимальной водоудерживающей ёмкостью, которая полностью заполнена, если $P = E + Q$, т.е., когда можно пренебречь инфильтрацией. Такие периоды мы, очевидно, можем наблюдать после снега или сильного дождя. Изменения запасов воды в водоудерживающей ёмкости водосбора в единицу времени $R(t)$ определяются соотношением осадков, испарения и стока. Однако эти изменения происходят не мгновенно, а с некоторым запаздыванием. Поэтому

$$R(t) = \int_0^t [P(\tau) - E(\tau) - Q(\tau)] K_1(t-\tau)\, d\tau;$$

где $K_1(t)$ - функция влияния, отражающая инерционность изменения запасов воды в бассейне. Если $R(t)$ положительно, идет процесс заполнения водоудерживающей емкости, при $R(t) < 0$ водоудерживающая емкость освобождается. Приближенно освободившуюся часть водоудерживающей емкости перед выпадением расчетного дождя можно рассчитывать следующим образом. Находится положительная волна $R(t)$ с максимальным объемом (максимальное увлажнение водосбора) и затем вычисляется с учетом знака $R(t)$ интеграл $W_0 = -\int_{t_0}^{T} R(t)\,dt$, где T - начало расчетного дождя, t_0 - момент времени, когда $R(t)$ становится равным нулю после максимальной положительной волны $R(t)$.

Период, который выбирается для расчета начального увлажнения перед выпадением расчетного дождя, должен быть достаточно продолжительным, чтобы объем выпавших осадков превышал максимальную водоудерживающую ёмкость водосбора. Это позволяет уменьшить ошибки, возникающие вследствие предположения, что в начальный момент $P = E + Q$. Более точно освободившуюся часть водоудерживающей ёмкости можно рассчитывать, если знать максимальную водоудерживающую ёмкость W_{max} и найти дождь либо период (например, конец весеннего половодья), при котором эта ёмкость полностью заполняется. Однако, это приводит к введению нового параметра W_{max}, для подбора которого специально надо искать случаи, где он проявится. При вычислении $R(t)$ желательно было бы учесть просачивание в глубокие слои i_0. Но поскольку рассматривается длительный период, его значение должно быть намного меньше, чем значение испарения.

Испарение с поверхности водосбора

Чтобы найти среднее испарение для всего водосбора предположим, что в каждом бассейне существует некоторое, зависящее от увлажненности, распределение площадей, с которых испарение равно испаряемости. В качестве характеристики увлажненности можно принять интеграл разности осадков и испарения. Подберем такой вид распределения, чтобы площадь, на которой испарение равно испаряемости, при

$$\int_0^t [P(\tau) - E(\tau)]\, d\tau = 0$$

была равна нулю, а при бесконечно большой этой разности была равна 1. Это можно осуществить с помощью функции

$$C(\mu) = \begin{cases} 1 - e^{-\mu \int_0^t [P(\tau) - E(\tau)] d\tau} & \text{при } \int_0^t [P(\tau) - E(\tau)] d\tau \geq 0 \\ 0 & \text{при } \int_0^t [P(\tau) - E(\tau)] d\tau < 0 \end{cases}$$

где μ - константа. Формула для расчета испарения приобретает вид: $E = C(\mu) E_p = E_p \left(1 - e^{-\mu \int_0^t [P(\tau) - E(\tau)] d\tau}\right)$

Испаряемость будем вычислять по наиболее распространенной формуле: $E_p = [K_1 + K_2 U(\tau)] D(\tau)$

где $U(\tau)$ - скорость ветра у земли, $D(\tau)$ дефицит влажности воздуха, K_1, K_2 - эмпирические коэффициенты.

Тогда

$$E(t) = [K_1 + K_2 U(t)] D(t) \left(1 - e^{-\mu \int_0^t [P(\tau)] d\tau}\right)$$

Для того, чтобы применить эту формулу для расчета паводков, наступающих после половодья, вместо начальных осадков необходимо задать величину максимальной водоудерживающей ёмкости.

Потери на инфильтрацию

Как показывают эксперименты, интенсивность инфильтрации воды в почву при постоянном увлажнении асимтотически стремится к некоторой постоянной величине, которую обычно называют коэффициентом фильтрации.

Затухание интенсивности инфильтрации, очевидно, объясняется кольматажом верхнего слоя почвы вследствие разбухания и переноса почвенных частиц. Развитие этого процесса в свою очередь зависит в основном от количества выпавших осадков. Поэтому представляется предпочтительным поставить затухание процесса инфильтрации при переменной интенсивности осадков в зависимость от суммы выпавших осадков (как это делается, например, в формуле Е.Г. Попова [1] а не в зависимости от времени (например, формула Хортона).

Эти соображения привели нас к структуре формулы для расчета инфильтрации воды в почву:

$$J(t) = \frac{W_0}{K_3} e^{-K_4 \int_0^t P(\tau) d\tau} + i_0$$

i_0 - величина установившейся фильтрации при достаточно больших осадках, $K_3 K_4$ - эмпирические параметры, причем при постоянной интенсивности дождя $K_3 K_4 = \frac{1}{h}$. Эта формула отличается от формулы Е.Г. Попова тем, что начальная интенсивность инфильтрации принимается равной не интенсивности дождя в тот момент, а величине $\frac{W_0}{K_3}$

Такое начальное значение инфильтрации принято из следующих соображений. Если предположить, что перед началом выпадания дождя был незаполненным объем W_0, интенсивность фильтрации в нижние слои равна i_0, выпадают осадки постоянной интенсивности h, то при достаточно большом T

$$W_0 = \int_0^T [J(t) - i_0] dt = \int_0^T J_н e^{-K_4 h t} dt = \frac{J_н}{K_4 h}$$

где $J_н$ - начальное значение интенсивности инфильтрации. Обозначая $K_3 = \frac{1}{K_4 h}$ получим $J_н = \frac{W_0}{K_3}$.

Действующая площадь

Для расчета действующей площади мы использовали модель Е.Г. Попова [1]. По этой модели относительная действующая площадь водосбора равна

$$f = 1 - e^{-m \int_0^T [P(\tau) - J(\tau)] d\tau}$$

Водоотдача водосбора

Водоотдача водосбора, формирующая поверх -

ностный сток, равна

$$q(t)=\begin{cases}[P(t)-J(t)]f & \text{при } P(t)\geq J(t)\\ 0 & \text{при } P(t)<J(t)\end{cases}$$

Внутрипочвенный сток

Будем понимать под внутрипочвенным стоком ту часть воды, которая инфильтрируется в почву, а затем поступает в ручейковую и речную сеть, фильтруясь сквозь почву под действием составляющей силы тяжести, направленной вдоль первого водоупора. Величина этого стока в первую очередь зависит от коэффициента фильтрации. Однако фильтрация по всей толще водоносного слоя достигается лишь после заполнения водоудерживающей ёмкости. Поэтому внутрипочвенный сток можно описать следующим уравнением:

$$q_J(t)=i_0 e^{-K_5\left[W_0-\int_0^t [J(\tau)-i_0]d\tau\right]}$$

где K_5 - эмпирический коэффициент.

Величина $W_0-\int_0^t [J(\tau)-i_0]d\tau$ характеризует степень заполнения водоудерживающей ёмкости.

В одной модели была сделана попытка определять внутрипочвенный сток как некоторую постоянную часть инфильтрации. Это приводило к плохо контролируемому перераспределению поверхностного и внутрипочвенного стока. Внутрипочвенный сток значительно завышался.

Трансформация гидрографов

Опыт показывает, что для преобладающего большинства водосборов трансформация графиков водоотдачи в гидрограф замыкающего створа с приемлемой для практики точностью описывается линейными моделями. Это в первую очередь объясняется тем, что само значение трансформации в формировании гидрографа стока намного меньше, чем формирование потерь стока. В случаях же сильного изменения параметров, определяющих трансформацию, в зависимости от расходов воды весь диапазон изменения расходов можно разбить на два-три интервала и использовать разные разные параметры для каждого из этих интервалов. Однако к такому разбиению необходимо подходить с большой осторожностью, т.к. увеличение числа параметров при расчетах трансформации редко себя оправдывает.

Естественно, что трансформация поверхностного и внутрипочвенного стока должна вестись отдельно. Тогда суммарный гидрограф в замыкающем створе (после вычета грунтового питания) может быть рассчитан по уравнению:

$$Q(t)=\int_T^t q(\tau)K_2(t-\tau)d\tau+\int_T^t q_J(\tau)K_3(t-\tau)d\tau,$$

где $K_2(t)$ и $K_3(t)$ - соответственно функции влияния поверхностного и внутрипочвенного стока. Как показывает советский и зарубежный опыт (использование метода Калинина-Милюкова и Неша), функция влияния хорошо аппроксимируется гамма-распределением. Поэтому нами принималось

$$K_{2,3}(t)=\frac{1}{\tau_{2,3}\Gamma(n_{2,3})}\left(\frac{t}{\tau_{2,3}}\right)^{n_{2,3}-1}e^{-\frac{t}{\tau_{2,3}}}$$

где $\tau_{2,3}$ $n_{2,3}$ - эмпирические параметры, $\Gamma(n_{2,3})$ - гамма -функции. Такой же вид зависимости принимался и для сглаживающей функции при расчете начальных запасов влаги в бассейне.

Дополнительные допущения

1. Для того, чтобы процесс расчета начальных запасов воды в бассейне при оптимизации параметров не был сильно взаимосвязан с расчетом гидрографа, предполагалось, что испарение в период выпадания осадков пренебрежимо мало. Это предположение не является обязательным, однако оно в преобладающем большинстве случаев оправдано и значительно уменьшает время, необходимое для оптимизации.

2. Грунтовое питание в период прохождения дождевых паводков играет, как правило, небольшую роль. Поэтому предполагалось, что паводок проходит при постоянном грунтовом питании.

Методика оптимизации

При выборе метода оптимизации мы стремились прежде всего отобрать такой метод, который хорошо работает при большом числе переменных и сложной топографии критерия качества. Ввиду того, что в гидрологических исследованиях опыта оптимизации еще не было (за исключением работы О.Донелла и Доуди /2/), мы стремились использовать опыт в других областях науки и техники. Наиболее близкими к нашей задаче оказались задачи химической технологии, где отыскиваются параметры кинетических уравнений, наилучшим образом описывающие экспериментальные данные. Такие задачи, также как наша, сводятся к отысканию минимума функции от большого числа переменных, при вычислении которой приходится интегрировать нелинейную систему уравнений. Многочисленные попытки решения таких задач были неудачны. Для их решения в Вычислительном центре МГУ была разработана специальная методика оптимизации, которая была положена в основу наших расчетов.

Методика оптимизации ВЦ МГУ состоит из трех методов минимизации:

1. Покоординатный спуск с квадратичной аппроксимацией по каждой переменной.

2. Метод сопряженных градиентов.

3. Метод минимизации, использующий квадратичную аппроксимацию функционала.

В методе покоординатного спуска изменение каждой переменной x_k производится с переменным шагом Δx_k по следующей схеме. Делается пробный шаг Δx_k вправо и влево от x_k и определяются соответствующие им критерии $K(x_k^{(1)})$ и $K(x_k^{(2)})$, где $x_k^{(1)}=x_k+\Delta x_k$ и $x_k^{(2)}=x_k+\Delta x_k$. Если окажется, что $K(x_k^{(1)})\leq K(x_k)$, то поиск продолжается для $\tilde{x}_k=x_k+\Delta x_k$. Если $K(x_k^{(2)})\leq K(x_k)\leq K(x_k^{(1)})$ поиск продолжается для $\tilde{x}_k=x_k-\Delta x_k$. При этом в обоих случаях шаг удваивается. Если окажется, что $K(x_k^{(1)})\geq K(x_k)\leq K(x_k^{(2)})$, то $\tilde{x}_k$ присваивается значение минимальной точки параболы, построенной по точкам $[x_k^{(1)}K(x_k^{(1)})],[x_k,K(x_k)],[x_k^{(2)}K(x_k^{(2)})]$

Если при этом окажется, что $K(\tilde{x}_k)>K(x_k)$, т.е. аппроксимация грубая, Δx_k уменьшается в восемь раз

и строится новая парабола. Приближение, найденное методом покоординатного спуска, используется затем для преобразования координат $x_k = \lambda_k x_k'$ облегчающего поиск градиентным методом. λ_k выбирается таким образом, чтобы поверхности критерия качества $K(x)$ были близки к сферам.

Вычислительную схему метода сопряженных градиентов можно записать следующим образом:

$$x^{(n+1)} = x^{(n)} + d_n p^{(n)}; \quad p^{(0)} = -K'(x^{(0)})$$

$$p^{(n)} = -K'(x^{(n)}) + \beta_n p^{(n-1)}$$

$$\beta_n = \frac{\| K'(x^{(n)}) \|^2}{\| K'(x^{(n-1)}) \|^2}$$

где $K'(x)$ - градиент в точке x, $\|x\| = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} x_i^2}$ - выбирается из условия минимума $K(x^{(n+1)})$.

Метод минимизации, использующий квадратную аппроксимацию, применяется с целью уточнения параметров, полученных после градиентного метода.

Для учета ограничений нами использовался метод штрафных функций. Этот метод заключается в том, что при нарушении ограничений критерий качества увеличивается "штрафуется". Размер штрафа пропорционален нарушению ограничения. Для того, чтобы не происходило разрывов, критерий качества вычисляется по формуле:

$$K'(x^{(n+1)}) = K(x^{(n)}) + A \sum_{i=1}^{m} \Delta x_i^2$$

где $K'(x)$ - значение критерия до нарушения ограничения, Δx_i - отклонение $i^{ой}$ оптимизируемой переменной от заданного предела, A - произвольная достаточно большая константа ("штраф").

Испытание модели

Разработка и испытание модели производились по данным наблюдений на Подмосковной и Приморской стоковых станциях. На первой был выбран водосбор р. Медвенки до устья реки Закзы (площадь 21,4 км^2) на второй - водосбор р. Супутинка до пункта Синдон (площадь 616 км^2). Эти водосборы находятся в различных физико-географических районах и отличаются условиями формирования дождевых паводков, в особенности летних, являются низкие коэффициенты стока. Для того, чтобы свести объем осадков в объем дождевого стока, необходимо произвести над осадками преобразование, уменьшающее их в десятки раз. Это естественно налагает повышенные требования к модели и исходным данным.

Средние осадки по водосбору р.Медвенки определялись по измерениям пяти плювиографов. Средние осадки по водосбору р.Супутинки - по измерениям трех плювиографов. В обоих случаях выбирались такие паводки, когда осадки по отдельным плювиографам за расчетный интервал времени не отличались более чем на 50 процентов. Исключались также паводки, на формирование которых оказывало влияние весеннее увлажнение почвы. Дефицит влажности воздуха рассчитывался по среднесуточным величинам температуры и влажности воздуха. Скорость ветра бралась средняя за сутки. Для р. Медвенки использовались определенные по шестичасовым интервалам расходы воды. Для реки Супутинки - средние за сутки.

Оптимизация параметров модели производилась для р.Медвенки по данным пяти паводков, для р. Супутинки по четырем паводкам. Для проверочных расчетов использовались данные пяти паводков на реке Медвенке и данные пяти паводков на р.Супутинка.

Точность определения оптимизировавшихся параметров зависит от их влияния на гидрографы, по которым производилась оптимизация. Фактические и оптимизированные значения параметров, которые слабо влияют на критерий качества, могут отличаться на несколько порядков. В то же время точность определения наиболее сильно влияющих на критерий качества параметров может составлять несколько процентов. Такими сильно влияющими параметрами для рассматривавшихся паводков были время добегания поверхностного стока и параметр действующей площади .

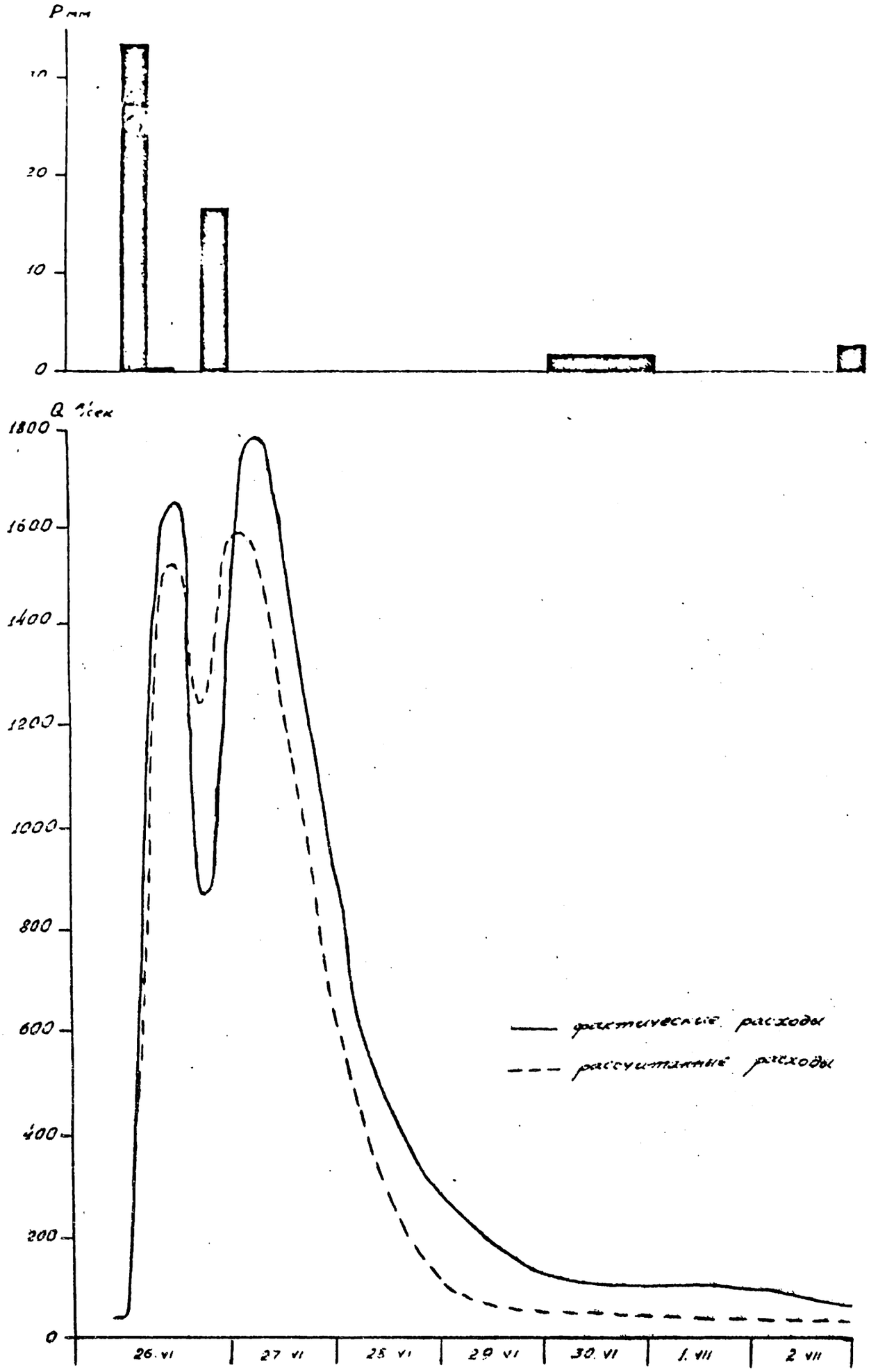
Физический анализ промежуточных результатов проведенных расчетов позволяет надеяться, что определенные в процессе оптимизации физические величины (такие как испарение, инфильтрация, время добегания и др.) не сильно отличаются от фактических.

Сопоставление рассчитанных и фактических гидрографов по обеим водосборам показывает в общем удовлетворительную точность модели. Точность для проверочных паводков и паводков, по которым производилась оптимизация примерно одинаковая, что указывает на устойчивость параметров модели. Для иллюстрации полученной точности на рис. 1 и 2 делается сопоставление рассчитанных и наблюденных гидрографов для характерных паводков на р.Медвенке и р. Супутинке.

ЛИТЕРАТУРА

1. Попов Е.Г. Вопросы теории и практики прогнозов речного стока М.Гидрометиздат, 1963 г.

2 Dawdy D.R. and O'Donell T. Mathematical models of catchment behavior. J Hydr Div. Proc., ASCE, July 1965.


P мм
30
20
10
0
Q л/сек
1800
1600
1400
1200
1000
800
600
400
200
0
фактические расходы
рассчитанные расходы
26.VI
27 VI
28 VI
29 VI
30.VI
1.VII
2 VII

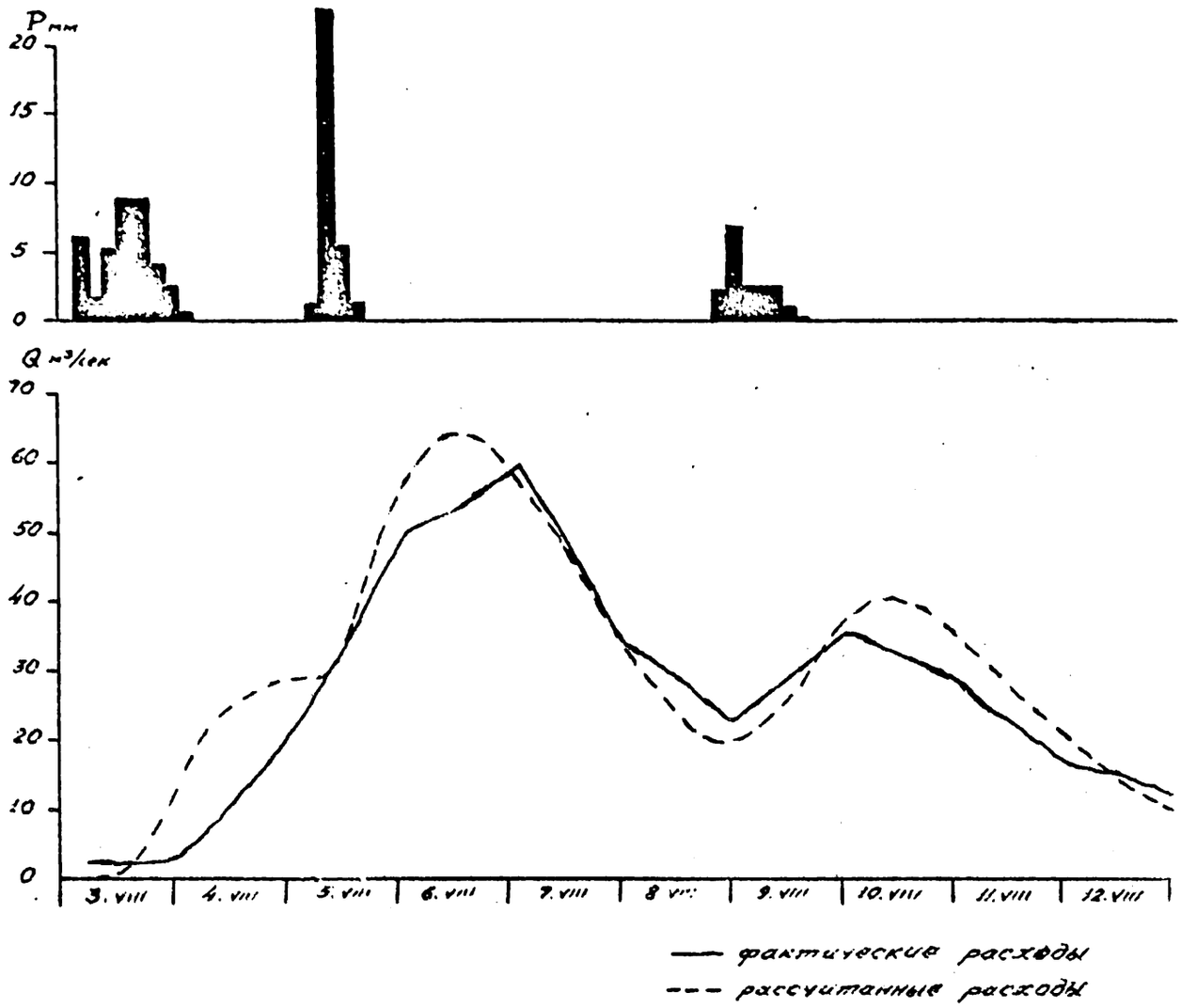


Рис. 2 р. Супутинка — Син-Дек 1962г.

НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ФОРМИРОВАНИЯ И ПРОГНОЗЫ ДОЖДЕВЫХ ПАВОДКОВ В СОВЕТСКИХ КАРПАТАХ (БАССЕЙН ДУНАЯ)

КРЫЖАНОВСКАЯ А.Б.

Украинский научно-исследовательский гидрометеорологический институт, г.Киев, СССР

Р е з ю м е

В докладе излагаются результаты натурных и экспериментальных исследований условий формирования дождевых паводков в Карпатах, выполненных совместной экспедицией Украинского научно-исследовательского и Одесского гидрометеорологических институтов.

Даются характеристики распределения осадков по времени и по площади, их интенсивности и продолжительности. Указывается возможность выпадания на больших территориях ливневых дождей с интенсивностью до 9,5 мм/мин.

Установлено, что с открытых склонов дождевые воды стекают в реки преимущественно по поверхности а с залесенных - в верхнем слое рыхлых отложений.

Приведена формула для расчёта интенсивности впитывания почвой, параметры которой установлены на основании опытных данных. Проверка этой формулы показала возможность использования её для расчета потерь паводочного стока на естественных горных бассейнах.

Даны результаты исследований по разработке методов краткосрочных прогнозов стока горных рек с использованием сведений об осадках. По суточным суммам осадков прогнозируется суммарный сток и распределение его на последующие 5-7 суток.

S u m m a r y

The paper deals with the results obtained from hydro-meteorological observations of the conditions of forming floods resulting from rain carried on by co-expedition of the Ukrainian Research Institute and the Odessa Hydro-Meteorological Institute.

The paper considers the time distribution and the distribution according to the rainfall areas as well as the rainfall intensity and duration. The possibility of the rainstorms with the intensity up to 9.5 mm per minute on a large area is given.

From the open slopes the rain water is found to run off into the rivers mainly along the surface while from the area covered with forest slopes along the upper layer of friable sediments.

The formula for calculation the soil absorbing intensity the parameters of which are calculated by the experimental data is given in the paper. The test of this formula showed the possibility of using it for the calculation of losses due to the flood low in the natural mountain areas.

The results of the researches on developing the Techniques for short range forecasts of the mountain rivers run off using the rainfall data are given.

The total and the distribution of is for the next 5-7 days is forecasted in the terms of dayly amount of rainfalls.

На территории Советского Союза (в Закарпатской области Украинской ССР) расположена часть бассейна Дуная - верховья р.Тиссы с правобережными притоками. По условиям формирования стока и значимости в хозяйственном отношении эта территория представляет весьма существенный интерес. Поэтому естественно, что гидрометеорологические наблюдения здесь начаты давно и постоянно расширяются.

На основании изучения многолетних данных об осадках П.Ф. Вишневский (УкрНИГМИ) установил /3/, что ежегодно здесь выпадают ливневые дожди с суммой осадков более 100 мм, один раз в 7-12 лет - с суммой больше 200 мм. Такие ливни обычно охватывают территорию в несколько десятков тысяч квадратных километров и могут продолжаться более полусуток, а с перерывами - несколько дней. В результате на реках формируются высокие паводки, имеющие катастрофический характер, особенно при образовании селей.

В 1964 г. для изучения формирования стока проведена экспедиция в Карпатах сотрудниками Украинского научно-исследовательского и Одесского учебно-

го гидрометеорологических институтов (УкрНИГМИ и ОГМИ). Экспедицией руководил проф. А.Н.Бефани.

Исследования проводились в верхней части бассейна р.Рики - правого притока р.Тиссы.Рельеф здесь горный с преобладающими высотами до 1200 м, максимальная высота превышает 2000 м (гора Говерла).Горные склоны покрыты смешанными лесами, средняя залесенность около 50 процентов. На вершинах гор (полонинах) простираются луга, которые используются для выпаса скота.

Характерные для данного района бурые лесные почвы - буроземы имеют мощность обычно менее 1 м. Материнской породой являются продукты выветривания песчаников и глинистых сланцев.

Исследованиями было охвачено максимально возможное разнообразие почвенно-геологических и растительных условий: на различных высотах,в лесу, на лесных полянках, полонинах и др.

В программу экспедиции входили исследования стока на площадках и водотоках и маршрутные обследования склонов после дождей. Велись также экспериментальные исследования - дождевание малых площадок (1 - 9 м^2) и склоновых участков (до 400 м^2).

На малых площадках оказалось возможным изучать только поверхностный сток вследствие резкого увеличения дренажа по сравнению с естественными условиями. На больших площадках также имелось нарушение естественных условий дренажа, но влияние на общие результаты этих искажений меньше. Учет стока поверхностного и почвенно-грунтового производился водосливами, установленными в сборных канавах.

Определение инфильтрации почвы осуществлялось с помощью инфильтрометров, представляющих собой металлические кольца с иголчатым уравномером,которые забивались в грунт на глубину 25 - 30 см. Возникавшие при забивке колец щели промазывались глиной.

Кроме того, проводились почвенные исследования, измерение влажности почвы в естественных условиях. По выводам М.И.Пятака и Г.С. Бойчук /6/(ОГМИ) наименьшие значения влажности обнаружены на площадках, которые расположены на склонах с наибольшим уклонами поверхности (30 - 35°) и покрыты густым лесом. Понятно, что в таких условиях часть осадков задерживается кронами деревьев, а влага, попавшая на поверхность, скорее стекает в понижения,где создает повышенную влажность почвы.

Искусственное дождевание площадок обуславливало различное увеличение влажности отдельных слоев почвы. На рис. 1. представлена связь запасов влаги в верхних 40 сантиметрах почвы и слоя воды, затраченного на инфильтрацию. Связь обратная, она достаточно четко выражена, и подтверждает положение о том, что чем больше влажность почвы, тем меньше ею впитывается вода, т.е. меньше потери стока на инфильтрацию.

По выводам тех же авторов при искусственном дождевании площадок с интенсивностью до 2 мм/мин в первый период, длительностью до 1 - 2 минут, вся вода расходуется на увлажнение почвы, поверхностный сток совершенно отсутствует. В следующие 10 -

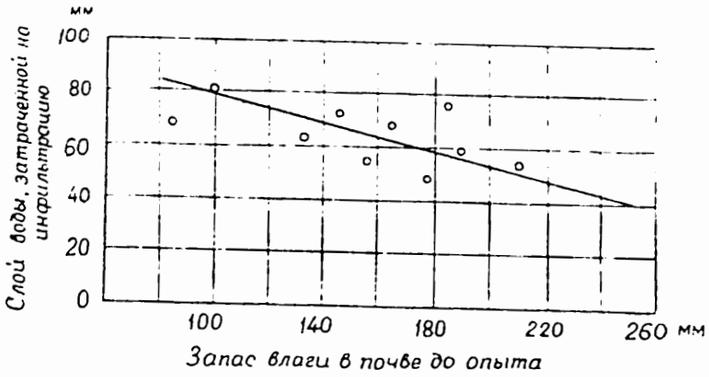


Рис.1. Связь между запасами влаги в 40-сантиметровом слое почвы и слоем воды, затраченной на инфильтрацию.

23 минуты устанавливается, примерно,постоянная величина поверхностного стока и только после этого сток увеличивается. Однако полного насыщения почва не достигает (за исключением отдельных площадок) даже при длительном дождевании.

Изучение потерь стока и их динамики в период формирования паводков имеет в настоящее время наиболее существенное значение для разработки методов расчетов и прогнозов характеристик стока. При этом особый интерес представляют потери стока на инфильтрацию.

Максимальная инфильтрационная способность изучалась Карпатской экспедицией при помощи кольцеобразных инфильтрометров. Обобщение данных,полученных более чем в 60 опытах искусственного дождевания метровых площадок, разрешило Н.Г.Галущенко (УкрНИГМИ) получить 4 типовые инфильтрационные кривые.Для этого необходимо иметь одинаковые условия впитывания, которых в действительности не было поскольку уклоны опытных площадок и интенсивность дождя при опытах были разные. Поэтому данные всех площадок были приведены к условиям горизонтальной поверхности и одинаковой интенсивности дождя, равной 0.8 мм/мин, с помощью формулы:

$$K_t' = \left(\frac{K_t}{e^{-0{,}002i}} - K_0\right)\frac{0{,}8}{\alpha},$$

где K_t - интенсивность впитывания мм/мин при нулевом уклоне и интенсивности дождя 0.8 мм/мин, K_t - тоже, полученная опытным путем, K_0 - тоже при нулевом уклоне, e - основание натуральных логарифмов, i - уклон в процентах, α - поправочный коэффициент, учитывающий влияние интенсивности дождя (h), при $h \leq 1.2$ мм/мин, $\alpha = 1.2$, при $h > 1.2$ мм/мин $\alpha = 1.45$.

Анализ частных для всех опытов кривых впитывания показал возможность типизировать кривые, построенные по данным измерений на лугу и на залежи, (более 30 опытов). В результате большого разнообразия условий фильтрации, наблюдавшихся при других опытах, материалов для типизации других групп оказалось недостаточно. Полученные Н.Г. Галущенко типовые кривые (рис. 2) показывают, что инфильтра -

ция в почву происходит наиболее интенсивно в течение первых 5 минут от начала опыта, после чего она резко замедляется.

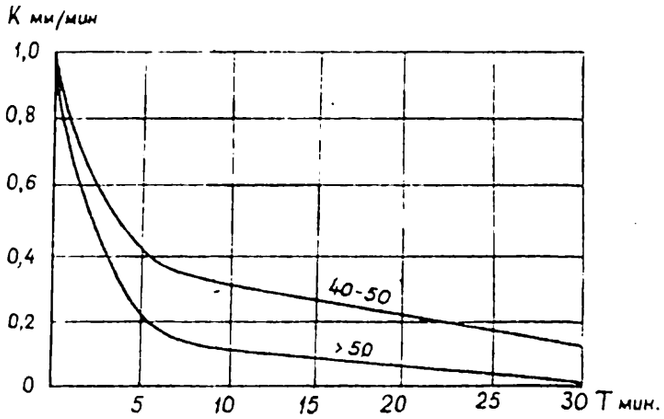


Рис. 2. Типовые кривые впитывания для склонов, занятых лугом и залежью. У линий - индексы увлажнения.

На рисунке видно, что чем больше увлажнение почвы перед опытом, тем меньше ее инфильтрационная способность.

На рис. 2 указаны индексы предшествующего увлажнения, вычисленные по предложению Н.Ф.Бефани в зависимости от суммы осадков за разные интервалы тридцатидневного периода и коэффициентов. Последние определяются удаленностью расчетного периода и температурой воздуха за тот же период. На рисунке выделено две типовые кривые - для умеренно увлажненных (индекс увлажнения 40-50) и для переувлажненных (индекс увлажнения > 50) почв.

Натурные исследования в горных районах Закарпатья показали, что на открытой и обработанной поверхности сток в основном формируется поверхностный. На лесных участках и на недавно освоенных склонах с рыхлыми поверхностными породами воды стекают по дренам, трещинам и др. путям, образуя подповерхностный сток, или, как его называет А. Н. Бефани, контактный сток. Для измерения этого стока площадки располагались выше естественного обнажения склона.

А.Н.Бефани и А.Г.Иваненко (ОГМИ) на основании расчетов водного баланса площадок величиной 100 - 300 м^2 получили [1], что скорости поверхностного стока, равные 1.3 - 3.0 м/мин, в 3 - 5 раз больше скоростей контактного стока (0.50 - 0.75 м/мин). Полученные данные дают авторам основание утверждать, что слой воды, временно аккумулированный в конце дождя, в 1,5 - 2,0 раза больше величины стока за время дождя. Коэффициенты стока при дождевании лесных площадок оказались равными 0,46 - 0,99, но в большинстве случаев они колеблются в неширокиx пределах, от 0.61 до 0.74. При этом следует отметить, что опытные площадки находились на разнообразных лесных склонах.

На основании исследований экспедиции и данных многолетних наблюдений на сети гидрометеорологических станций Н.Ф.Бефани (ОГМИ) разработала методику краткосрочных прогнозов дождевых паводков горных рек на примере р. Рики у Межгорья [2]. При этом поставлена задача использования исходных данных по материалам стандартных наблюдений на гидрометсети.

Слой стока за паводок предложено прогнозировать по графическим связям его со стокообразующими осадками и индексом предшествующего увлажнения (рисунок 3). Для этого по срезке определялась составляющая данного паводка.

Если паводок многомодальный, срезка производилась по типовой кривой спада, а при отсутствии в предшествующий период осадков - по прямой горизонтальной линии, идущей от минимального предпаводочного расхода.

Сумма осадков вычисляется по показаниям равномерно распределенных в бассейне станций, сеть которых здесь очень густая. Проверка показала, что средние значения сумм осадков по всем 42 и по 5 равномерно расположенным в бассейне станциям оказались близкими. Следовательно в дальнейшем можно расчеты вести по пяти опорным пунктам, т.е. можно ограничиться густотой сети - один осадкомер на 100-150 км^2.

Потери стока на инфильтрацию определяются увлажнением почвы перед началом паводка. Вследствие недостаточного количества непосредственных измерений Н.Ф. Бефани предлагает косвенный показатель-индекс увлажнения - определять по сумме осадков, выпавших за 60 предшествующих суток в летний период (июнь - сентябрь) по уравнению:

$$J_w = 0,9x_{0->1} + 0,6x_{1-2} + 0,5x_{3-5} + 0,4x_{6-10} + 0,3x_{11-20} + 0,17x_{21-30} + 0,09x_{31-40} + 0,05x_{41-50} + 0,03x_{51-60},$$

а весной и осенью (май-октябрь) по уравнению:

$$J_w = x_{0-2} + 0,65x_{3-5} + 0,52x_{6-10} + 0,40x_{11-20} + 0,35x_{21-30} + 0,30x_{31-40} + 0,26x_{41-50} + 0,21x_{51-60},$$

где x - сумма осадков за сутки, индексы при x - порядковый номер суток, начиная от момента выпадения стокообразующих осадков.

Учитывая, что коэффициенты при суммах осадков после тридцатых суток очень малы, Н.Ф.Бефани предлагает ограничиваться в этих расчетах за первые 30 суток.

Точность таких прогнозов для р.Рики достаточно удовлетворительная и оценена отношением средней квадратичной ошибки к среднему квадратичному отклонению от нормы $\frac{\sigma}{\sigma} = 0.40$.

Особенность формирования стока в бассейне реки Рики заключается в том, что на участках поверхности с малой впитывающей способностью образуется поверхностный сток. На остальной территории, где преобладают рыхлые породы, а также скальные, но с большим распространением макропор, поверхностный сток обычно очень мал, а дождевые воды продвигаются преимущественно по трещинам и макропорам (контактный сток). Как указывалось выше, скорости такого продвижения в 3 - 5 раз меньше скоростей поверхностного стока. При этом каждый из видов стока, в свою очередь, разделяется на много разновидностей в зависи-

мости от свойства поверхности и структуры почвы, а также ряда других условий.

Все сказанное обуславливает чрезвычайную сложность задачи расчетов и прогнозов гидрографов паводочного стока горных рек. Наиболее осуществимым в настоящее время методом является получение элементарных гидрографов.

Однако анализ показал, что для таких рек единичные паводки получаются разнообразные. Автором метода предложено в подобных случаях классифицировать элементарные паводки в зависимости от характеристики влагозапасов на бассейне и изменения их во времени. В частности, для р.Рики получены три типа элементарных паводков, а за показатели для их выделения принимались предпаводочный расход воды в реке и слой стока от расчетного суточного дождя, который определяется по рис. 3.

Проведенные таким образом расчеты для ряда паводков показали удовлетворительную сходимость рассчитанных и наблюденных гидрографов. Уточнение расчетов возможно в первую очередь при уменьшении расчетного интервала времени хотя бы до полусуток.

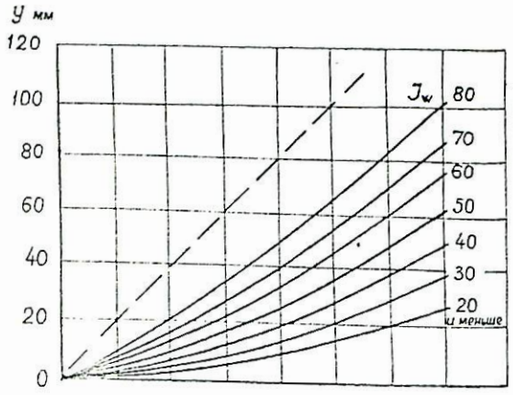


Рис.3. График зависимости паводочного стока ($У$) от стокообразующих осадков ($X_{ст}$) и индекса предшествующего увлажнения (J_w), подсчитанного за 60 предшествующих суток в бассейне р.Рики.

Несколько иначе был решен вопрос для притоков Тиссы - Уж и Латорицы в УкрНИГМИ Г.Б.Павленко. Как упоминалось выше, на исследуемой территории чаще всего дожди выпадают сериями, что обуславливает формирование многомодальных паводков на реках. Поэтому расчленение паводков на единичные представляет существенные затруднения. Так, исследования Г.Б.Павленко [5] показали наличие большого разнообразия форм кривых спада.

Верхняя часть кривой спада единичного паводка обусловлена истощением поверхностного стока. Несколько позже начинают иссякать и воды почво-грунтов (контактный сток).

Исходя из того, что скорости поверхностного стока существенно больше скоростей продвижения воды в почво-грунтах, предложен способ расчленения многомодальных паводков по двум типовым кривым спада - поверхностного стока и почво-грунтового. Типовая кривая поверхностного стока определяется в верхней части пиками паводков, а в нижней - моментом перелома от резкого спада к плавному, когда следует полагать, что в формировании стока преобладающую роль начинает играть контактный сток. Совмещая такие отрезки, полученные для ряда паводков с разным диапазоном максимальных расходов, получаем типовую кривую.

Аналогично получаем типовую кривую спада грунтового стока. При этом на спаде паводков выделяются участки, соответствующие периодам истощения грунтового стока. На рис.4 показаны типовые кривые спада поверхностного и грунтового стока р. Латорицы у Мукачева. Форма таких кривых для различных рек и даже разных участков одной реки изменяются в зависимости от комплекса условий формирования стока, но всегда спад поверхностного стока происходит в несколько раз интенсивнее спада грунтового стока.

Расчет и прогноз стока паводков предложено производить по зависимости типа:

$$У = f(x, Q_{гр}, x_i, t^\circ),$$

где $У$ - объем стока единичного паводка, x - сумма осадков за расчетную единицу времени, $Q_{гр}$ - расход грунтового стока, x_i - сумма осадков, выпавших за расчетный период перед паводком,

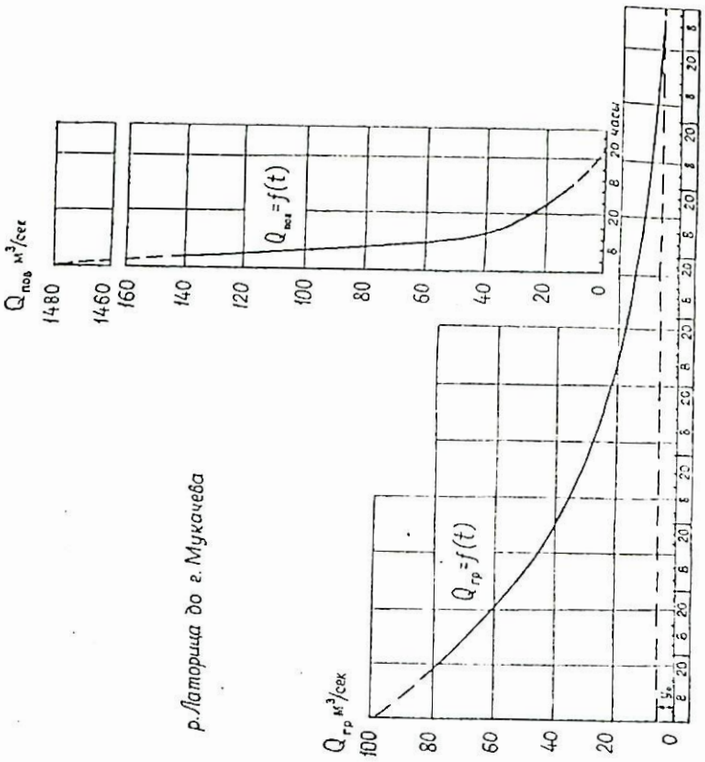


Рис.4. Кривые спада поверхностного ($Q_{пов}$) и грунтового ($Q_{гр}$) стока. $У_0$ - устойчивое многолетнее подземное питание.

t° - температура воздуха в день выпадания стокообразующихся осадков.

Последние три элемента определяют условия потерь стока на впитывание и испарение.

В работе Г.Б.Павленко расчетная единица времени для подсчета сумм осадков x принята равной полусуткам.

Резюмируя все сказанное, следует отметить, что натурные исследования процессов формирования стока паводков и в первую очередь потерь паводочного сто-

ка дают возможность расширить наши познания и уточнить методы расчетов и прогнозов характеристик паводочного стока.

Литература

1. Бефани А.Н., Иваненко А.Г. Водный баланс горных склонов. Труды УкрНИГМИ, вып.69, 1967.
2. Бефани Н.Ф., Попова И.А. О возможности предвычисления дождевых паводков малых горных рек Карпат по данным о суточных осадках (на примере р.Рики у с.Межгорье). Труды УкрНИГМИ,вып.69, 1967.
3. Вишневский П.Ф. Ливневые осадки в Карпатах.Труды УкрНИГМИ, вып.69, 1967.
4. Галущенко Н.Г. Типизация кривых впитывания по экспериментальным данным. Труды УкрНИГМИ,вып.69, 1967.
5. Павленко Г.В. Формирование дождевых паводков на Латорице и прогноз их максимальных расходов.Труды УкрНИГМИ, вып.76 (сдано в печать).
6. Пятак М.И., Бойчук Г.С. Почвенные исследования в районе работ Закарпатской экспедиции ОГМИ-УкрНИГМИ. Труды УкрНИГМИ, вып. 69, 1967.

FORECAST OF RUNOFF FROM RAINFALL IN THE BASIN OF THE UPPER HRON RIVER

By SVOBODA A. and MOLNAR Ľ.
Institute for Hydrology and Hydraulich of the Slovak Academy of Sciences, Bratislava, Czechoslovakia

Р е з ю м е

Статья описывает способ предусматривания совокупного течения и гидрограма течения на профиле Брезно н/Хр. в бассейне Горнего Хрона (область бассейна реки 582 км^2). Бассейн горного характера (490-2025 м), засаженный лесом до 60 процентов.

Для определения совокупного течения были использованы отношения многосторонней регрессии различных переменчивых величин. С точки зрения прогнозирования, как самое благоприятное было использовано отношение между течением, которое переменчиво зависимо от индексы предыдущих осадков, числа недель, которые показывают перемены в вегетации в течении целого года, как независимые переменчивые величины. Полученное течение представляет поверхное течение.

При прогнозировании гидрограмов на конечном профиле, наряду с определением объема совокупного течения, его раздел по времени (временный раздел коэффициента течения) имеет большое влияние. Был описан как метод вычисления, рассматривая перемены коэффициента течения в ходе стекания: а/ по прямой линии, б/ по функции гиперболической тангенты. Во время такого определения временного раздела, который в связи с осадками, на конечном профиле поверхное течение получается таким способом, что эффикасное течение берется как слияние в бассейн реки, который наблюдается как система линеарных резервуаров (метод Й.э. Нешовым). На примерах волн полученных таким способом, сопоставляется здесь описанные проведения для определения временного раздела коэффициента течения а/ и б/.

S u m m a r y

The article describes the way of forecasting of the volume of runoff, and the runoff - hydrograph in the profile of Brezno n/Hr, in the Upper Hron basin /river basin area 582 km^2/. It is a basin of mountaineous character /490-2025 m a.s/ afforested to 60%.

To determine the runoff volume, there have been used multiple regresion relations of diverse variables. From the forecast point of view, being the most favourable, there has been made use of the relation between the runoff, being dependent variable, and rainfall index of antecedent precipitations, number of the week, expressing changes in vegetation over the year, as the independent variables. The thus derived runoff represent the surface runoff only.

On the forecast of the hydrograph in the final profile, besides the determination of overall runoff volume, its distribution with time /the time distribution of the runoff - coefficient/ is of great influence. It is described the method of calculation, considering the changes of the runoff - coefficient during a rainfall a./according to a straight line, b. /according to the function of the hyperbolic tangent. Pending such a determination of the time distribution, pertaining to the precipitations, is the final profile the surface runoff is derived in such a way, that the effective reinfall is taken as the inflow into the basin, which is considered as a system of linear reservoirs /J.E. Nash - method/. On the examples of waves derived in such a manner, the here desribed ways of determining the time distribution of runoff coefficients a./and b./ are compared.

The unsteady process involved in the formation of the surface runoff from intensive reinfall is already a long time subject of great interest to many hydrologists. The practical aspect of this process is of great importance due to the fact, that in the course of it the most important flood waves are formed and therefore a temporal prediction of their occurence may often prevent great damages.

In the case of larger watersheds flood forecast can be made not on the basis of the measured storm rainfall, but by taking into consideration the runoff measured in the small streams in the boundary parts of the basin. The advantage of this method lies in the fact that such data indicate directly the surface runoff, which must be computed if as a basis for the forecast the precipitation values are used. The dis-

advantage in this case however is the loss of time which elapses from the rainfall till the formation of the surface runoff in small streams. This time loss may be neglected in larger watersheds, however in small basins it is often not possible due to the short lag times. In cases of such small basins especially of mountaineous character a usable forecast is possible practically only on the basis of rainfall records.

Often it is sufficient to predict only the peak of the flood hydrograph. In this case the aim of the forecast - method is confined obviously only to determine the relation between the peak discharge and the physical and meteorological factors prevailing in the basin. However often it is necessary to predict also the stage hydrograph in all its shape, or discharge hydrograph in the closing cross section. The solution of this problem is dealt with in the present report.

They exist many methods for forecasting the hydrograph on the basis of precipitations. Essentially in all these methods the unit hydrograph theory is used: the difference between various concepts being only in different mathematical definition of the unit-graph. In our case we have used the concept of J.E. Nash (1). According to this concept the catchment area can be considered as a system of n linear reservoirs, situated in succession, where the inflow into the first one is represented by the effective rainfall (i.e. rainfall responsible for the surface runoff), and the outflow from the n - th reservoir is the runoff in the closing cross section of the basin. A linear reservoir means a reservoir for which the linear relationship holds, i.e.

$$V = \tau O \qquad /1/$$

/ V - storage in the reservoir, O - outflow from the reservoir, τ -coefficient of proportionality/.

In (1) a method is discribed for determination both parameters n and τ by means of the moments of the hyetograph and runoff hydrograph. The reason for using the Nash - concept was the circumstance allowing an easy programming of the operation of linear reservoirs system on a small analog computer, and, in addition, that the program is applicable also in the solution of the flood routing problems in the open channels.

In order to determine the resulting hydrograph with reasonable accuracy, it is necessary to know the effective precipitation in time intervals which must be adequate to the total area of the basin. In our case it was a watershed situated in the mountain region in the upper basin of the river Hron (central Slovakia). The most part of the surface runoff has been formed by rainfall on the southern slopes of the Low Tatra mountains. The watershed has an area of 582 km^2 of wich about 60% is afforested and it is situated in the height from 490 up to 2025 m above sea level. For this basin we have determined the parameters of the unit hydrograph as n= 5 and τ = 1,5 hours, using the above mentioned method. A reliable determination of the inflow into the watershed /hyetograph of effective rainfall/ is possible only if this is defined in time intervals equal to at least 1,5 hours. For such short time intervals it is scarcely possible to elaborate multiple correlation relationships between the runoff volume /resp. of the effective rainfall/, the total precipitation, and other determining factors. It was therefore necessary to solve following problems:

a. to determine from the total rainfall on the watershed during a long time period /the total duration of stormrain/ the amount of surface runoff of the whole wave /the average effective precipitation during the total duration of stormrain/ and

b. to determine the hyetograph of the effective rainfall /the time course of the runoff coefficient/ resp. its values corresponding to time intervals of 1.5 hours.

Forecasting the runoff from rainfall, the knowledge of factors affecting the relation between these phenomena should be studied. The most important are factors characterizing the saturation degree of soil by previous precipitations, factors indicating the changes in vegetation and temperature during the year, eventually the duration and intensity of rain. For determination of the most important of the above mentioned factors entering in the rainfall - runoff relationship we have used the multiple linear correlation method. Rainfall data were collected at 15 gauging stations, of which 9 were located directly in the watershed and the remaining 6 in the vicinity of the watershed divide. The arithmetical mean of these data (P_a) gave better results than the weighted mean, derived by means of the Thiessen polygons. This may be explained by the greater influence of the rain gauges situated in the valleys against the stations located near the divide which, however, are decisive in the cases of extreme rainfalls in mountainous region. The duration of storm (T_p) has been determined on the basis of rainfall records from recorders situated near the closing profile and in the upper part of the watershed.

By the means of other parameters we tried to determine the effect of the evapotransporation cycle during the year. Average temperatures, measured at the two above mentioned recording stations over periods of 10, 20 and 30 days before the occurence of flood wave, yielded worse results as did the index expressed by the week - number (W_n).

Greatest attention has been devoted to the parameters characterising the saturation of the watershed, especially to the antecedent precipitation index (API) /2/. The characteristics of soil saturation using the values of initial discharges at the time of rise of the wave gave no satisfactory results. It should be noted that this index does not include the effect of storm rain fallen immediately before the expected wave, although just this rains in case of small watersheds have an decisive effect on the formation of the runoff. The API index has been expressed as

$$API = \sum_{t=1}^{30} P_{at} k^t$$

where t is number of the days before the effective rain

P_{at} is rainfall amount in t th day before the eff. rain

k is konstant moving within the range 0,8-0,95.

Trying to find out the most suitable expression we decided to use the value t = 30 days and k = 0,94. The obtained results were compared with values obtained by means of the indices of Lambor /I_L/ (3) and Befani /I_B/ (4). The other parameters in the correlation relationship remained unchanged. For comparison of the above mentioned methods the Tab.1 may be of use /the values in table represent correlation coefficients/.

Tab.1

t days	API k=0,86	API k=0,90	API k=0,92	API k=0,94	I_B	I_L
10				0,7990		
15				0,8237		0,7794
20			0,8312	0,8330	0,8207	
30	0,8233	0, [illegible]	0,8387	0,8423	0,8353	

The determination of the surface runoff volume was the aim of the first phase in the study. In arranging the samples for determination of the most suitable form of the resulting equation we could not avoid the problem of base-flow separation. This has been done by two methods. As regards the first one we assumed base-flow constant and equal to the discharge at the time of rise of the wave. The results obtained through use of this method were worse as those obtained by using the second one. This comes out from following assumptions: a short time lag of the flood wave after storm rain and a steep rising limb, characteristic for small and mountainous watersheds, will not allow during rise the base-inflow to the river bed. Therefore starting from the discharge at the time of rise we separate the base-flow constantly as far as to the time of peak. Further we assume that the depletion of the water storage is expressed by the well-known relation

$$Q_T = Q_o e^{-\alpha\sqrt{T}} \qquad /3/$$

where Q_T - discharge at the time T

Q_o - initial discharge

α - recession constant

e - base of natural logarithms

T - time elapsed from initial discharge

The function (3) on logarithmic paper is represented by a straight line. In drawing the falling limb of flood waves on this paper it is possible to replace it by two straight lines of the type (3) of different slopes. The point of intersection of both of them was found to correspond to the point of maximum curvature of the falling limb. The steeper straightline represents the recession curve of surface runoff and that with a moderate slope the recession curve of base-flow. Therefore from the point below the peak the line of separation leads up to the point of maximum curvature of the falling limb. As regards the complex waves with more peaks the supposed base-flow line is being extrapolated by means of the formula (3) using the discharge values from the not yet affected falling limb (5). The applied method expresses in a quite satisfactory way the process of the watershed depletion and the scheme for single and complex wave is shown in Fig.1.

Considering the influence of the individual independent variables we obtained the resulting relationship for calculation of the surface runoff of total flood wave (R_s) in form

$$R_s = 0{,}115\ P_a - 0{,}039\ T_p + 0{,}025\ \mathrm{API} - 0{,}028\ W_n - 1{,}074 \qquad /4/$$

The accuracy of this relationship we may characterize by the correlation coefficient, this being r = 0,842.

In the introduction it has been already mentioned that of decisive importance with regard to the calculation of the runoff hydrograph at the outlet point is the determination of the hyetograph of the effective rainfall. In our study hyetograph has been defined by the time course of the runoff coefficient $\varphi = f/t/$, which indicates at any moment during the rainfall the amount of fallen rain participating on effective rainfall. From the aspect of calculation it has some advantage to express the rainfall in the same units as the runoff, i.e. in m^3/sec. As a basic material the records of the already mentioned two rain-recorders have been used. In order to eliminate errors caused by a non-uniform distribution of the rainfall over the area only rainfall data have been used from both the stations that showed only a small differences of the measured values. Attention must be drawn also to the fact that it is very difficult to deduce the function $\varphi = f/t/$ directly on the base of runoff and rainfall data, this being however possible to some extent only on small plots. In general the assumption may hold that the time course of the runoff coefficient is an ascending function starting in a certain origin value at the beginning and ending in a certain value at the end of the rainfall, and that its average value equals to the ratio of the surface runoff of the given wave to the precipitation volume fallen over the catchment area during rainfall.

The most simple assumption is to consider the runoff coefficient of being invariable during rainfall, thus being

$$\varphi = \text{const.} = \bar{\varphi} \qquad /5/$$

This assumption however can be accepted only then if the watershed has been sufficiently saturated with water from antecedent rainfalls. This is only rarely the case and in general the origin value $/\varphi_p/$ will be always lower and the final value $/\varphi_k/$ greater than $\bar{\varphi}$. We have supposed that φ_p and φ_k are functions of the saturation of the basin, expressed by the antecedent precipitation index (API), thus

$$\varphi_p = f/\mathrm{API}/ \qquad /6/$$

where φ_p is expressed as a relative value of $\bar{\varphi}$. Furthermore it was assumed that the relation /6/ is given by a straightline, the zero-value of API corresponds to the zero-value of φ_p and that the maximum observed API-value is corresponding to $\varphi_p = 1 = \bar{\varphi}$. Thus follows that

$$\varphi_p = 0{,}0111\ \mathrm{API} \qquad /7/$$

/in our case $0 < \mathrm{API} < 90$ /.

If the function representing the time course of the runoff coefficient during rainfall is symetric, then

$$\varphi_k = 2 - \varphi_p = 2 - 0{,}0111\ \mathrm{API} \qquad (7')$$

The further necessary step was to assume the type of function characterizing the variation of the runoff coefficient during the rain. In this connection we have used the linear function /full line -Fig.2/ as well as the function of hyperbolic tangent (dashed line). As regards the second function it will be noted that its origin /at the beginning of the rainfall/ corresponds to the argument - 3, its end corresponds to the argument + 3 at the end of the rainfall; values of this function at these points are equal to φ_p and φ_k, resulting from the formulae (7) and (7').

The proper method of calculation is represented in Fig.3.The rainfall duration is divided into m intervals each with the duration of 1,5 hours and rainfall amount for each of these intervals was derived (p_i). These values were plotted in sequence on the axis of abcissas so that $\sum_i p_i$ corresponds to the total rainfall duration;and in conformity with the choosen function (in the case of Fig.3 hyperbolic tangent) to the rainfall amounts for each time interval the values of the runoff coefficient φ_i were determined.The effective precipitation in i th time interval ($P_{e,i}$) is expressed as

$$p_{e,i} = p_i \cdot \varphi_i \qquad /8/$$

and thus also the hyetograph of effective rainfall can be determined. The same way, as represented in Fig.3, has been used also in the case of the presumed linear function during rainfall, φ_p and φ_k values remaining the same.

As said above,hyetograph of effective rainfall represents the inflow into the system of linear reservoirs which, according to the Nash concept,has the same routing effect as the basin itself. This system in our case consists of five reservoirs. The results (hydrographs of the surface runoff)obtained under conditions of presumed straightline-course of the runoff coefficient during rainfall (deshed line in Fig.4a,b,c), by using the function of hyperbolic tangent (dotted line)and with a constant value(dot-and-dash line) have been compared. The observed hydrograph is indicated by a full line.For calculation a small analog computer AP-S has been used.

As can be seen in Fig.4 the assumption of a constant runoff coefficient during rainfall may cause serious errors in the obtained results.The other two used methods (the straightline and the hyperbolic tangent) gave results very similar. With regard to the simplicity we have recommended for the given basin in connection with the calculation of the runoff coefficient during rainfall the straightline course. These conclusions have been confirmed by the results of the analysis of about thirty hydrographs.

It may be seen,however,the difference between the observed and calculated hydrographs. It may be caused by more reasons.At first by the inaccuracies of the basic data(rainfall and water-stage records).To a lesser extent it may be caused by the nonuniform distribution of rainfall over the watershed, then by schematization of the runoff process in the system of the linear model and by the difficulties in separation of the surface runoff from the other hydrograph components.

The main aim of this study performed in the mentioned catchment area was to determine the convenient method of the hydrograph forecast on the basis of rainfall records.For this purpose it was necessary to solve the problem of the determination of total effective rainfall volume and its distribution with time. The accuracy of these factors essentially affects the total accuracy of the forecast and therefore greatest attention has been given to them.

Even though a concrete catchment areas was subject to the study, it may be said,that it is possible to generalize the obtained results and make use of them, for the problem of runoff forecasting from rainfall.

R e f e r e n c e s :

(1) Nash J.E.:
The Form of the Instantaneous Unit Hydrograph, General Assembly of Totonro, Toronto 1957.

(2) Linsley R.K.,Kohler M.A., Palhus J.L.H.:
Applied Hydrology,Mc Graw Hill,New Yrk 1949.

(3) Lambor I.:
Metody prognoz hydrologicznych, Wydawnictvo kominikacji a lacznosci, Warszawa 1962.

(4) Befani A.N.:
Osnovy teorii processov stoka i puti dalnejších issledovanij, Trudy Odesskogo gidrometinstituta, vyp.15, 1958.

(5) Balco M.:
Metodike predpovede prietokov neovplyvného vodného režimu, Ustav hydrológie a hydrauliky SAV, Bratislava 1967.

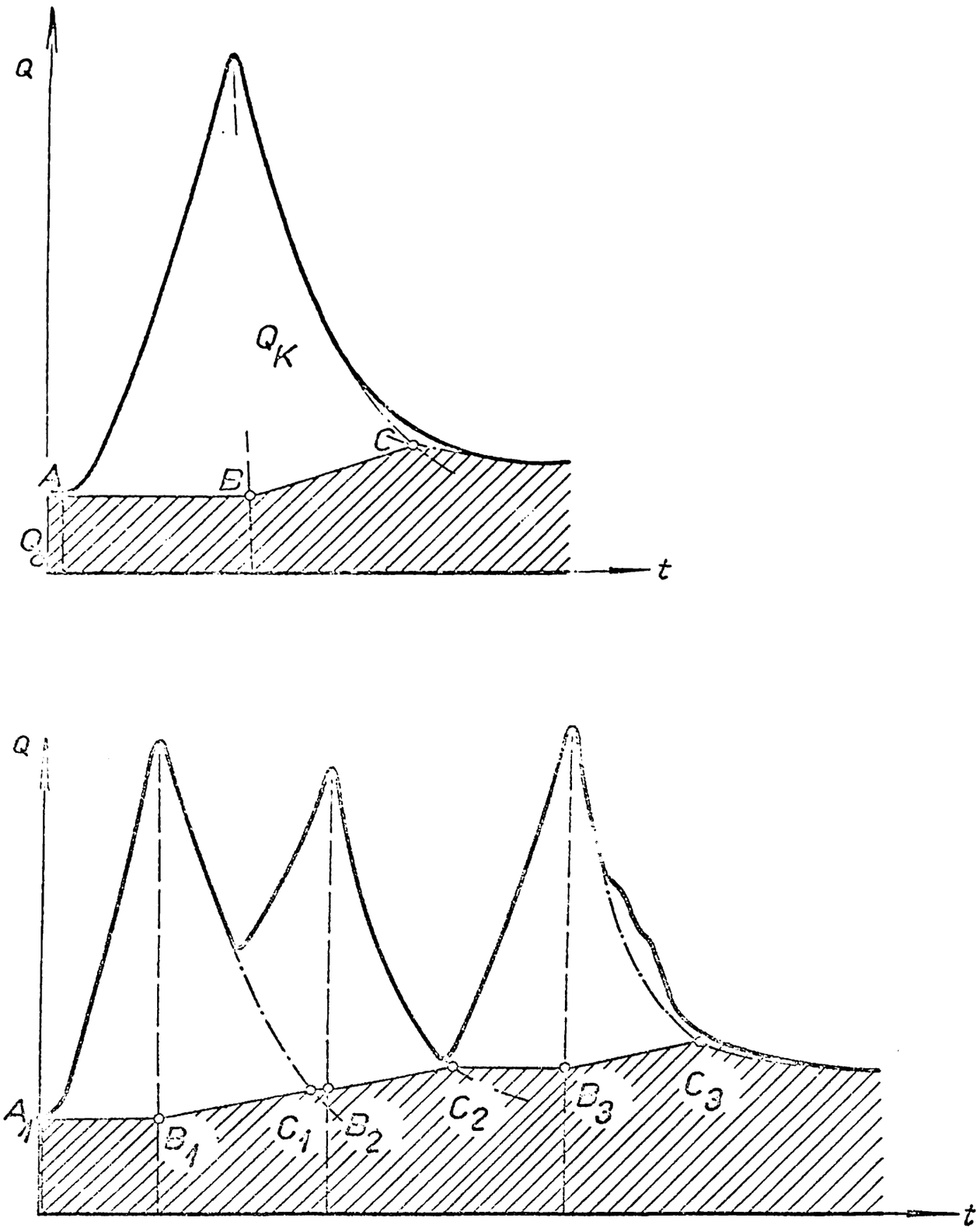


FIG. 1

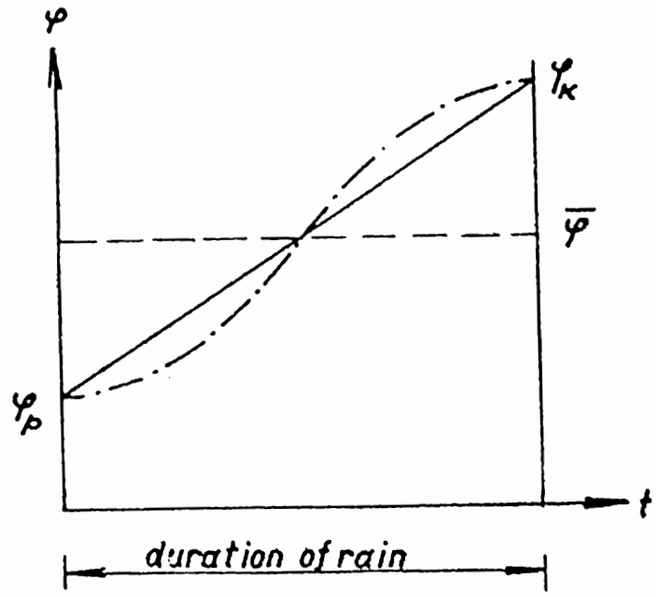

φ
φK
φ̄
φp
t
duration of rain

FIG. 2

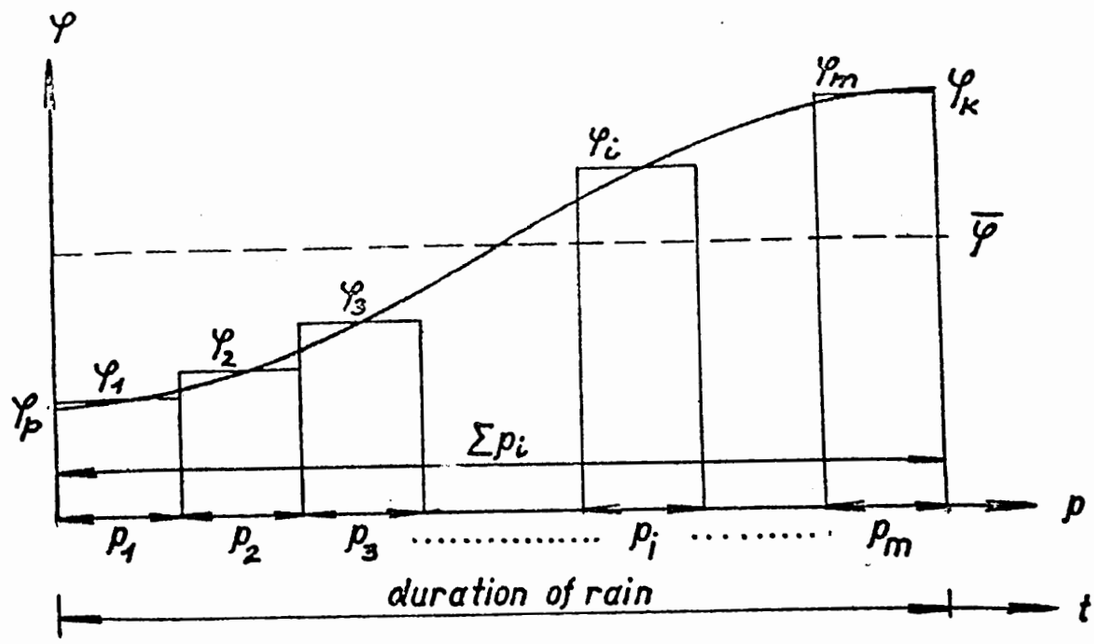

φ
φm
φK
φi
φ̄
φ3
φ2
φ1
φp
Σpi
p
p1
p2
p3
pi
pm
duration of rain
t

FIG. 3

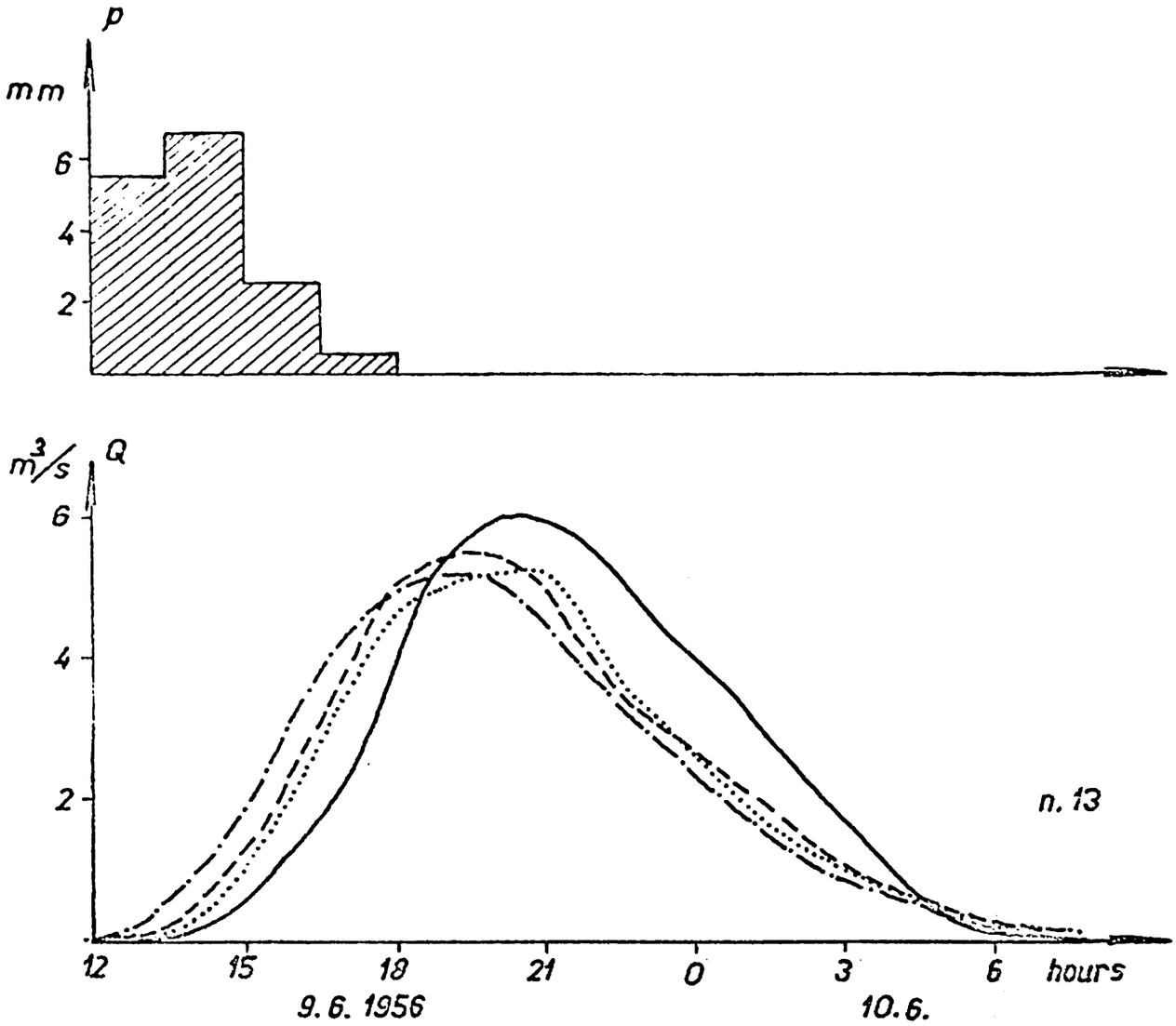


FIG. 4a

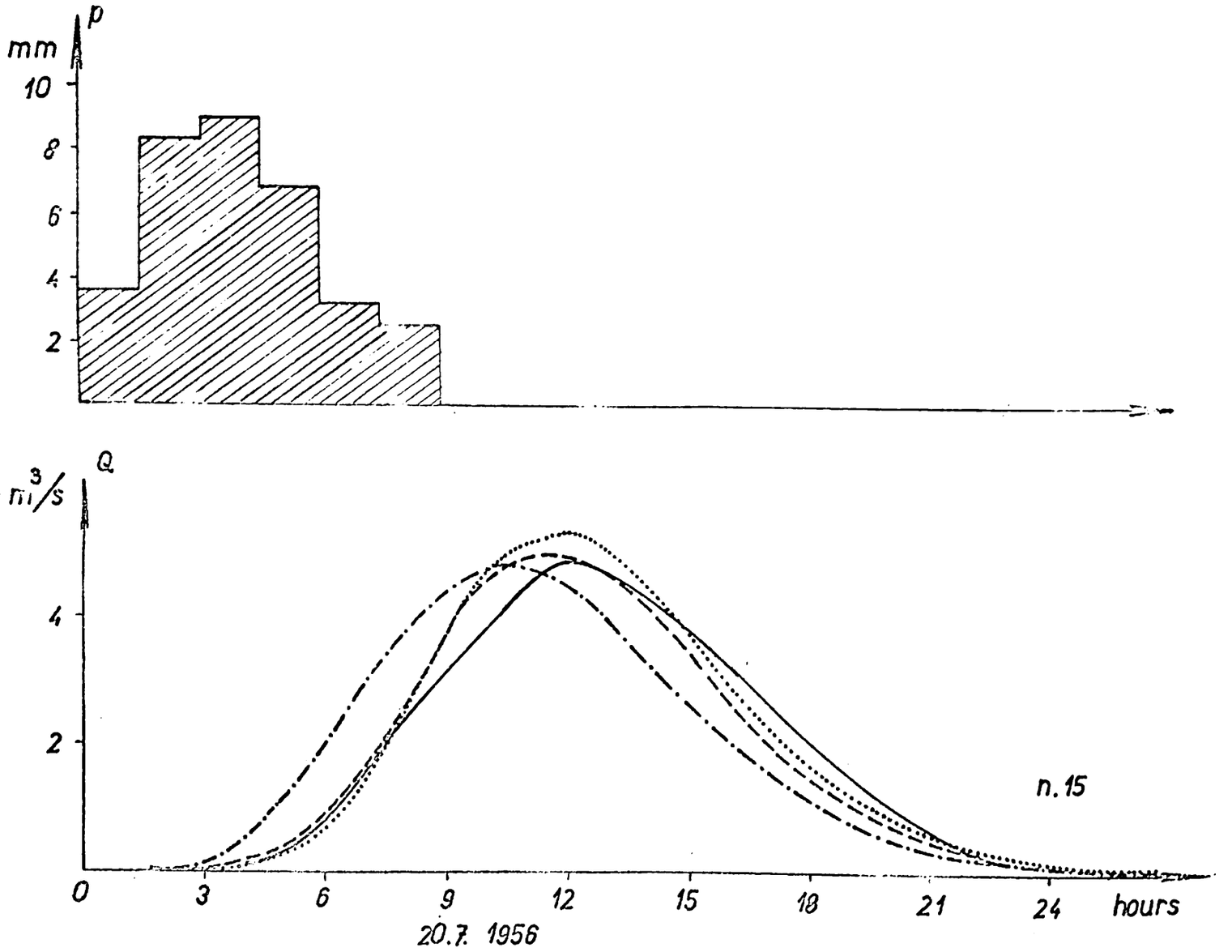


FIG. 4 b

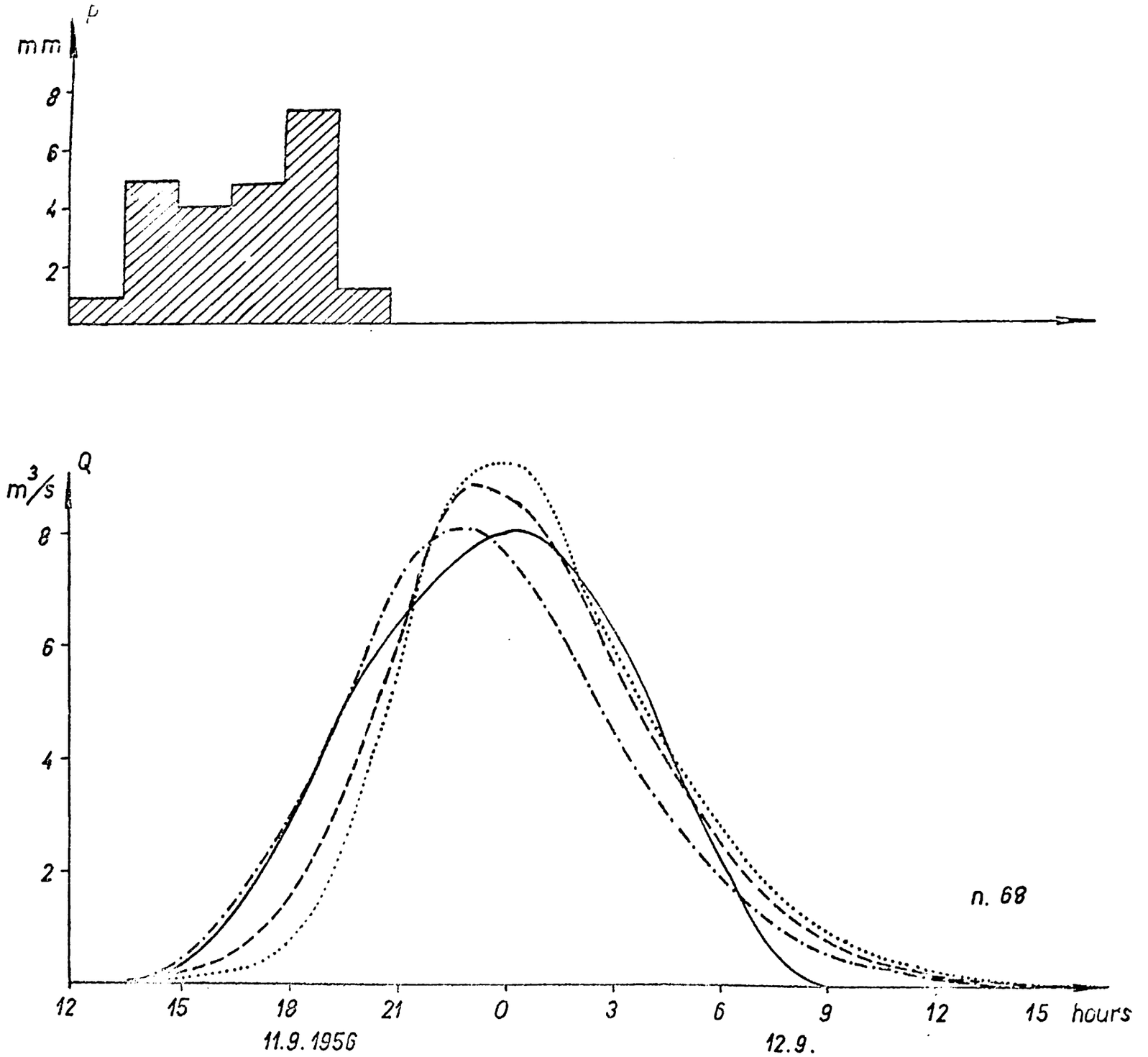


FIG. 4 c

THE SIGNIFICANCE OF INTERFLOW FOR THE FORMATION OF FLOOD WAVES

Dr. HANS-JÜRGEN LIEBSCHER,
Regierungsrat and Referent on Hydrometeorology at the Federal Institute of Hydrology, Koblenz, Federal Republic of Germany

Р е з ю м е

На основании результатов полученных в меньших представительных областях в средних горах видно что слияние играет регутельную роль при образовании поводочных волн в средних горах. Анализ кривых сухого времени указывает, что слияние состоится из различных компонентов. Для объяснения этого явления служит кривая сухого времени от источника и лизиметра. При этом происходит, что эти кривые состоятся также из большого числа компонентов. Для этого явления существует одно объяснение и указываются возможности для применения этих результатов при предусмотрении поводня.

S u m m a r y

On the basis of results from small representative areas of middle mountains it is seen that only interflow plays a decisive role in formation of flood waves in middle mountains. The analysis of dry weather curves shows that the interflow consists of various components. The curves of dry weather from sources and lysimeters are used for interpretation of this phenomenon. Therefore it results that these curves also consist of more components. There exists an interpretation for this phenomenon and shows the possibilities to apply these results to forecast of flood.

Subject: The Significance of Interflow for the Formation of Flood Waves.

Speaker: Dr. Hans-Jürgen Liebscher, Regierungsrat and Referent on Hydrometeorology at the Federal Institute of Hydrology, 15-17 Kaiserin Augusta-Anlagen, Koblenz, Federal Repub lic of Germany.

Abstract: The paper shows that in the German Mittelgebirge, interflow is responsible for the generation of flood waves to the extent of about 95%. In order to examine this interflow more closely, the deletion curves of two measuring stations in a small catchment area, and of two springs in the Harz mountains, are analyzed. In addition, the outflow curves of lysimeters are also used for the interpretation of these depletion curves. The results indicate that the interflow can be sub-divided into five different components. This phenomenon is explained by the non-uniform behaviour of the water in the unsaturated zone. The aforementioned components can be related to spheres characterized by volumetric differences in pore space. In conclusion, the discharge hydrographs of a measuring station and of a spring in the Upper Harz mountains for the months April through October of the dry year 1959 and the wet year 1961 are compared to precipitation and the anti-precipitation index.

1. Introduction

Observing the formulation of a flood wave in a small catchment area of about 0,5 square kilometers in a German Mittelgebirge such as the Harz Mountains, it will be found that the flood wave consists of a preliminary wave and a main wave. Immediately after a heavy rain, a brief but very pronounced swell will be noticed, the peak of which is reached about one hour after the climax of the heavy rain. There follows a quick and pronounced recession and, then, another but somewhat slower rise which reaches its peak about 48 hours after the heavy rain (Fig.1). In most cases, the peak of the main wave is considerably higher than that of the preliminary wave. The first swell (the preliminary wave) is caused exclusively by surface runoff, the second swell by interflow.

In the mountains of the German Mittelgebirge, there is no groundwater runoff since generally, a continuous water table reaching down to the valley bottom does not exist. In the case of the aforementioned example, the surface runoff in one area (Steile Bramke) is 2,9 %, and in the other area (Dicke Bramke) 2,5 % of total precipitation. On the other hand, interflow in the Steile Bramke

area is 53,3%, and in the Dicke Bramke area 50,5% of total precipitation. The ratio between interflow and surface runoff is, therefore, 20:1. The rest stands for losses due to interception, evapotranspiration and changes in soil storage. In the test areas located in the Harz mountains, surface runoff has, so far, been observed only on the roads. Half of the surface runoff may be considered as direct runoff on the roads. The other half can be explained as precipitation falling into the rivulet or in its immediate vicinity.

Any flood hydrograph for a larger catchment area in the German Mittelgebirge will be composed of these two components: surface runoff and interflow. In such case, however, a separation of the two components will no longer be possible. In the analysis of such a hydrograph by means of, for example, the unit hydrograph method, the "surface runoff" is generally separated from groundwater runoff. Yet, as we have shown here, 95% of this "surface runoff" in the German Mittelgebirge consist of interflow. Let us examine the interflow more closely.

2. Dry-Weather-Flow

The interflow is defined as that part of precipitation which infiltrates the soil where it moves, following to a greater or lesser extent the laws of gravity, to emerge again after a certain time in the open course of the rivulet. To recognize the processes taking place in the interflow, we shall first analyze the depletion curves of small, wooded catchment areas in the Harz mountains. Fig. 2 shows the depletion curves of the two aforementioned catchment areas in the Harz mountains in semi-logarithmic representation. The depletion curves are bent curves. If we assume that the decline of the depletion curve follows the exponential laws, these curves would have to consist of several straight lines running one above the other. Consequently, it should be possible to express the dry-weather runoff as

$$q = q_1 + q_2 + q_3 + \dots$$

Each of these straight lines in the semi-logarithmic representation would then have to be an exponential function of the equation

$$q_n = q_{on}\, e^{-\alpha t}$$

Consequently, the total dry-weather runoff would be

$$q(t) = q_{o1}\, e^{-\alpha_1 t} + q_{o2}\, e^{-\alpha_2 t} + q_{o3}\, e^{-\alpha_3 t}$$

Actually, the depletion curve can be resolved into three straight lines. This would be in harmony with the classical conception which subdivides runoff into surface runoff, interflow and groundwater runoff. However, the flood hydrographs examined here represent only the interflow, as already mentioned. This means that the interflow must be subdivided further. It would be natural to presume that we are faced here with three different subterranean storage spheres which differ considerably from each other in geological structure. These storage spheres could then be understood to include a zone of sloped debris, a zone of fissures caused by pressure or counterpressure of the geological structure, and a zone of crevices and galleries.

In one of the aforementioned areas, about 600 m upstream from the measuring station, there is a spring the yield of which is also measured continuously. Besides spring yield, the water temperature at this point is measured twice a week. Within one year, the temperature fluctuates only slightly within about 1°C. This would seem to indicate that the water of the spring comes from a deeper region, i.e., from a depth of more than 5 - 6 m. If the above-given interpretation is correct, the springs depletion curve can be dissolved into two curves only. The component resulting from the "sloped debris zone" would not exist. Fig. 3 shows the depletion curves of two springs in the Upper Harz test areas. These two depletion curves, however, can also be resolved into at least three components (2). At first glance, this would seem to indicate that the afore-mentioned interpretation is incorrect. While the depletion curves of the springs cover a period of 140 days, those of the other two measuring stations cover only 35 days.

This means that the last component of the springs was not contained in the other depletion curves of the other measuring stations. This, in turn, would seem to indicate that there exists a fourth storage space. On the other hand, the first component is absent in the case of the springs, as expected. The possible interpretation suggests that the spring was fed from the fissure zone, the zone of crevices and galleries, and from a fourth zone. This is not in contradiction to the fact that the spring water temperature remained constant throughout the entire year. A comparison of the coefficients of the exponential functions shows conformity between the magnitude of the values (Table 1).

Table 1

	Dicke Bramke	Steile Bramke	Saukappen-quelle	Quelle Steile Bramke
α_1 (d^{-1})	0,90	0,90	-	-
α_2 (d^{-1})	0,21	0,20	0,24	0,22
α_3 (d^{-1})	0,053	0,039	0,070	0,047
α_4 (d^{-1})	?	?	0,008	0,002

3. Lysimeter Outflow Curves

It might, however, be possible that other causes are responsible for the splitting of the interflow into several components. It should, for instance, be remembered that in the range between wilting point and field capacity, the water in the unsaturated zone may possible show a behaviour different from that prevailing in the range above field capacity. In order to examine such possibly existing dependence, tests were carried out at the Federal Institute of Hydrology (3) with the help of lysimeters homogeneously filled with sand, and the outflow curves of lysimeters were ascertained (Figs. 4 and 5). Two different test series were realized with two different lysimeters for each series. The lysimeters were completely filled with water and the outflow of the seepage water was observed at regular intervals. While the first test was run for about ten days, the second test lastet about 100 days. It is well known that lysimeters

have certain disadvantages. Here, the fact that lysimeters release their seepage water very sporadically especially during the periods of reduced seepage water outflow, was of particular disadvantage. The last section of the outflow curve was, therefore, corrected by means of a compensating straight line. While the outflow curves of the lysimeters observed during a period of ten days could again be split into three components, even five components were found to exist in the case of the lysimeters observed during the 100-day period. Due to the inaccuracy inherent in drawing, the outflow curves of the lysimeters used for the 100-day test series can at the beginning be resolved into straight lines only with a high degree of uncertainty.

Table 2

	10-day test		100-day test	
	Lysimeter 1	Lysimeter 2	Lysimeter 1	Lysimeter 2
$\alpha_1 (d^{-1})$	8,1	12,7	?	?
$\alpha_2 (d^{-1})$	1,46	2,16	2,75	2,40
$\alpha_3 (d^{-1})$	0,32	0,24	0,60	0,88) ? 0,88)
$\alpha_4 (d^{-1})$	?	?	0,082	0,100)
$\alpha_5 (d^{-1})$	?	?	0,0011	0,0029

Table 2 shows the coefficients of the exponential functions of the lysimeters. If the uncertainties which adhere to the lysimeter values are taken into account it is possible to speak of a conformity in magnitude with the values of the springs and of the measuring stations at the rivulet. The first component recedes so quickly that it could not be covered by the depletion curves of the measuring stations. The latter were plotted only after the turning point had been reached, which means about two days after the passage of the flood peak. Furthermore, the first component will probably have an effect only if precipitation is so heavy that the subsoil is fully saturated with water. The splitting of the interflow into 5 components, at the measuring stations as well as the lysimeters, proves that differences in the type of storage spheres cannot be the cause of the splitting as originally assumed. On the contrary, the cause must be the variations in the behaviour of the water in the unsaturated zone.

4. Interpretation of the Possible Components of Interflow

Field capacity is reached about 1-2 days after the begin of lysimeter outflow. At this point, the first component has already fully receded and the second component has receded to a large extent. The existence of the various components may be explained by the fact that pore spaces of different size drain differently. A special form of the seepage water is the sinking water which flows downward in other cavities in the soil. It could be the first component of the interflow. The seepage water proper moves downward in the more or less narrow cavities in the ground. On its downward move, it is influenced by gravity and, to a greater or lesser extent as the case may be, the molecular bonding forces of the soil particles which, in part, act in the opposite direction and which are the stronger, the smaller the pore spaces are. The seepage water probably represents the other components of the interflow, and pore spaces of specific size may be related to individual components. The first one of these components influences primarily the runoff regime. Due to the fact that the pore spaces are larger in the uppermost layers, these processes probably take place there, which would mean that the springs are, as yet, not influenced there by.

Where pore space volume decreases, the molecular bonding forces become stronger. Here, the effect of gravity is reduced so that horizontal flow becomes possible. This is probably the case in the lower layers. This sphere could be the third component. It still participates in the overall runoff process and contributes the main share to feeding the springs. Most of this water comes from the deeper sphere which also explains the fact that the water temperature of the springs remains constant throughout the year. Sinking water as well as seepage water can be retained as hygroscopic water or as adhesive water. Adhesive water as well as hygroscopic water can be dissipated through evaporation. After prolonged dry periods it is, therefore, always these losses which are compensated first.

Figures 6 and 7 show the hydrograph of the discharge rate of a small catchment area in the Upper Harz mountains (Steile Bramke), the yield of a spring (spring of the Steile Bramke) with the precipitation and the anti-precipitation index for the months of April through October of the dry year 1959 and the wet year 1961. It can be seen that the rivulet reacts to every light rain, and that it does so all the more pronouncedly, the higher the anti-precipitation index has been before. The springs, on the other hand, react only to heavier and more enduring rains: they, too, do so all the more pronouncedly, the higher the anti-precipitation index has been before the begin of the precipitation.

Literature

1) Liebscher, H.: Der Trockenwetterabfluss. Forstlichhydrologische Untersuchungen in bewaldeten Versuchsgebieten im Oberharz. Aus dem Walde, Heft 7, Mitteilungen der Niedersächsischen Forstverwaltung, 1969

2) Rudolph, R.: Die Quellen. Forstlich-hydrologische Untersuchungen in bewaldeten Versuchsgebieten im Oberharz. Aus dem Walde, Heft 7, Mitteilungen der Niedersächsischen Forstverwaltung, 1969

3) Schwille, F.: Unveröffentlichter Bericht - Bundesanstalt für Gewässerkunde

Captions

Captions

Fig. 1: Hydrographs of the measuring stations Dicke Bramke and Steile Bramke in the Upper Harz test areas for a flood which occurred October 11-17, 1968.

Fig. 2: Depletion curves, in semi-logarithmic representation of the measuring stations Dicke Bramke and Steile Bramke in the Upper Harz test areas, and resolution into their possible components (1).

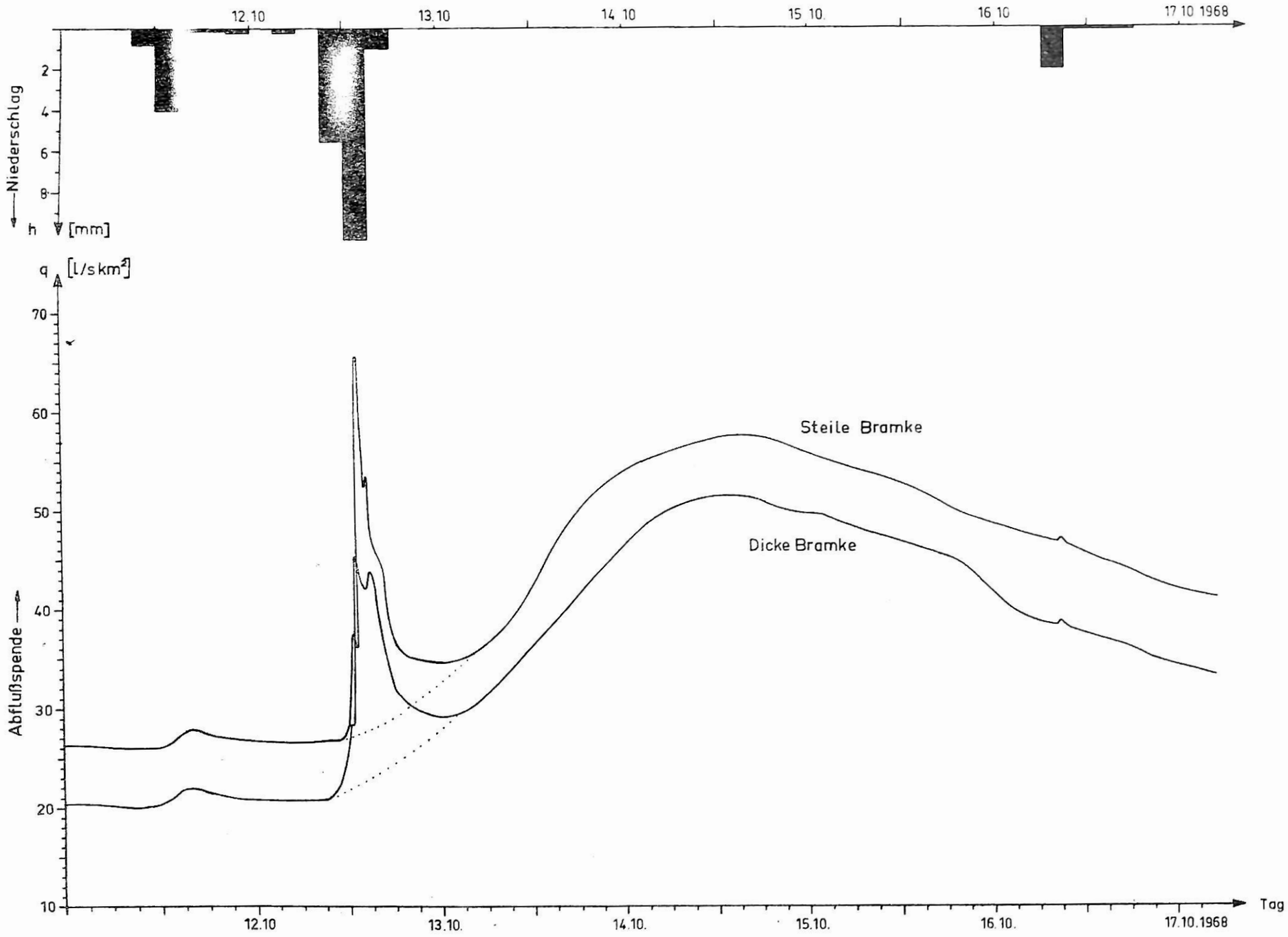
Fig. 3: Depletion curves, in semi-logarithmic representation, of the measuring stations Spring of Steile Bramke and Saukappe Spring in the Upper Harz test areas, and resolution into their possible components (2).

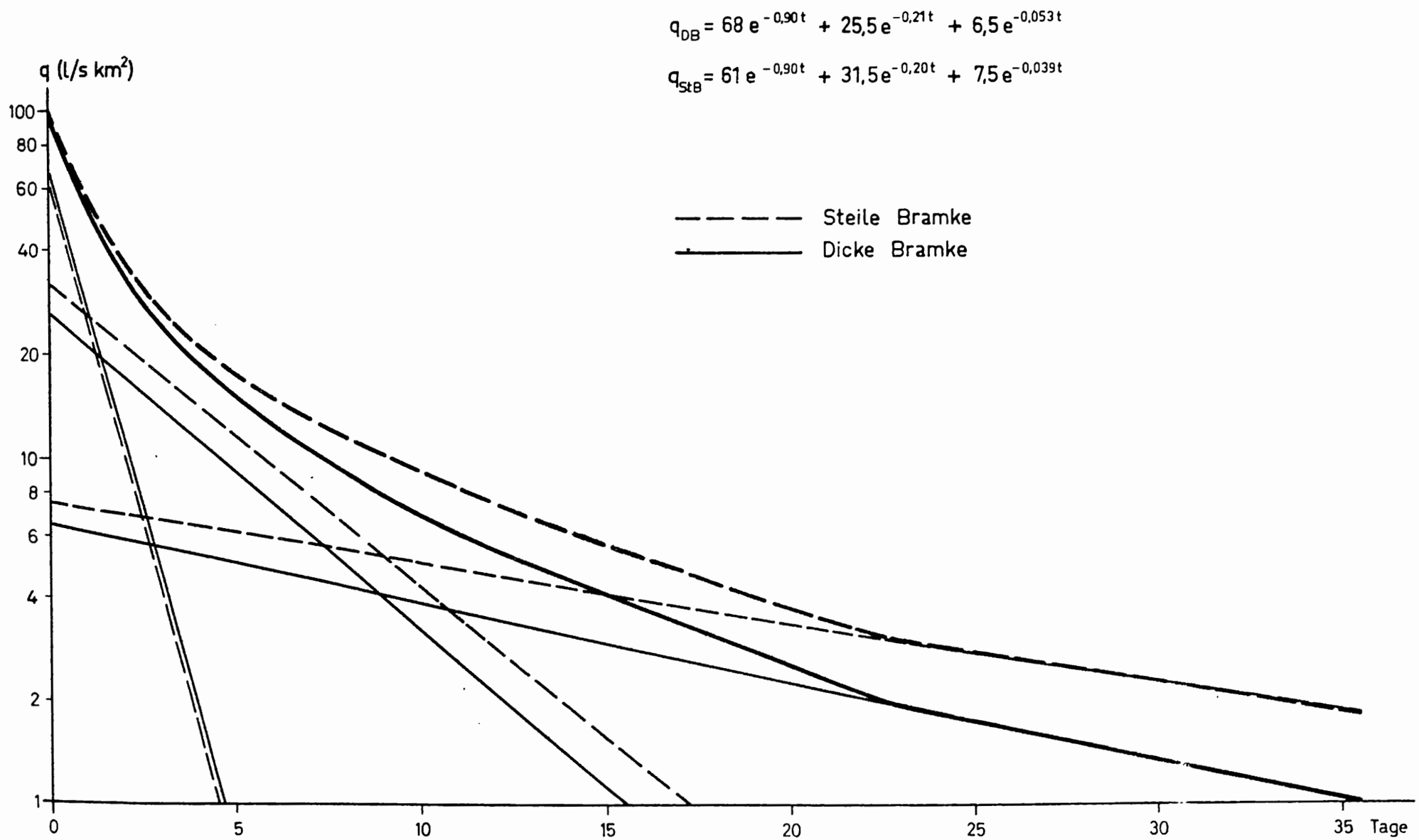
Fig. 4: Outflow curves of the lysimeters, and resolution into their possible components (3).

Fig. 5: Outflow curves of two lysimeters, and resolution into their possible components (3).

Fig. 6: Precipitation, anti-precipitation index, discharge rate at measuring station Steile Bramke, and runoff at Spring of Steile Bramke during the months April through October in the dry year 1959.

Fig.): Precipitation, anti-precipitation index, discharge rate at measuring station Steile Bramke, and runoff at Spring of Steile Bramke during the months April through October in the wet year 1961.


12.10
13.10
14.10
15.10.
16.10
17.10.1968
Niederschlag
h [mm]
2
4
6
8
q [l/s km²]
70
60
50
40
30
20
10
Abflußspende
Steile Bramke
Dicke Bramke
12.10
13.10.
14.10.
15.10.
16.10.
17.10.1968
Tag


$q_{DB} = 68\,e^{-0{,}90t} + 25{,}5\,e^{-0{,}21t} + 6{,}5\,e^{-0{,}053t}$
$q_{StB} = 61\,e^{-0{,}90t} + 31{,}5\,e^{-0{,}20t} + 7{,}5\,e^{-0{,}039t}$
q (l/s km²)
100
80
60
40
20
10
8
6
4
2
1
0
5
10
15
20
25
30
35
Tage
Steile Bramke
Dicke Bramke

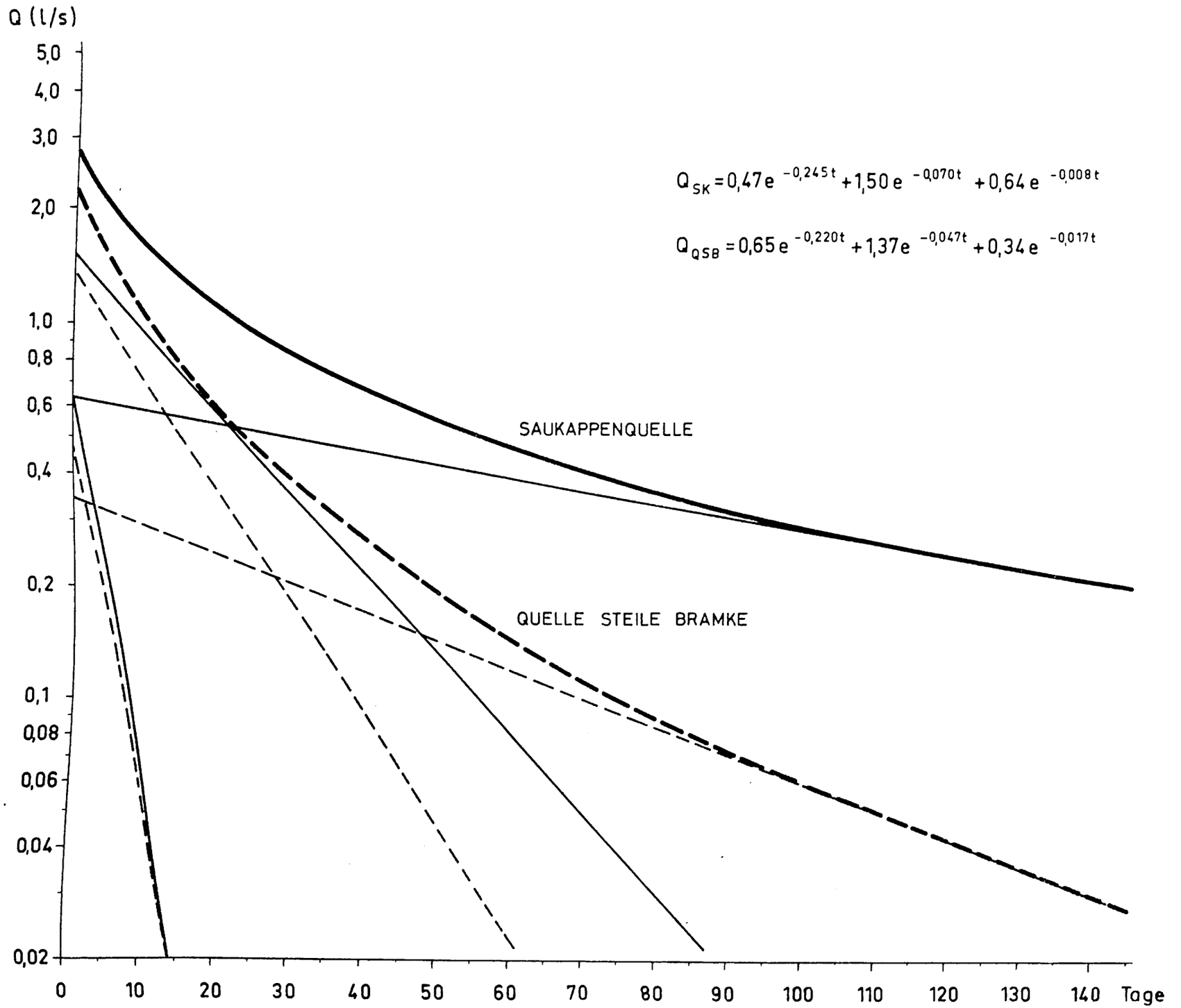

Q (l/s)
5,0
4,0
3,0
2,0
1,0
0,8
0,6
0,4
0,2
0,1
0,08
0,06
0,04
0,02
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
110
120
130
140
Tage
$Q_{SK} = 0{,}47 e^{-0{,}245t} + 1{,}50 e^{-0{,}070t} + 0{,}64 e^{-0{,}008t}$
$Q_{QSB} = 0{,}65 e^{-0{,}220t} + 1{,}37 e^{-0{,}047t} + 0{,}34 e^{-0{,}017t}$
SAUKAPPENQUELLE
QUELLE STEILE BRAMKE

Fig. 3

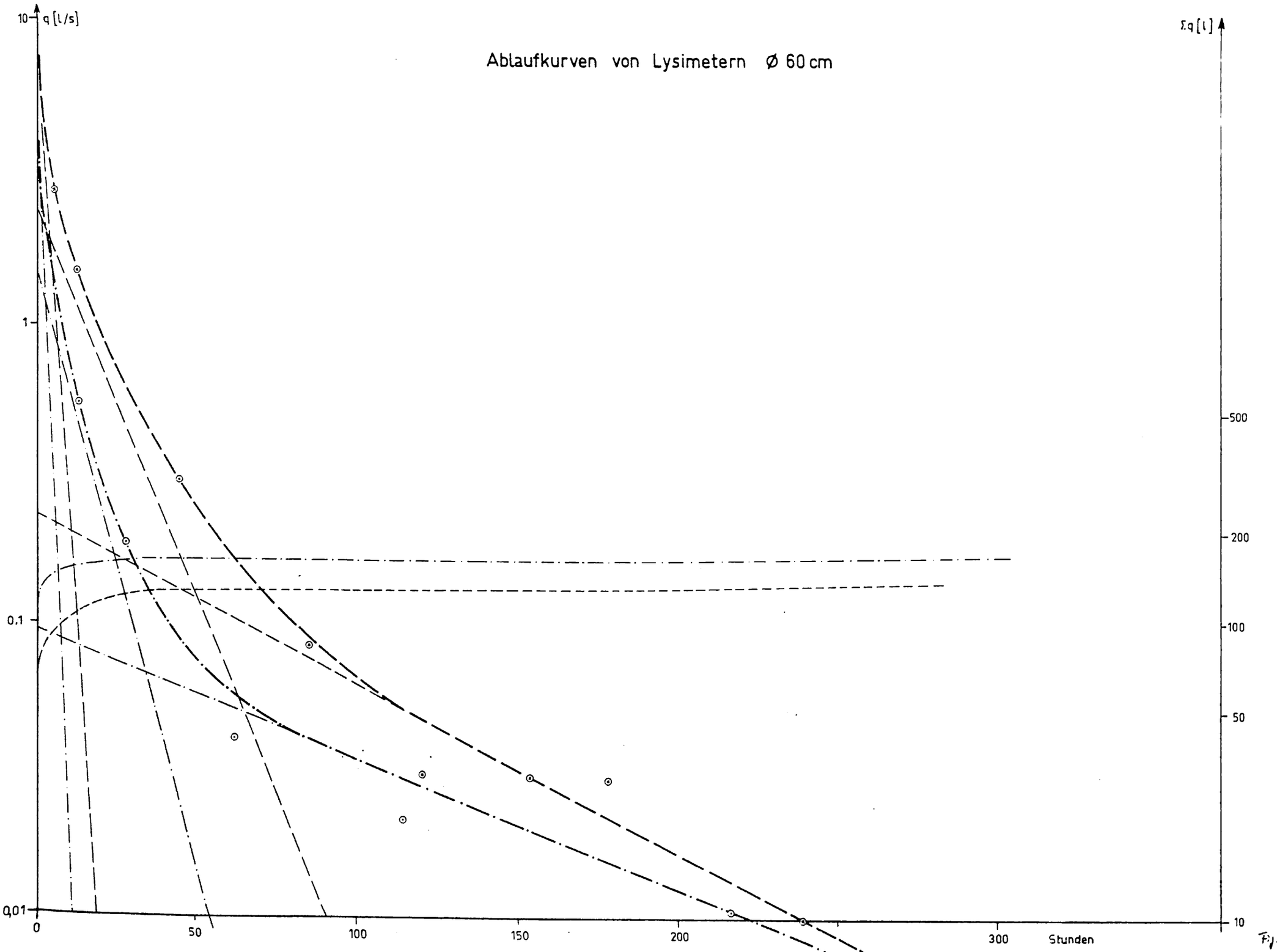

Ablaufkurven von Lysimetern Ø 60 cm
q [l/s]
Σq [l]
10
1
0,1
0,01
500
200
100
50
10
0
50
100
150
200
300
Stunden

Fig. 4

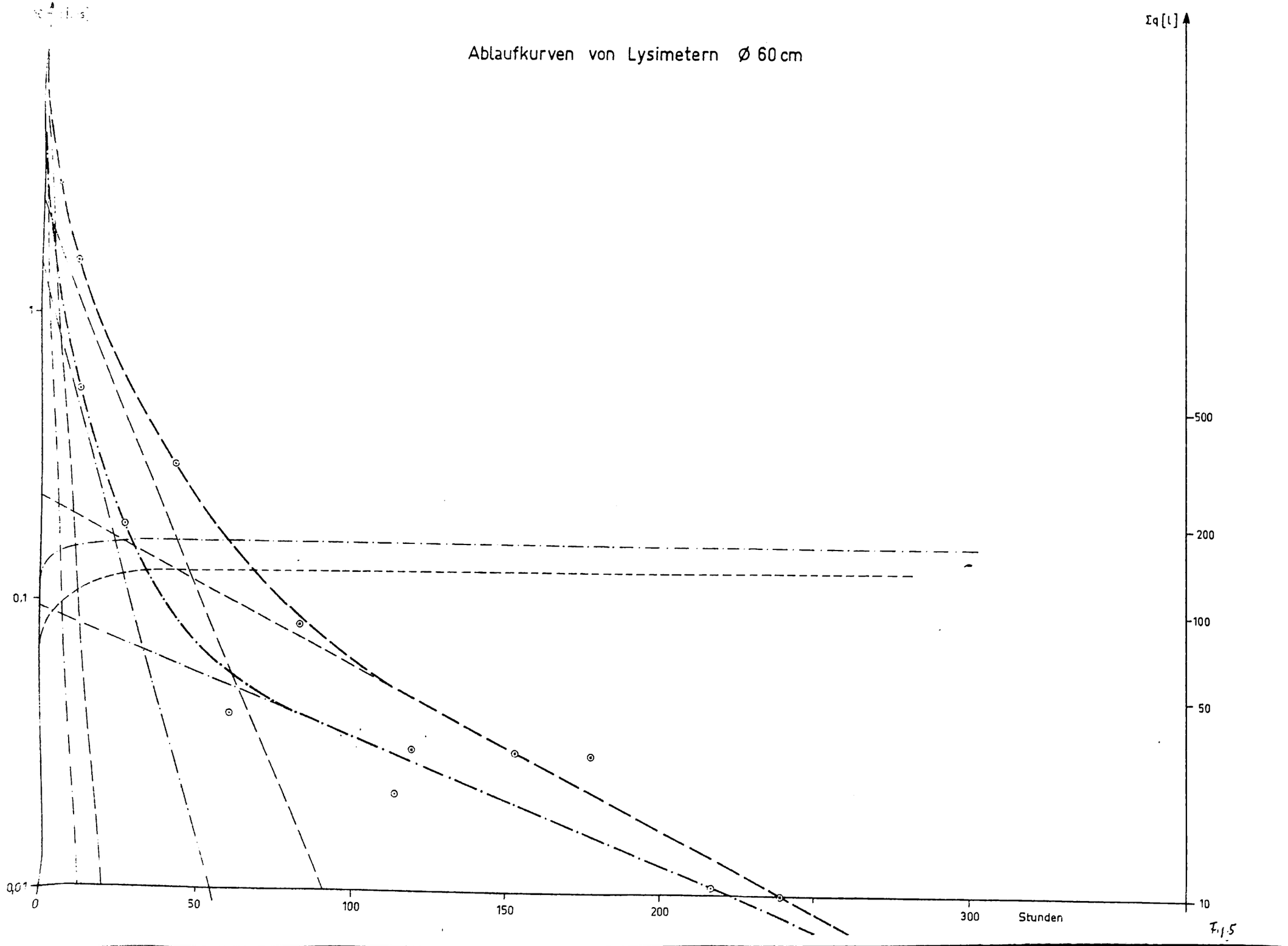
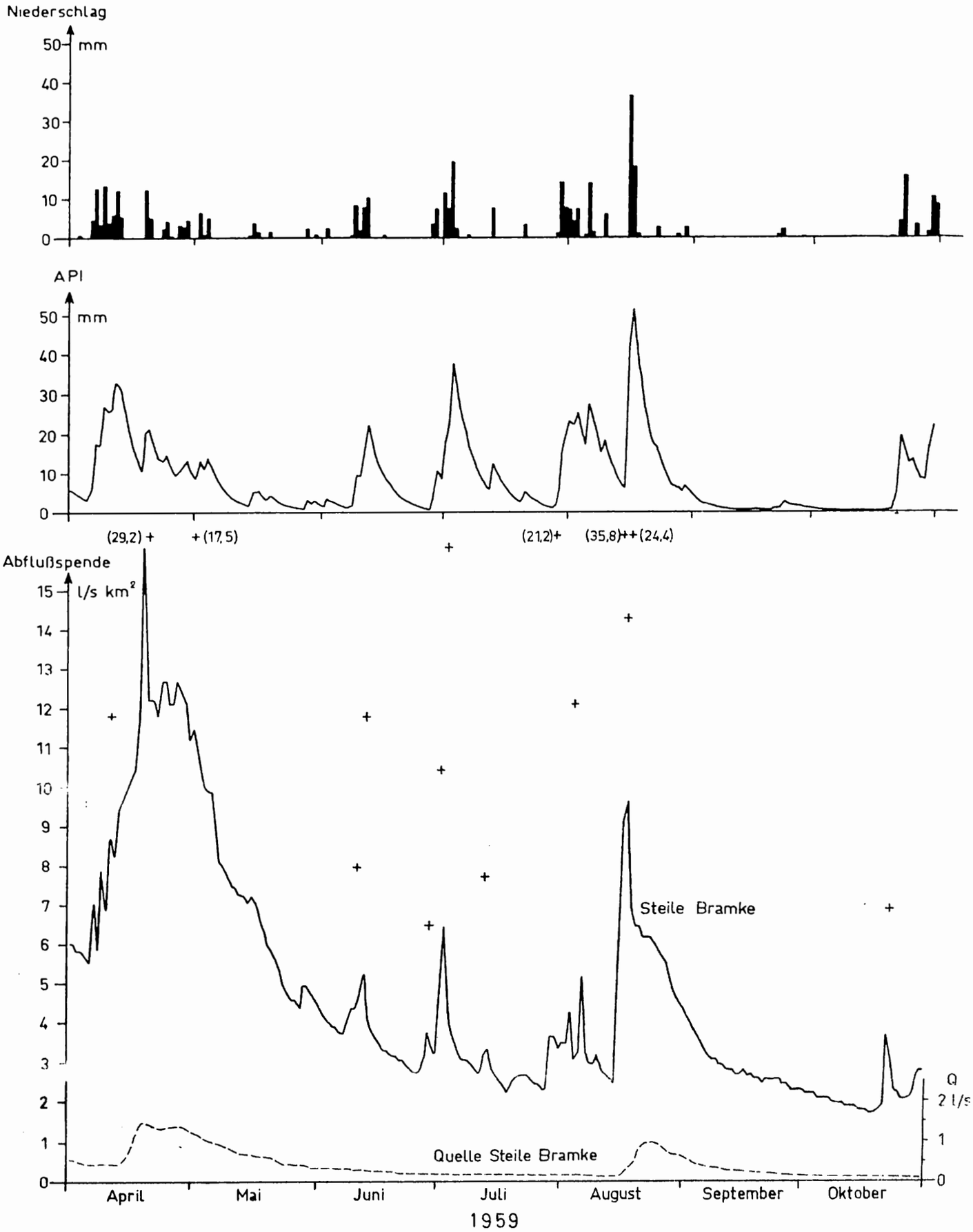
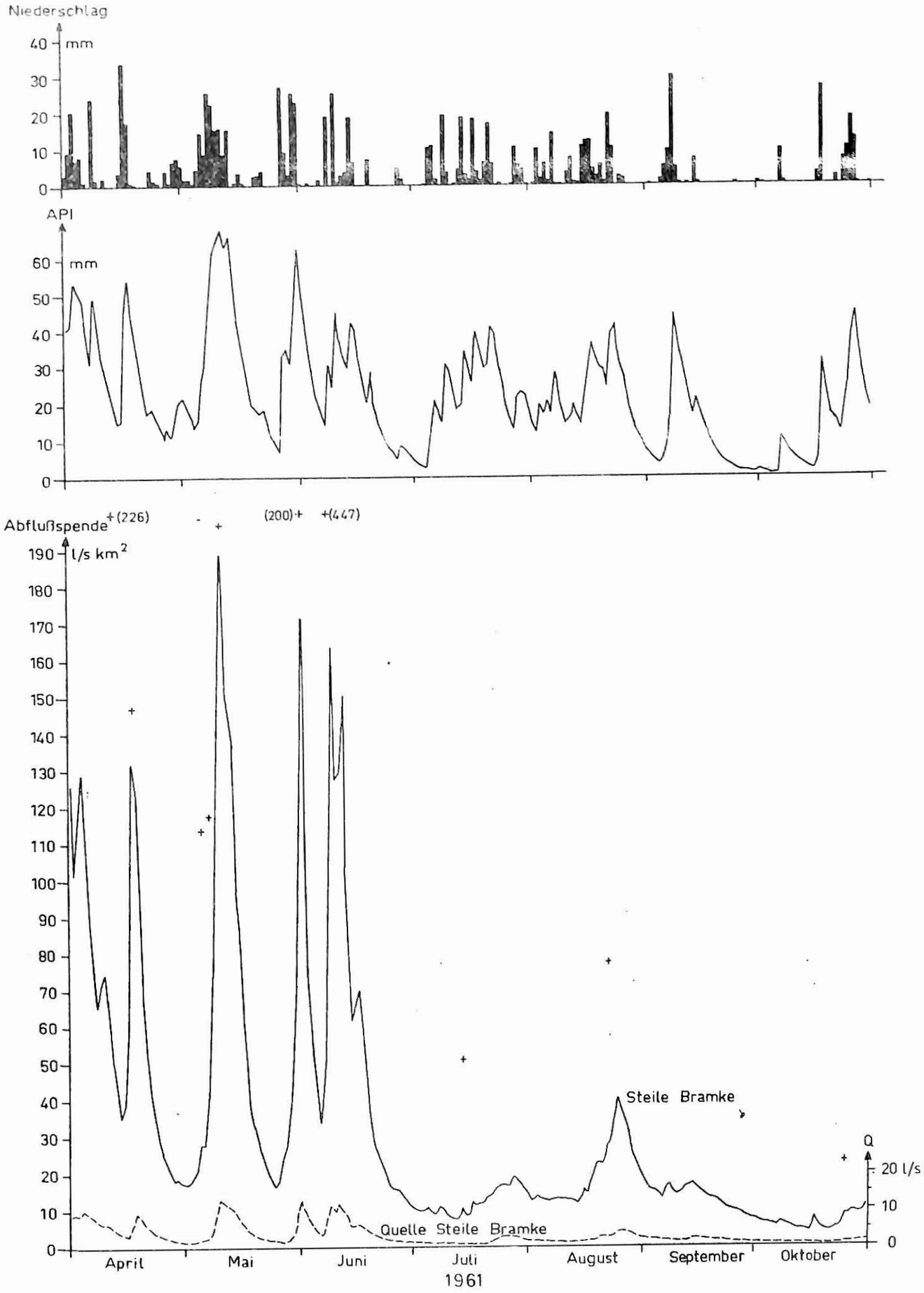

Ablaufkurven von Lysimetern Ø 60 cm
Σq [l]
500
200
100
50
10
1
0,1
0,01
0
50
100
150
200
300
Stunden

Fig. 5


Niederschlag
mm
50
40
30
20
10
0
API
mm
50
40
30
20
10
0
(29,2) +
+ (17,5)
(21,2)+
(35,8)++(24,4)
Abflußspende
l/s km²
15
14
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0
Steile Bramke
Q
2 l/s
1
0
Quelle Steile Bramke
April
Mai
Juni
Juli
August
September
Oktober
1959


Niederschlag
mm
API
mm
Abflußspende
l/s km²
(226)
(200)
(447)
Steile Bramke
Quelle Steile Bramke
Q
20 l/s
April
Mai
Juni
Juli
August
September
Oktober
1961

METHOD OF ELIMINATION OF ERRORS FROM SNOW PACK DENSITY MEASUREMENT

By TURČAN J. and KOZLIK V.
Institute for Hydrology and Hydraulics of the Slovak Academy of Sciences Bratislava, Czechoslovakia

Р е з ю м е

Для гидрологического прогноза весеннего стока основной величиной является как можно точнее определенный снегозапас или водный эквивалент снегомассы, находящейся в бассейне. Для установления водного эквивалента необходим ряд измерений высоты и плотности снежного покрова. Среди множества приборов и аппаратов, применяемых для измерения плотности снега при измерении в местности, именно в горных условиях лучше всех пригодными оказались весовые снегомерные приборы, оснащенные коленьями снегомера (зондами) небольшого поперечного сечения (рис. 1). В процессе измерения этими приборами высота взятого снега внутри зонда (пробы), как правило, бывает меньше первоначальной высоты снежного покрова. Уменьшение пробы может быть вызвано:

а/ засорением отверстия зонда коркой наста большей плотности в процессе проникания зонда через снежный покров. Влияние таким образом возникшей ошибки выражено при помощи уравнений /3/ /рис.2 и 3/;

б/ сжатием и сгущением взятого в зонде под действием трения о стенки зонда образца снега. Уравнения /4/ /рис. 4 и 5/;

в/ сочетанием обоих выше указанных случаев (сгущение снега в зонде вместе с засорением зонда). Уравнения /5/ /рис. 6 и 7/.

Для определения наиболее вероятной плотности снега пользуемся графикс-арифметическим решением. Исчисляем величины ϱ_h, ϱ_j по уравнениям /2/ и величину $\delta[\%] = 100\frac{\Delta h}{h}$. Регрессная прямая $\varrho_h = f(\delta)$ на осе ординат определяет величину фактической средней плотности снега /рис. 8/. Фактическое значение плотности снега в определенных пунктах измерения получим, воспользуясь некоторыми из следующих методов:

1/ Через точки ϱ_h проводим прямые из точки A /рис. 8/. Действует: ϱ_s = конст.

2/ Проводим прямые через точки ϱ_h и точку B На осе ординат получаем величины ϱ_s. Действует $\varrho_s \frac{\delta a}{100}$ = конст.

3/ Через точки ϱ_h проводим параллельные линии с регрессной прямой ϱ_h и на осе ординат отсчитываем

S u m m a r y

It is basic for the hydrological forecasts of autumn inflow to determine as correct as possible the quantity of snow or water equivalent of snow mass found in the basin. For establishment of water equivalent it is necessary to carry out manifold measurements of height and thickness of snow cover. Of the numerous facilities and instruments used for measurement of snow thickness in particular regions, that is in mountaineous regions, the most adequate appeared to be the gravitation facilities for measuring of snow equipped with measurers (tubes) with a small diagonal out (figure 1). During the measurement by that instrument the height of snow taken in tube (the sample) is in principle less than the height of snow cover. The decrease of height in the sample could be caused by:

a) choking of the tube opening with a thicker crust of ice during the penetration of tube through the snow cover. Removal of thus produced error is carried out by means of equalization (3) (figures 2 and 3);

b) pressing and coagulation of the snow sample in tube due to the friction of the tube walls. The levelling (figures 4 and 5);

c) linking the above mentioned cases (pressing of the snow in tube and choking of the rube. The levelling (5) (figures 6 and 7).

The graphic and arithmetic solutions are used for the most precise determination of snow thickness. Calculation of the values ρ_1, ρ_i offers levelling (2) and the values ρ_f per cent $= 100\frac{\Delta h}{h}$. The regression forces on the axis of ordinates determine the size of actual mid snow thickness (figure 8). The actual snow thickness on particular points is obtained by means of the following methods:

1) We take the right lines out of point A through point ρ h (figure 8). Hence ρ s = const. results.

2) We take the right lines through the points h and B. We obtain magnitude ρ s on the ordinate axis. Hence $\rho s - \frac{\delta a}{100}$ = const. results.

3) We take the parallel lines with the re-

величины ρ_s. Действует $\rho_s \frac{\delta h}{100}$ = конст.

4/ Проводимые через точки ρ_h прямые проходят через точку C. Потом $\frac{\Delta h_a}{\Delta h_b} = \frac{\Delta h_a}{\Delta h_b}$ = конст.

Для определения стандартного отклонения можно с приблизительной точностью пользоваться формулой /7/. Так как $\sigma\rho_s < \sigma\rho_h$ а $\bar{\rho}_s > \bar{\rho}_h$ будет тоже фактическим коэффициентом вариации $C_{vs} < C_v$. Из этого вытекает, что меньшим будет и число пунктов измерения n, необходимых для определения средней плотности снежного покрова в пределах избранного отклонения $\delta\alpha$ и при избранной обеспеченности α, вычисляемое по формуле /9/.

gression right line ρh through point ρh and on the axis of ordinates we read the value ρs. Hence $\rho s - \frac{\rho h}{100}$ = const.results.

4) The right lines taken through point ρh pass through point c. Then $\frac{\Delta h_a}{\Delta h_b} = \frac{\Delta h_a}{\Delta h_b}$ = const.

For determination of standard aberrances formula (7) may be used with approximate correctness. Thus $\sigma\rho_s < \sigma\rho_h$ and $\bar{\rho}s > \bar{\rho}h$ will be the actual coefficient of variations C_{vs} C_v. Out of it results that the number of measurements points n will be smaller, which are necessary for determination of average thickness of snow cover in the regions chosen for aberrances $\delta\alpha$ and with the chosen certainty α calculated by means of formula (9).

The basic quantity for hydrologic forecasts of the spring from snow-melt runoff is the snow content in the basin which has to be determined with the greatest accuracy. The question is not only to state the volume of the snow mass, but also to find out its water equivalent in that basin. By all over measurements on the ground the height and density of the snow pack is observed as a base for determination of the water volume, represented by the snow cover.

For measurements of the snow density, there are employed diverse types of instruments and devices. In principle we may devide them into portable and stable ones.As to both of these groups, we basically use the same principle of determination of the snow density.

The way mostly in use, is to take snow samples. From the known snow volume, the water equivalent is determined either by melting the snow, and measuring the water volume (making measurements by means of a precipitation gage), or by weighing the snow amount (using diverse types of snow eighing gages).

Recently radioisotope snow gages are used for the determination of the snow density. These instruments are either coupled with an artificial source of radiation, these gages being mostly stable, or there is made use of the natural radiation of the earth surface - here the devices are portable. The snow density is determined by measuring the loss of radiation intensity, while the ray is passing through the snow layer.

Some more devices, being under development are in use, for snow density measurements (e.g. elastic pillows and others).

In the snow measuring practices the most used devices are the portable snow eighing gages. In the diverse countries different types of snow gages have been developed, basically being different only proportionally as to the diameter of the tube and by the type of scales. In practical surveying especially under mountaineous conditions, snow gages with a small cross section of the tube proved to be very useful. Such devices are in use for instance in the U.S.A., the U.S.S.R., and in Canada. At the Institute of Hydrology and Hydraulics of the Slovak Acad. of Sciences in Bratislava, there has been used a type of snow gage, having a $f = 10\ cm^2$ cross section of the sampler (Fig. 1).

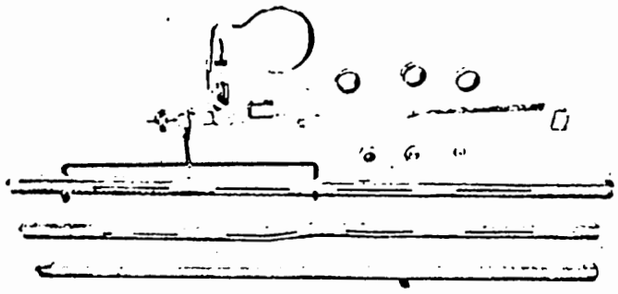


Fig. 1

Measurements made of the snow density by means of these snow gages, are subjected to diverse errors.These errors may be devided into random and systematic ones. To the random errors there belong for example: inaccuracy of weighing, influence of the different temperature upon the precission of the scale, wind action while weighing etc. For such errors it is characteristically, that they are of random character, and when repeated measurements are made, they mutually exclude each other.Their effect may be reduced also by providing constructional adaptations to the equipment.

The main source of systematic errors, ab snow gages of a small diameter of the sampler, is due to the fact, that when snow samples are taken into the sampler, the intake height - the snow core h_j, proves usually to be smaller than the original altitude of the snow pack h, has been.

$$h_j \leq h$$

The height differences may be perceived by providing slot cuts into the tube, through which the height of the core could be observed. Because of the differences between the original snow pack height and the height of the snow core, showing regularly the same sign (posit.)

$$h - h_j \geq 0$$

the results of the measurements will be affected one-sided.The computed snow density will be smal-

ler than is the real density. As shown in the following, by the measurements of the snow pack density it will be expedient, besides noting down the data about the snow pack height in places where samples are taken, to take note also of the snow core height in the tube.

Let us now try to find out the facts, causing the reduction of the core, determining at the same time the magnitude of the resulting error.

A reduction of core height against the original snow pack height could be caused :

- by a clogging of the tube opening, by an snow or ice crust, while the tube is pushed into the snow pack,
- by compression of the sampled snow in the tube, due to the friction on the interal side of the tube,
- by a combined action from both mentioned causes.

In investigating each of these causes separately, we will suppose initially that the snow density will remain unchanged both over the area, and over the height of the snow pack. That is, we consider the snow pack to be homogeneous.

a. Core reduction originating from the clogging of the tube opening :

In this case the snow density in the tube is the same as has been the original density of the snow pack, only the core will be reduced by the quantity of snow that could not get into the tube because of the clogged opening. The real density of the snow would be

$$\rho_s = \frac{G}{h \cdot f} \qquad (1)$$

G... unknown weight of the whole height of the snow

f... cross section of the snow sampler.

As the result of the measurement, the G remains unknown, but we know: weight of the core G_j, height of the snow pack h, and the height of the core in the tube h_j.

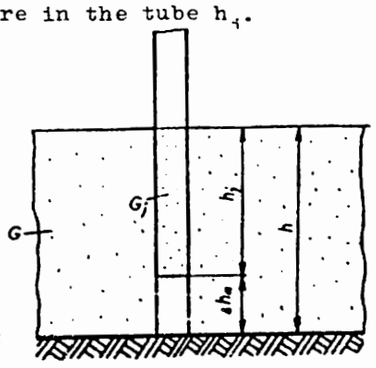


Fig. 2

From these elements we could compute:

$$\rho_h = \frac{G_j}{h \cdot f}, \quad \rho_j = \frac{G_j}{h_j \cdot f} \qquad (2)$$

Supposed, the core density, compared which the original (real) snow density $_s$ will remain unchanged, we could write the weight of the core G_j means of the real density of the snow, as follows:

$$G_j = \rho_s \cdot h_j \cdot f$$

After substituting to the equations (2), we obtain :

$$\rho_h = \frac{\rho_s \cdot h_j}{h}, \quad \rho_j = \rho_s$$

By substituting to the equation for the computation of h for $h_j = h - h_a$, where h_a is the height of the snow layer, that did not get in to the tube (Fig.2), and $\frac{h_a}{h}$ is expressed in form of the relative loss of core height in percent :

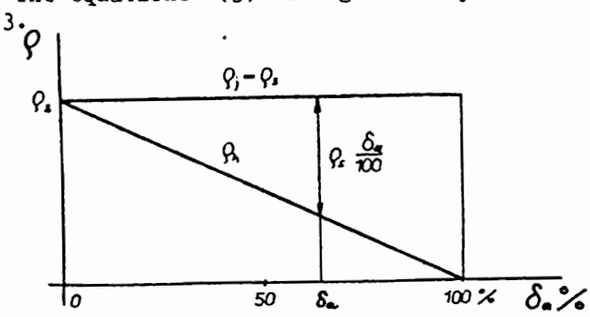
$$\delta_a (\%) = 100 \frac{\Delta h_a}{h},$$

we obtain the equations (2) in the following form :

$$\rho_h = \rho_s \left(1 - \frac{\delta_a}{100}\right), \quad \rho_j = \rho_s \qquad (3)$$

It can be seen, that in the considered case, as presumed, the density of snow, computed from the weight of the core, and from the height of the core, proved to represent the actual density of the snow pack.

The equations (3) are grafically snow in Fig. 3.



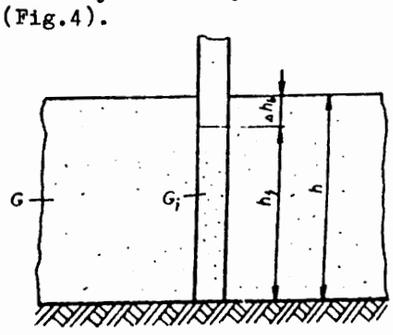
The first of the equations (3), could be written also as follows :

$$\rho_s \frac{\delta_a}{100} = \rho_s - \rho_h$$

Hence it is resulting, that the value $\rho_s \frac{\delta_a}{100}$ is the difference between the ordinate of the line $\rho_s = \rho_j$ and the ordinate of the line ρ_h for the certain δ_a (Fig. 3).

b. Core reduction, due to the compression of the snow in the tube:

Supposed the clogging of the tube opening doesn't take place, the whole snow volume get into the snow sampler. The reduction of snow core height, against the original snow pack height, by h_b, is only caused by the increase of core density (Fig.4).



Similarly as before, we could write:

$$\rho_s = \frac{G}{h.f}, \quad \rho_h = \frac{G_j}{h.f}, \quad \rho_j = \frac{G_j}{h_j.f} \qquad (1),(2)$$

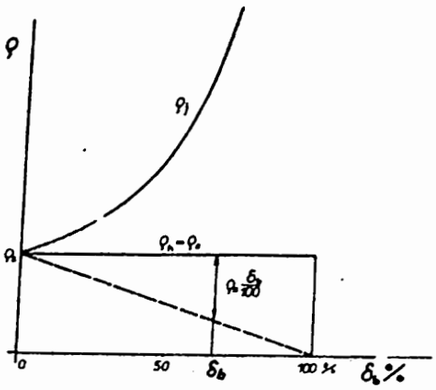
Supposed, the whole snow input has been accomplished, the weight of the core will be:

$$G_j = \rho_s \cdot h \cdot f$$

Substituting this equation in to the equations (2), and instead of $100\frac{\Delta h_b}{h}$ we use designation $\delta_b(\%)$, the result will be:

$$\rho_h = \rho_s, \quad \rho_j = \frac{\rho_s}{1 - \frac{\delta_b}{100}} \qquad (4)$$

The equations (4)are represented graphically in Fig. 5.



The value of $\rho_s\frac{\delta_b}{100}$ for the certain δ_b, could be determined as follows :

$$\rho_s\frac{h - h_j}{h} = \rho_s(1 - \frac{h_j}{h}) \qquad \text{(Fig.5).}$$

c. Core reduction due to the compression of snow in the tube, and also to be clogging of the tube.

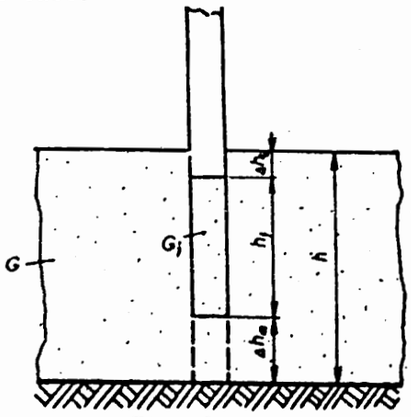


Fig. 6

This case is a combination of both of the above mentioned cases a.) and b.) (Fig. 6). It occurs for example when by pushing the tube into the snow pack, the snow enters into the tube slovlier (due the friction on the walls of the tube); than is the entering velocity of the tube into the snow pack, and therefore, the core density is increasing. If the density of the core is much more greater as compared with the snow pack density, the opening of the tube becomes clogged, preventing further snow from entering.

Again, as in the upper mentioned cases, the equations (1) and (2) are valid. Also in this case, we express the weight of the core by means of the actual snow density :

$$G_j = \rho_s (h_j + \Delta h_b) f = \rho_s (h - \Delta h_a) f$$

The symbole Δh_a, Δh_b are of the same significance, as it is the case under a.)and b.).

By substituting these expressions to the equations (2), and marking

$$\delta(\%) = 100 \frac{\Delta h}{h}$$

where $\Delta h = \Delta h_a + \Delta h_b$,

and after adjustment, we obtain the equations(2), formed as follows :

$$\rho_h = \rho_s(1 - \frac{\delta}{100} + \frac{\delta_b}{100})$$

$$\rho_j = \rho_s(1 + \frac{\delta.h}{100.h_j} - \frac{\Delta h_a}{h_j}) \qquad (5)$$

The graphic representation of the equations (5) is shown in Fig. 7.

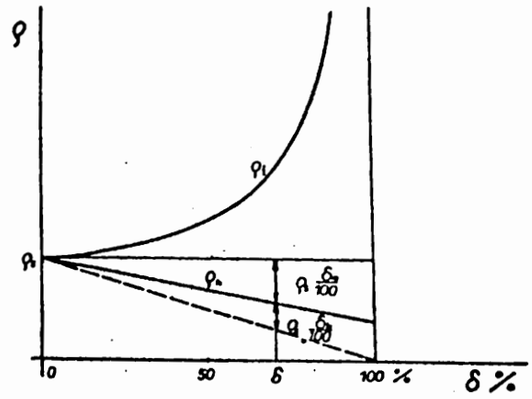


Fig. 7

From the equations (5) we obtain after adjustment :

$$\rho_s\frac{\delta_a}{100} = \rho_s - \rho_h$$

$$\rho_s\frac{\delta_b}{100} = \rho_h - \rho_s(1 - \frac{\delta}{100}) \qquad (6)$$

The significance of the terms (6) for the certain δ is shown in Fig. 7.

As to all these three instances, it has been presumed for the present, that the snow density does not change neither over the area nor over the height (ρ_s = const.). It is resulting therefore that, for all of the mentioned cases the relationships $\rho_h = f_1(\rho_s, \delta)$, $\rho_j = f_2(\rho_s, \delta)$ are functional. In thethird case

the supposition is joining in, that $\frac{\Delta h_a}{\Delta h_b}$ = const. for any value $\Delta h = \Delta h_a + \Delta h_b$.

We know in fact that our supposition as to homogenity of the snow pack, will not prove to be a reality. Furthermore it may be presumed that the circumstances, causing the reduction of the core as mentioned under a.(and b.), are theoretic once, and occuring only exceptionally. The most frequent is the core reduction mentioned under c.). It results from the physical properties of the snow, showing that snow of a smaller density proves to be more compressibile. When, therefore, snow samples are taken, friction from inner tube side will cause the snow core to compress. Snow of a greater density, is less compressibile and it usually contains several layers of ice crusts (especially at higher snow pack heights), so that the possibility of a clogging of the tube is greater. In the snow sampling with diverse densities, the relationship $\frac{\Delta h_a}{\Delta h_b}$ will also change.

Knowing, that $\rho_s \neq$ const., $\frac{\Delta h_a}{\Delta h_b}$ = const., and that which they represent random variables, the functional relationships $\rho_h = f_1(\rho_s, \delta)$ and $\rho_j = f_2(\rho_s, \delta)$ are transforming into correlative ones. The final relationship will become more close, with the reduction of the variability of snow density in the region, or with the reduction of the distance of the points, where measurements are made. When repeated measurements are made close together, the correlative relationship will approach the functional one. On the contrary, in measuring the snow density over a broad region, showing a great variability of snow density, the relationship will cease.

A further cause for the dispersion of the spots, is the variability of snow density, along the sampling depth. By puting the ρ_h and ρ_j into a straight line and hyperbola, resp., we are neglecting this variability of density over the snow pack height. As to the instances a.) and c.), we attach to the layer of snow, not being taken off, the mean density of the sampled snow layers. As to b.) the computed density $\rho_h = \rho_s$ represents the density of all snow layers.

The practical use of this knowledge will be demonstrated on an example. We take the results of the snow density measurements, made on mount Chopok, 25.IV. 1968. From the measured values G_j, $_j$ we compute ρ_h, ρ_j, δ (equations/2/):

$$\rho_h = \frac{G_j}{h \cdot f}, \quad \rho_j = \frac{G_j}{h_j \cdot f}, \quad \delta(\%) = \frac{h - h_j}{h} \cdot 100$$

The cross section of the sampler is f = 10 cm^2. The computed values are represented in the graph (Fig. 8).

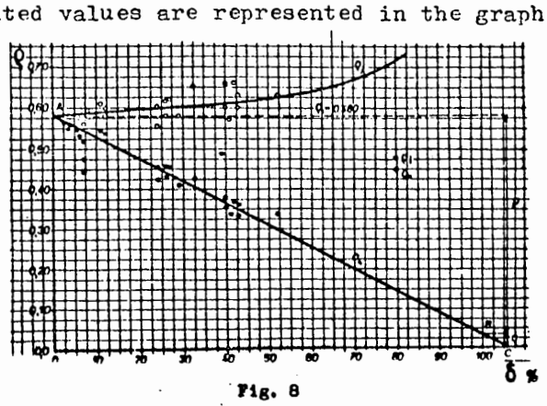


Fig. 8

From this graph (Fig. 8) it can be seen, that a relatively small number of points (in this case 25) measured at not great distances, will be sufficient for the aproximate adjustment of ρ_h into a straight line. In consequence we construct the hyperbola ρ_j thereof in the usual geometric way.

The lines ρ_h and ρ_j mark on the vertical axis of the graph the value of the real mean density ρ_s = 0,580.

The straight line ρ_h divides the ordinate of the line ρ_s = 0,580 for δ = 100% into sections p_o and q_o. In consequence of the equations (6), the correlation relationship is in the following shape:

$$\rho_s \frac{\bar{\delta}_a}{100} = \bar{\rho}_s - \bar{\rho}_h = p_\delta$$

$$\rho_s \frac{\bar{\delta}_b}{100} = \rho_h - \bar{\rho}_s\left(1 - \frac{\delta}{100}\right) = q_\delta$$

where the symbols ρ_h signify the values of ρ_h, determined by the regresive straight line, for the certain . In our case p_o = 0,545, q_o = 0,035.

$$\frac{\overline{\Delta h}_a}{\overline{\Delta h}_b} = \frac{p_o}{q_o} = \frac{0,545}{0,035} = 15,6$$

The further task is to determine the real density ρ_s in the single spots, where measurements have been made. This is rather complex, because, as has been mentioned, several factors simultaneously may influence the dispersion of the points. In case we were in a position to determine a single or a prevailing factor, causing the reduction of the core, we could choose one of the further mentioned methods for the stating of the actual density of the single measurement. For explanation we use Fig. 8, where, along the straight ρ_h, we marked the points A, B, C.

1.) We conduct through all the points ρh a straight line, passing through the point A. By this means we attribute to any point an equal, actual density, this being equal the mean actual density.

$$\rho_s = \bar{\rho}_s$$

This method could be used in cases of measurements, carried out close by, so that the variability of the snow pack density could be neglected.

2.) We connect all points ρ_h with the point B, prolonging the straight line, till to the axis of the ordinates, cutting it in a height, which represents the real density for a given point. In that case we could write :

$$\rho_s \frac{\delta_a}{100} = \text{const.}$$

This method could be used if in the height $\Delta h_a = h.k$, where k stands for the proportion number, the ice crust occurs, clogging the opening of the tube at any measurement.

3.) Through the points ρ_h we conduct the parallels with the straight line ρh, and from the axis of the ordinates we read the values ρ_s.

Then applies :

$$\rho_s \frac{\delta_b}{10} = \text{const.}$$

In using this method, we suppose that the proportional compression of the snow in the tube remains constant. This fact may be found out by making comparison measurement, by means of a snow sampler of another type.

4.) Straight lines, conducted through the points ρ_h, will pass through point C, determining on the axis of the ordinates the values ρ_s. In this case applies :

$$\frac{\Delta h_a}{\Delta h_b} = \frac{\overline{\Delta h}_a}{\overline{\Delta h}_b} = \text{const.}$$

In all these cases, if not presumed, that core reduction has been caused only by snow compression in the tube (instance b.), the real density of the snow will be greater than this in the case with the density, calculated under no compensation. In the existing practice, the density of snow has been computed from the weight of the core, and the real height of the snow pack :

$$\rho = \frac{G_j}{h \cdot f} = \rho_h \leq \rho_s$$

Because $\rho_s > \rho_h$, will be also $\bar{\rho}_s > \bar{\rho}_h$.

For all the mentioned methods of determining the real density of the snow, approximately (as to method 3. exactly), the formula for computation of the standard deviation of snow density is following :

$$\sigma_{\rho_s} = \sigma_{\rho_h} \sqrt{1 - r^2} \qquad (7)$$

σ_{ρ_s}... standard deviation of the real snow density

σ_{ρ_h}... standard deviation of values ρ_h

r ... coefficient of correlation between the values ρ_h and δ.

In this formula the value of the expression under the root will always be smaller than 1. This means that σ_{ρ_s} will be smaller than σ_{ρ_h}.

$$\sqrt{1 - r^2} < 1, \quad \sigma_{\rho_s} < \sigma_{\rho_h}$$

Computing the variation coefficient of snow density from the corrected values of $_s$ and $_s'$ this will always be smaller than the coefficient of variation, computed from the values where the density of snow has not been corrected.

$$c_{vs} = \frac{\sigma_{\rho_s}}{\bar{\rho}_s} \qquad (8)$$

In consequence the number of points of snow pack density measurements, n, necessary for the determination of the mean snow density within the limits of the chosen deviation σ_α and under the chosen certainty α (see Report by V.Kozlik), will be smaller than if computed without the corrections.

$$n = 10^4 \frac{t^2_\alpha}{\delta_\alpha} c^2_{vs} \qquad (9)$$

In reducing the number of points involved in the measurements, and in keeping to the demanded accuracy for the determinatinn of the mean value, the economy of the snow pack density measurements will be increased.

LAWFULNESS OF THE SHOW SUPPLY FORMATION IN THE FOREST, AND ITS MAKING USE FOR THE PRECISSION OF THE SPRING RUNOFF FORECAST

BABIAKOVA G. and KOZLIK V.
Institute for Hydrology and Hydraulics of the Slovak Academy of Sciences, Bratislava, Czechoslovakia

Р е з ю м е

Были рассмотрены взаимоотношения, которые обуславливает снежный режим лесов ($x_л$) и открытых пространств, то есть (x_o) $k = \frac{x_л}{x_o}$ резервуара Орава, в котором еловые леса творят единую культуру.

Анализировано было сопоставление снежных условий в лесу и на открытых пространствах в отношении к числу дней с снежными осадками (Н) с высотой над уровнем моря (Х) с температурой (Т),которая характеризуется совокупностью средних отрицательных дневных температур и особенностью леса (Л).

Модель для вычисления разницы снежных ресурсов в лесу и на открытых пространствах изображается в виде $\Delta E = f(X, T, H, Л)$. Для применения этого отношения нужно большее количество материалов полученных в течение большего числа лет.

S u m m a r y

The mutual relationship, conditioning the snow regime of woods (h_L)and open areas,respect., (h_o) $k = \frac{h_L}{h_o}$ of the Orava reservoir, where woods are represented by spruce (picea excelsa),forming here a monoculture has been examined.

The comparing of snow conditins in the forest and in open areas, in relation with number of days with snow fall (N), with the altitude above sea level (H), with the temperature (T) characterized by the sum of mean negative daily temperatures and forest characteristics (L) have been analysed.

A model for the computation of the difference of the snow storage in the forest and open areas is presented in the form of $\Delta E = f(H, T, N, L)$. For the application of this relationship more material gained over a greater number of years is required.

For the forecast of the spring runoff,it is important to state accurately the snow storage of the basin. Basic data offering a start for determining the runoff coefficients, are gained from stations, which in their manner of distribution over the basin characterize the water storage of the open areas.This fact will cause the inaccurate stating of the water storage of the whole basin,at the end of the accumulation period, above all of the afforested parts of the basin.

Forest represent an important factor in the snow pack regime and there is in its influence contained a global effect of action from the single climatic factors. Being a part of the environment in respect to the whole region, it changes these climatic factors, creating thereby also special conditions for the determination of the snow pack regime.The different character of winter seasons of the single years - mild, warm, cold - changes the whole effect of forest upon the snow balance. In a certain period there could be more snow in the forest, and less in open sites, and over another period this is quite the reverse. On the formation of the snow regime the forest is of effect by its composition, canopy and age.

The quantity of snow pack in the woods is characterized by a larger or smaller snow storage, as compared with open areas. It is important to know what the portion was, especially at the end of the winter period, that is, over the season of accumulation of solid precipitation(the so called accumulative phase of winter),and at the beginning of the snow-melt, coupled with runoff. Both of these periods are different in their temperature-precipitational balance. In the first case the occurence of solid precipitation and negative temperatures are prevailing, as to the second case positive temperatures,snow - melt and evaporation predominate.

In the works of single authors we meet with basic contradictions as to evaluation of the influences of forest on the accumulation of snow storage.

One group of authors,to which belongs Komarov (2), Ridkovský (5) and Nestorov (3), stands

up for the opinion that maximum snow storage in the forest (especially in dense woods, concerning any sort of forest) must be smaller than this is the case on open areas, because on the greater part of precipitations being caught by the crowns of trees.

The second group of authors, and among them Rachmanov (4), Galachov (1) and Velikanov (6), incline to the opinion that this relationship is just the reverse, maintaining the snow storage in woods to be greater than on open areas. Rachmanov (4) expresses the greater snow storage in forests as "coefficient of snow storage", that is, the relation of snow storage (in mm of water column) of woods and of open areas, respect.

In our endeavour to analyze more in detail the upper mentioned problems, and to take the line in this respect, we decided to search the different ways of the snow pack formulation in the forest (h_L) and of open areas, resp. (h_o) ($k = \frac{h_L}{h_o}$) in the basin of the Orava reservoir, (Fig. 1). In choosing this basin we tried to find out the basin showing complexes of frest as to their structure, age and density of more less homogeneous vegetation. In respect to the composition of the forest vegetation, there is represented spruce (picea excelse), forming here a 60 - 80 years old monoculture.

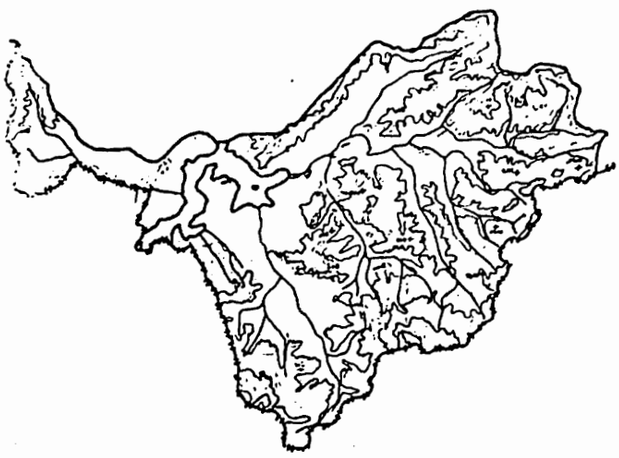


Fig. 1. Basin of the Orava dam.

From the climatical point of view our territory belongs to the region of complex conditions of changing maritime and continental influences, which is reflected by the temperature conditions of the winter period, characterized by us through the sum of negative mean daily temperature $\Sigma/-t/$. In this respect the basin of the Orava reservoir belongs to the climatical region, where weather conditions are of a characteristical influence.

The whole area of the basin belonging to the ČSSR, represents 976 km^2, afforested to 30 %, the altitude above sea level being 600 - 1725 m.

Data we are proceeding from in this report, have been obtained from the stations:

- Hydrometeorological Institute (HMU) - the height of snow is measured daily on the snow stake (15 precipitation gaging stations and 3 climatic ones)
- from snow courses performed by Institute for Hydrology and Hydraulics of the Slovak Academy of Sciences.

The height and density of the snow pack is measured on the snow courses Institute for Hydrology and Hydraulics of the Slovak Academy of Sciences, once weekly, by means of a portable snow stakes. The height is measured in 20 points over a straight line (the distance between the single points being 20 m), and the density is measured in 5 points at selected stations. The distribution of the courses over the basin area is shown in the following table 1.

Table 1.

Altitude above sea level	Orientation of slope E	W	N	S
600	O, L	O, L	O, L	O, L
700	O, L	O, L	O, L	O, L
800	O, L	O, L	O, L	O, L
900	O, L	L	O, L	O, L
1000		L	L	L

O - snow course of on open area

L - snow course in forest

Forest density, where the snow curse are located is equal about 20 - 25 %. By density we understand the amount of forest openings (the sum of the open spaces remainding outside the crown projection area) expressed as percentage of forest area under estimination. The data originates from the winter season 1966/67 and 1967/68.

As to the observation and gauging the height and density of the snow pack, we start from the fact, that between both of the invironments concerning a given day, there exists a certain relationship of $k = \frac{h_L}{h_o}$. The snow conditions as stated e.g. by the height of the snow pack in both of the spots (L,O) under observation, are considered as representing the global results of the effect of all the factors, and the measured h_L, h_o are considered to be the real mutually corresponding values of the spots under observation. In the course of the week the sum of factors (temperature fluctuations, wind, snowfall etc.) changes, reflecting in the change of k - value over the succeeding measurements. These changes manifest themselves in a special way by the diverse orientations of the slopes and altitudes above sea level. From any snow course we have at our disposal 20 values, out of which we are determining the mean value as the representative value of the given course.

Over the initial winter period with negative air temperatures dominating, the development of the snow storage is affected only by precipitations and evaporation from snow pack. Over this period at the afforested station, the evaporated quantity of snow is greater than at open ones. Mainly the evaporation from snow, intercepted in the crowns of the trees, is prevailing, because snow- fall occurs at higher temperatures (Fig. 2, section A - B). On the temperature depends the size of the snowflahes, being small with negative temperatures, and greater with positive ones. Over the next phase of the winter, with the initiating of positive air temperatures, the evaporation share directly from the snow cover, increases. Than the

evaporation from the snow pack on open areas begins to predominate in comparison with the evaporation in forest (Fig.2, section B - C). This relation, however, does not change quantitatively with the altitude above sea level of the station.

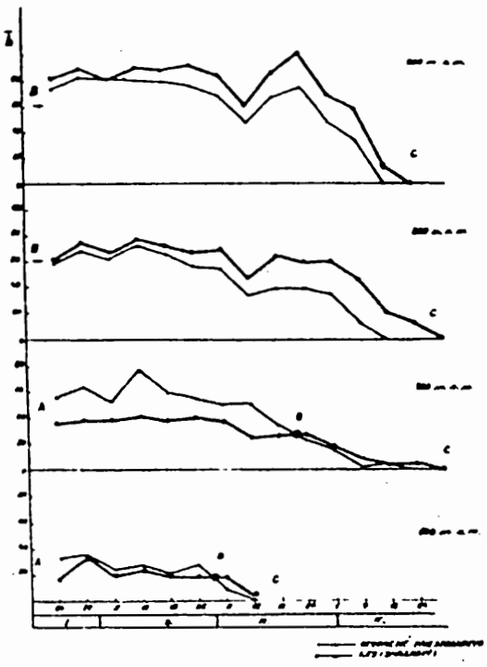


Fig. 2a.

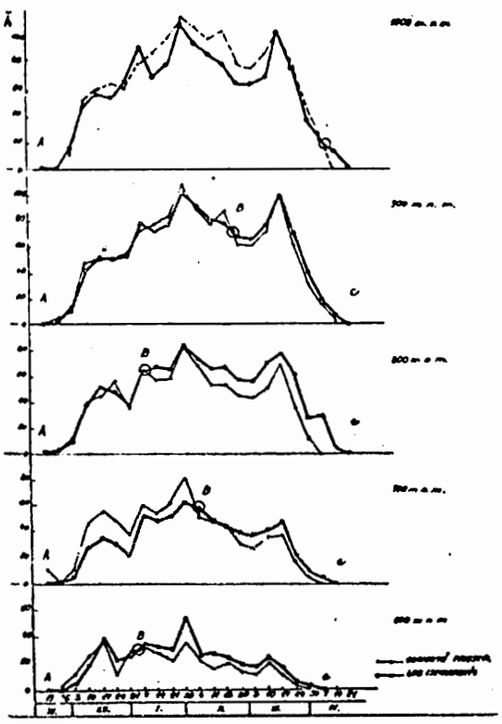


Fig. 2. Comparison of the course of snow pack height in open areas, and in forest, in relationship with the altitude above sea level, and with the advance of winter, resp.

Point B marks last date when the snow pack in forest is higher, than on the open areas.

Points B festooned in Fig. 2 determine the moment of the snow cover in the forest surpassing the snow cover on open areas ($k \geqslant 1$). From Fig. 2 it may be seen that with rising altitude above sea level later on the positive accumulative function of the forest on the snow storage, is becomming active. Contrary to this Fig.2-a signalizes a reverse tendency. As could be seen further on, these winters differ meteorologically mainly over their initial stage. The beginning of the winter 1966/67 has been warm, the winter of 1967/68 cold. It is important to notice, whether the point in question belongs to the period of accumulation, or to the phase of initially rising temperatures - the stage of thaw. With lower altitudes above sea level of 600, 700 and 800, this point belongs to the first phase of winter, it results therefore that forest has a positive effect on the increase of storage. In altitudes of 900, and 1000 m above sea level, the accumulative function initiates only in the second phase of the winter. The forest here also shows its favourable effect on the increase of the storate in the basin, the coefficient values k however, are not so high as in lower altitudes above sea level. We could explain this phenomenon as follows: With the increase of altitude above sea level, forest complexes are becoming more coherent, and in altitudes of 1000m above sea level up to 1500m above sea level, they practically form a coherent area. Open areas in this places (yet mainly within 900 m above sea level) are the clear in character. Because with an altitude of 900 m above sea level, these open areas are weider, the value k is varying slightly. By means of extrapolation, we gained the values for open areas at 1000 m above sea level, showing clearly that in our case the open area has the character of an clear.

The differentiated character of temperature in winter - warm, mild, cold - has an influence upon the snow storage in forests, as compared with open areas. In a winter with a rich cyclonic activity, and varying temperatures $\sum(-t_d)$ is small, and snow storage is greater in the forest. With anticyclonic weather the accumulative influence of forest could be neglected, and the distribution of snow cover is roughly uniform, that is, the period with value $k \geqslant 1$ initiates earlier than in warm winter (Fig.2-a).

The value $k \geqslant 1$ depends upon the altitude H above sea level, and upon time τ. In a warm winter $k > 1$ initiates in lower altitudes above sea level, already over the accumulative period. In cold winters this course is a reverse one. This is best documented by Fig.3.

About the influence of the thermal character of winter, one can get an idea from Fig. 4. Lower values $\sum(-t_d)$ in winter 1966/67 have an influence on the increase of the coefficient k and $\sum(-t_d)$ in winter 1967/68 by its greater value there are bought down the values of the coefficient k. It follows from this, the snow relations in the given station over cold winters, to have been more uniform than in the preceding year.

It would be necessary to find a method, how to formulate the difference of the snow storage of forests E_L, in respect to the storage on open areas E_o. We denote this difference with

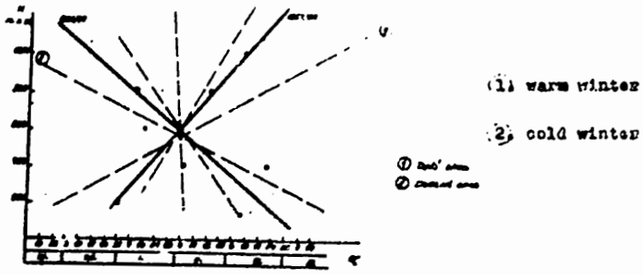


Fig. 3. Initiating of the values $k > 1$ in relation with time and altitude above sea level. The course of this coefficient in winter with different $\sum/-t_d/$ (dashed lines).

$\triangle E = E_L - E_o$ and take it into consideration as the function of the altitude above sea level H, temperature T, number of days with snowfal N, and forest characteristics L.

$$\triangle E = f\ (H,\ T,\ N,\ L)$$

In expressing the temperature T with $\sum/-t_d/$, we could for any altitude above sea level and for a certain time (for instance the period of max.accumulation, being the case with our exper. basin in the end of January and the beginning of February (assume for following relationship, as expressed by the general form:

$$\triangle E = KN^m\ /T - a/^n\ L$$

The relationship $\triangle E$ on T, starting from the preceeding considerations, could be shown graphically for diverse heights H, in Fig. 5.

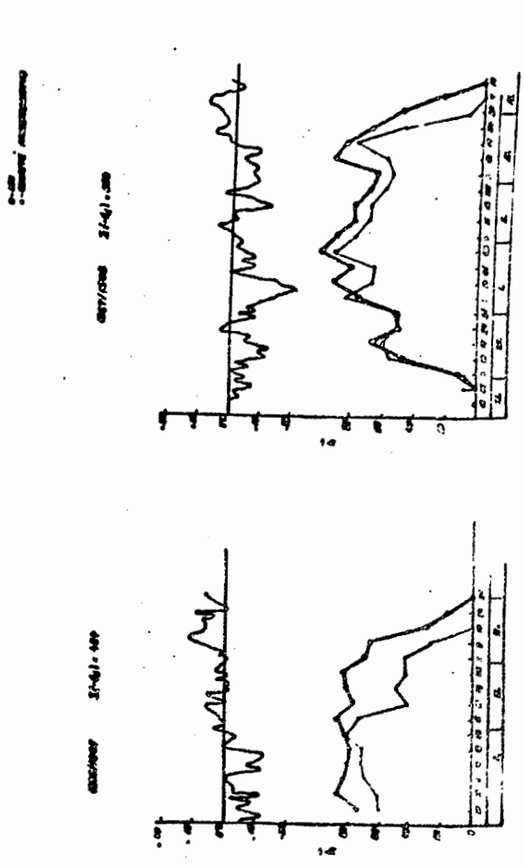


Fig.4. Comparison of the course of the snow pack height in open areas, and in forests, resp., in relationship with temperature conditions of winter / 800 m above sea level north - exposed /.

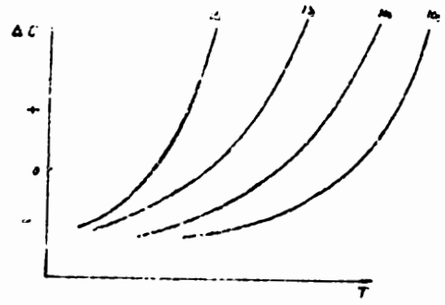


Fig.5. Relationship $\triangle E$ on T.

Thereby one has to keep in mind that the value N is depending correlatively on $\sum/-t_{\alpha}/$.

This consideration could be taken as a model some way, for the further procedure for the evaluation of the snow storage. The results require a working up of a greater quantity of material, originating from several years.

The mentioned formula must be widened further on by a new variable, that is, we have to take into consideration the main four orientation of the slopes (East, West, North, South). The formation of snow storage is depending on it, and is pointing out to a certain lawfulness. For instance, E,N- orientated slopes show approximately an equal distribution of snow and similarly do the orientations W, S.

In the material aquired over two winter periods, we demonstrated the existing differences of snow accumulation in both of the environments, and showed, what is mostly exerting influence upon these differences.

The comprehension of these problems and the lawfulness, is of great significance for the determination of water storage in snow of the basin and for the spring runoff forecast.

Register of Fig.

Fig. 1 Basin of the Orava dam.

Fig.2a,2 Comparison of the course of snow pack height in open areas, and in forest, in relationship with the altitude above sea level, and with the advance of winter, resp.
Point B marks date when the snow pack in forest is higher, than on the open areas.

Fig. 3 Initiating of the values $k \geq 1$ in relation with time and altitude above sea level. The course of this coefficient in winter with different $\sum/-t_d/$ (dashed lines).

Fig. 4 Comparison of the course of the snow pack height in open areas, and in forests resp, in relationship with temperature conditions of winter (800 m above sea level north - exposed).

Fig. 5 Relationship $\triangle E$ upon T.

Reference

(1) Galachov N.N.: Snegovoy v lesu. (Met.i Gidr. 1956 No.11)

(2) Komarov V.P.: Gidrologitscheski analiz i prognoz vesennego polovodia ravninnykh rek. (Gidrometeoizdat 1955).

(3) Nestorov V.C. : K voprosom o vliyanii lesa na sneshny pokrov. (Met. i Gidr. No. 5, 1941)

(4) Rachmanov V.V.: Vlyanie lesov na formirovanie sneshnych zapasov. (Met. i Gidr. No. 11, 1956)

(5) Rudkovsky V.I.: Klimatitsheskaya i gidrologitsheskaya rol lesa.(Trudy II. vsesoyuznogo Geograf. syezda. Moskva).

(6) Velikanov T.I.: Vesenniy stok i osobennosti ego formirovania v usloviach severnoy tshasti Europskoy teritorii SSSR. (Trudy CIP vyp 54, 1957).

ЗНАНИЕ ИЗМЕНЧИВОСТИ СНЕГОЗАПАСОВ В БАССЕЙНЕ – ОСНОВА НАДЕЖНОГО ВЕСЕННЕГО СТОКА

КОЗЛИК В.

Институт гидрологии и гидравлики Словацкой Академии Наук
Братислава, Чехословакия

Р е з ю м е

Критериумы для полного представления статистических данных о снежных запасах на соседних территориях, систем пунктов для измерения снега, число этих пунктов и их разделение, анализируются с помощью коэффициента переменчивости структурной функции.

Правильность статистических данных о снежных запасах, ошибки которые возникают ввиду системы пунктов для измерения снега, препятствия на терене, способ которым измеряются параметры снежных запасов; совокупные снежные осадки, высота и плотность снежного покрова, неправильности которые возникли ввиду снежных запасов в лесу, тоже анализируются с помощью коэффициента переменчивости.

Предлагается:

Метод, которым исполняется правильности и возможность получения полных статистических данных, и

Косвенный метод, для определения снежных запасов на ближайших областях: – с помощью зимних климатических особенностей – с помощью коэффициента переменчивости.

S u m m a r y

Criteria for the full representation of statistic data on the snow supplies in the catchment areas, system of the snow measuring points, number of points, distribution of points, are analysed by means of the coefficient of variation and structural function.

Accuracy of statistic data on the snow supply, errors, due to the sistem of snow measuring points, the field obstacles, the way how the parametres of snow supply are measured: the total of snow precipitations, the hight and the density of the snow cover; inaccuracies caused by the forest snow supply are analysed also by means of the coefficient of variation.

Method how to improve the accuracy and of having available full representative statistical data and

Indirect methods how to determine the supplies of snow in the catchment areas: – by means of the winter climatic characteristics – by means of the variation coefficient, are proposed.

Снежный покров – явление, обладающее большой динамичностью, подвергающееся быстрым изменениям в пространстве и времени. Он изменяется под действием как внешних так и внутренних факторов. Знание закономерности количественной стороны этих изменений является важным условием рациональных методов для получения статистических данных о снегозапасах в бассейне и тем самым для получения надежного прогноза весеннего стока.

Изменчивость снегозапасов в практике выражается в двух статистических показателях:

в коэффициенте вариации,

в структурной функции.

Коэффициент вариации C_v :

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{x}} = \frac{1}{\bar{x}} \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad /1/$$

Структурная функция:

$$b_x(y) = \frac{1}{n} \sum (x_{yk} - x_{yi}) \quad /2/$$

Коэффициент вариации выражает изменчивость явления на данном месте в одном данном моменте (рис. 1). Напр. изменчивость снегозапасов в бассейне A во времени (моменте, в сутки) T. Это, следовательно, статический показатель.

Напротив этого структурная функция позволяет

выразить изменчивость явления при изменении времени или пространства. Напр. изменчивость высоты снежного покрова за зимний период /рис. 2/.

Каждой из этих форм, выражающих изменчивость явления, свойственно специфическое практическое применение, от чего и зависит их выбор при решении разнообразных задач. Напр. коэффициент вариации можно практически применять:

а/ Для установления числа измерений n, которое позволяло бы получить результат требуемой точности:

$$n = 10^4 \frac{t_\alpha^2 C_v^2}{\delta_\alpha^2 (\%)} k \qquad /3/$$

где:

$$k = \frac{1+r}{1-r} \qquad /4/$$

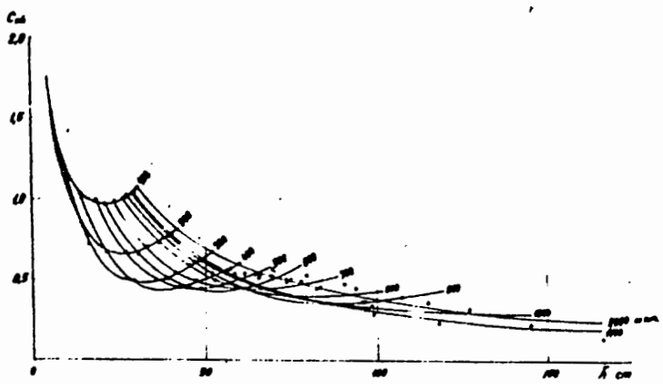


Рис. 1. Коэффициент вариации высоты снежного покрова на территории Словакии (28 февраля 1852 года, номера кривых выражают высоту территории над уровнем моря).

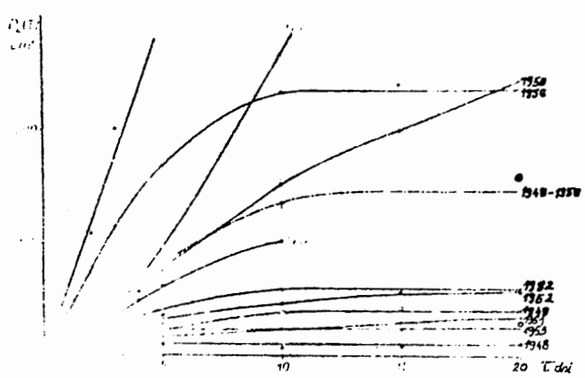


Рис. 2. Временная структурная функция высоты снежного покрова (Осадкомерная станция Каменица над Цирохой, 1948 - 1958 гг.).

Здесь r обозначает коэффициент корреляции между величинами, измеренными в соседних пунктах (графическое изображение уравнения 3 на рис. 3).

Для того, чтобы получить репрезентативный результат, необходимо выбрать достаточно большое число измерений. Обычно располагают определенным постоянным числом измерений (данных), т.е. независимо от того, сможет ли это число полностью обеспечить предписанную точность результата или нет. Это дано сетью осадкомерных станций, число которых постоянное. Иногда этого числа данных хватит, иногда нет. Для более важных задач, особенно для прогнозов сеть не дает достаточного числа данных. Документировать можно это на конкретном примере /рис. 4/.

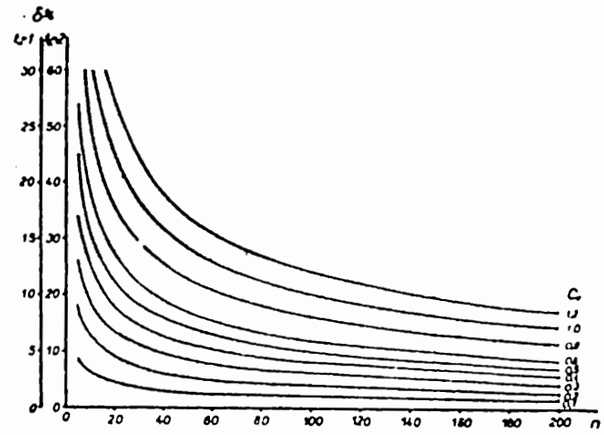


Рис. 3. Число измерений исследуемой величины в зависимости от коэффициента вариации c_v, точности результата δ /о/о/ и вероятности превышения ошибки α

На этом графике линия $\bar{h}_S$ представляет среднюю высоту снежного покрова целого исследуемого бассейна, вычисленную из точечных данных 15 осадкомерных станций. Линия $\bar{h}_k$ - средние высоты снежного покрова, полученные подробными контрольными измерениями. Из этого видно, что с ростом коэффициента вариации $C_v h$ высоты снежного покрова в целом бассейне возрастает ошибка полученных данных, доходящая до 70 процентов фактической величины.

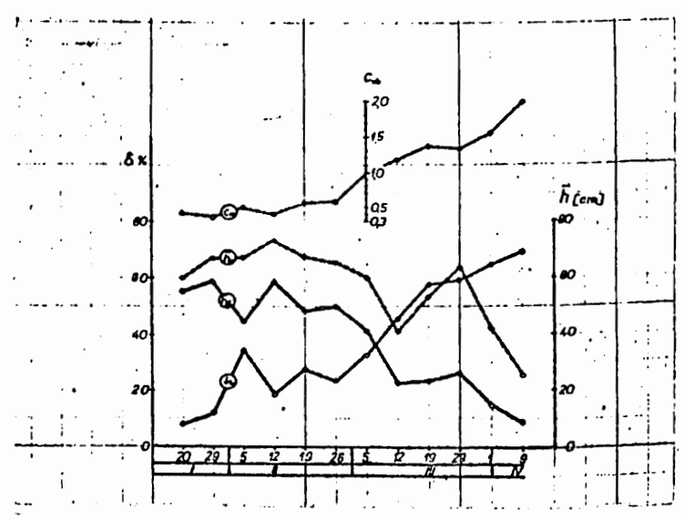


Рис. 4. Ошибка /δ %/ средней высоты снежного покрова в бассейне Оравы до Оравской плотины.

б/ Коэффициент вариации является также необходимым компонентом метода для рационального определения горизонтального и вертикального расстояния станций /рис. 5/.

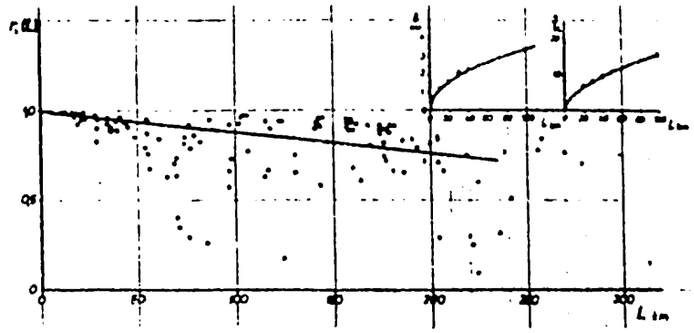


Рис.5. Коэффициент корреляции средней высоты снежного покрова $r_A(L)$ в зависимости от пространственного интервала L /км/. / Средняя высота снежного покрова, вычисленная из данных, полученных группами осадкомерных станций на высоте 400 метров над ур.м. на территории Словакии 28 февраля за 1952 - 1965 гг.).

$$\delta(\%) = 10^2 C_{vc} \sqrt{1 - \frac{2r_1}{1+r_2}} \qquad /5/$$

Здесь обозначает C_{vc} - коэффициент вариации в точке C /рис. 6/.

r_1 - коэффициент корреляции между значениями исследуемого параметра в точках А и С или В и С.

r_2 - коэффициент корреляции между величинами в точках А и В.

Можно было бы привести многие другие возможности применения коэффициента вариации.

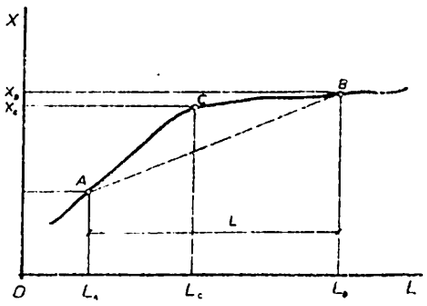


Рис. 6. Схема линеарной интерполяции.

Структурная функция в качестве дальнейшего показателя изменчивости явления может быть использована с одной стороны в некоторых случаях для тех же самых целей как и коэффициент вариации, с другой стороны также для других целей, которым соответствует лишь структурная функция:

а/ В качестве показателя точности статистических данных /рис. 7,8,9/. Величина случайных ошибок представлена в виде отрезка линии А, равняющегося расстоянию от начала осей до точки пересечения линии структурной функции с ординатой. В случае незагруженности случайными ошибками измерением полученных данных, действовало бы условие, что разность двух величин, полученных измерением в том же самом пункте или в том же самом моменте равняется 0, вследствие чего нулевую величину представляла бы и структурная функция:

$$b_x(y) = \frac{1}{n}\sum\left(y_k - y_k\right)^2 = 0 \qquad /6/$$

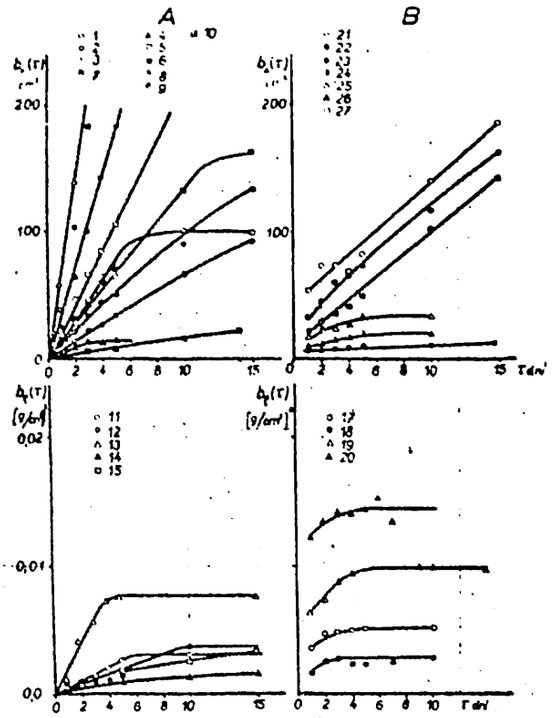


Рис.7. Временная структурная функция $b_x(\tau)$ и плотности $b_p(\tau)$ снежного покрова по данным, полученным измерением:

А - постоянной снегомерной рейкой

В - переносной снегомерной рейкой

/номера 1-27 обозначают места измерений на территории и вне территории ЧССР/.

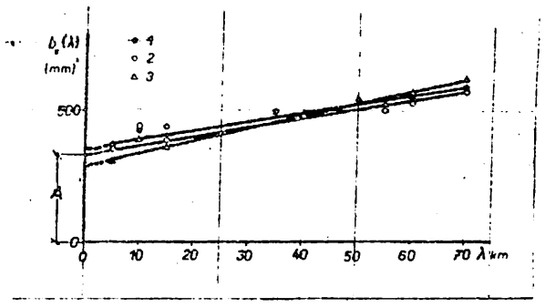


Рис.8. Пространственная структурная функция январской общей суммы осадков на территории ЧССР, на высоте 400 м.н.ум. /1-1951, 2-1952, 3-1953/.

Из рисунков 7,8,9 видно, что данное условие в многих статистических рядов не исполнено. Это сигналиаирует ту действительность, что в статистических данных имеются случайные ошибки. Величина средней случайной ошибки определяется отношением:

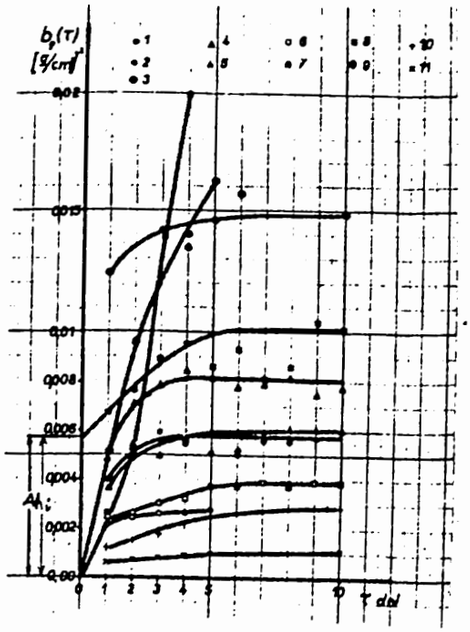


Рис.9. Временная структурная функция плотности снежного покрова $b_\rho(\tau)$ /номера 1-11 обозначают места измерений на и вне территории ЧССР/.

$$A = 2\sigma_\delta^2 \qquad /7/$$

где σ_δ является стандартным отклонением случайных ошибок, загружающих измеренные данные. Структурная функция из статистических данных, загруженных случайными ошибками, имеет, следовательно, форму:

$$b_x(y) = \frac{1}{n}\sum(y_k - y_i)^2 + A \qquad /8/$$

или:

$$b_x(y) = \frac{1}{n}\sum(y_k - y_i)^2 + 2\sigma_\delta^2 \qquad /9/$$

б/ В качестве дальнейшего примера применения структурной функции приводим исчисления временного или пространственного интервала между двумя измерениями, чтобы интерполяцией измеренных величин получить промежуточные величины /рис. 6,10/.

Величина ошибки данных, полученных интерполяцией, вычисляется из отношений:

$$\sigma_x^2(y) = \frac{1}{6} b_x(y) \qquad /10/$$

Если исследуемый отрезок линии структурной функции линеарный, или:

$$\sigma_x^2(y) = \left[\frac{2}{(a+1)(a+2)} - \frac{1}{6}\right] b_x(y) \qquad /11/$$

если исследуемый отрезок линии структурной функции криволинейный.

Величина a -экспонент в аналитическом отношении, выражающем исследуемый отрезок структурной функции:

$$b_x(y) = \frac{A}{2} + By^a \qquad /12/$$

В настоящем докладе ввиду вышеуказанного значения знания количественного выражения изменчивости снеговапасов приводим несколько познаний о коэффициенте вариации параметров снеговапасов высоты и h плотности ρ снежного покрова. Эти сведения были получены в Институте гидрологии и гидравлики САН в Братиславе на основе широких экспериментальных работ.

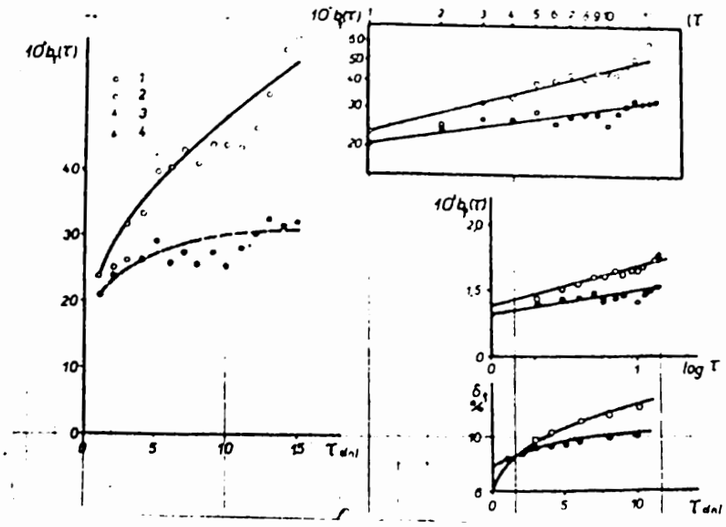


Рис.10. Временная структурная функция, абсолютная и относительная ошибка интерполяции плотности снежного покрива (Поважска Бистрица, 1967 г.)

1 - из одноточечных данных
2 - из средних величин.

Величина коэффициента вариации C_v снеговапасов является функцией многих факторов, главным образом:

- абсолютной величины исследуемого параметра $\bar{x}$
- амплитуды А между максимальной и минимальной величиной статистического ряда, из которого вычисляется среднее арифметическое $\bar{x}$ Крайние величины статистического ряда можно заменить тоже крайнимы высотами исследуемой области H макс, H мин н.у.м
- характера атмосферической циркуляции за зимний период, особенно температуры воздуха: и ветренности
- вегетационного покрова района:

Итак можно написать общее причинное отношение коэффициента вариации снеговапасов на территории:

$$C_{vx} = \phi\left[\bar{x}, A, f(t\, t_d), v_t, v_{eg}, \cdots\right] \qquad /13/$$

Здесь обозначает: v_t - ветренность
v_{eg} - вегетационный покров местности

Приведенное отношение можно выразить генетически и статистически.

Абсолютная величина параметра $\bar{x}$ проявляется так, что с ее нарастанием понижается величина коэффициента вариации /рис. 11/.

Если на рис. 11 выразим тоже разделение C_{vh} при отдельных значениях высоты снежного покрова h /рис. 12/, то наблюдаем одновременно, что с ростом исследуемого параметра снеговапасов уменьшается не только абсолютная величина, но также разброс коэффициента вариации.

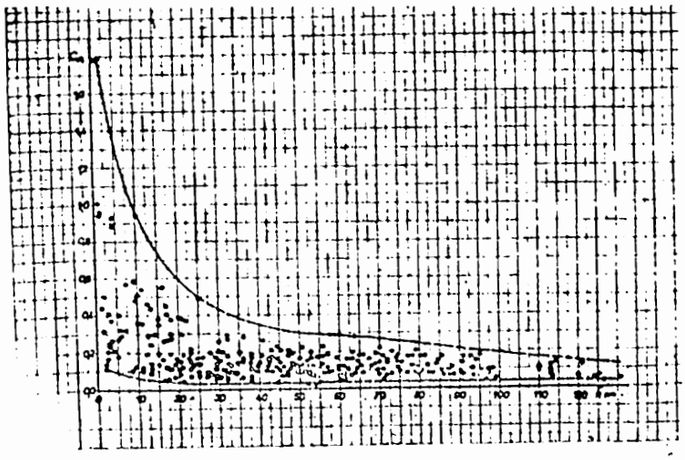


Рис.11. Зависимость коэффициента вариации от абсолютной величины параметра (бассейн Оравы по профиль Оравской плотины - 1967/68 г.)

1 - величины в месяцах ноябре и декабре
2 - величины в месяцах январе, фебрале и марте

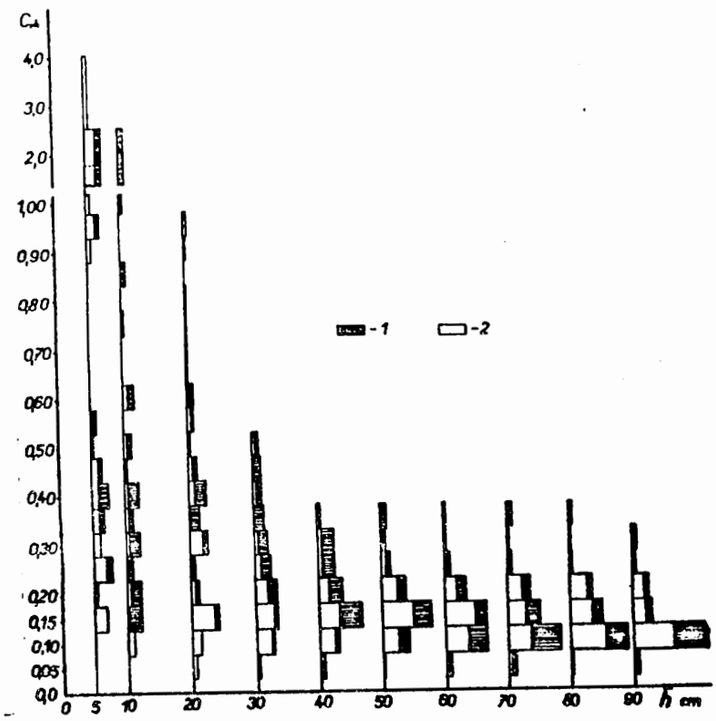


Рис.12. Разделение $C_v h$ в зависимости от величины снежного покрова (бассейн Оравы по профиль Оравской плотины, 1967/68 г.)

1 - лес
2 - открытое пространство

Абсолютная величина $\bar{X}$ снегозапасов в пространстве однако может представлять собой среднее арифметическое разнообразного статистического ряда данных: напр. с малой или большой амплитудой между самым большим и самым малым членом статистического ряда.

Обычно чем больше исследуемая область и чем выше амплитуда между высотами над ур.м. наиболее высоко и наиболее низко расположенной исследуемой местности, тем больше и амплитуда (или σ) между крайними величинами статистического ряда, тем самым больше и величина C_v (рис. 1). Из рис.1 видно, что максимальная величина $C_v h$ приходит на высотную зону территории Словакии, где минимальная высота территории составляет H = 100 м над ур.м. Постепенно при исследовании высотных зон с выше положенной нижней границей понижается величина $C_v h$.

Из рис. 12 видно также влияние дальнейшего фактора на коэффициент вариации высоты снежного покрова - влияние леса. Величины $C_v h$ в лесу (в данном случае в спелом еловом лесу) меньше, чем в открытом необлесненном пространстве.

Коэффициент вариации высоты снежного покрова увеличивается в зависимости от того, в какой мере данное место подвергается действиям ветра, до какой меры остается незащищенным от ветра /рис.13/.

Поэтому территории, которые из-за своей морфологии и климатических условий слабо защищены от ветра /рис. 14/ обладают большей величиной C_v снегозапасов. Поэтому они требуют большего числа снегомерных пунктов или станций,чем сильнее от ветра защищенные районы. Самые высокие значения $C_v h$ снегозапасов характерны для горных и высокогорных обезлесенных или выше предела леса находящихся хребтов.

На величину коэффициента вариации снегозапасов на территории отчетливо влияет характер атмосферической циркуляции.Особенно сумма средних суточных температур за зимний период находится в очевидном отношении с коэффициентом вариации снегозапасов на территории /рис. 15/. Поэтому при помощи этого отношения можно косвенно определить величину $C_v h$ исследуемого пространства. Это имеет грандиозное практическое значение. Преобразованием уравнения /1/ получается, следовательно, эмпирическая форма для расчетов C_v :

$$C_v = a \frac{x_{max} - x_{min}}{\bar{X}} \qquad /14/$$

или

$$\bar{X} = a \frac{x_{max} - x_{min}}{C_v} \qquad /15/$$

Из этого отношения вытекает, что среднюю величину снегозапасов можно получить тогда, когда измерением установим максимальную и минимальную величину снегозапасов на территории и если нам знакома величина эмпирического коэффициента a . Максимальная а также минимальная величина снегозапасов, как правило, ежегодно имеет место в тех же самых областях бассейна, в этих местах [illegible] осуществлять ежегодно измерение [illegible] величина [illegible] является [illegible]

стоянной величиной для испытуемой области (таблица 1).

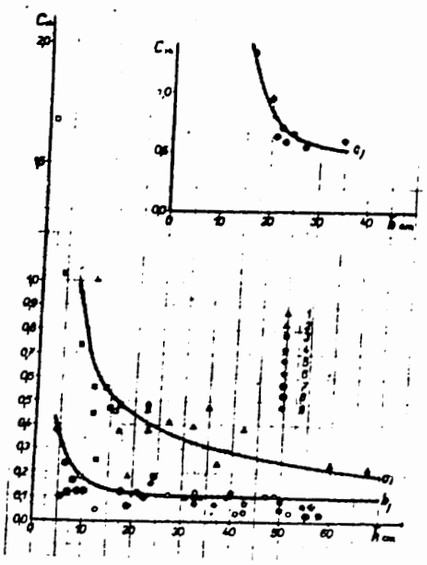


Рис.13. Влияние абсолютной величины снежного покрова и ветра на коэффициент вариации
Места: 1 - 4 - незащищенные от ветра
5 - 8 - защищенные от ветра

Исходя из графического выражения отношений между C_{vh} и действующими на них факторами, можно сказать, что приобретает величины:

- если снежный покров сплошной:
  - на месте, защищенном от ветра:
    C_{vh} = 0,10 - 0,25
  - на месте, незащищенном от ветра:
    C_{vh} = 0,20 - 0,50
- если снежный покров не сплошной (во время снеготаяния):

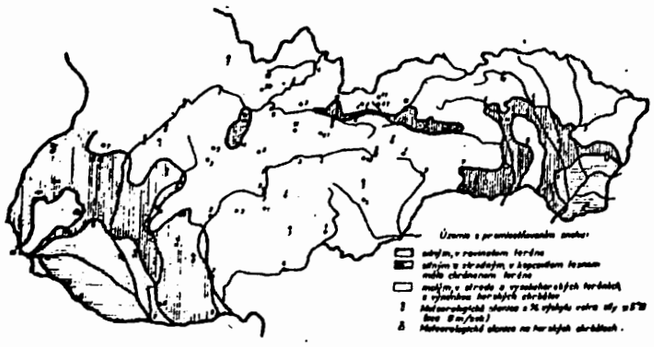


Рис.14. Регионализация территории Словакии по степени влияния ветра на изменчивость снежного покрова

1 - большая изменчивость, в плоской местности
2 - Средняя-большая изменчивость, в холмистой малооблесненной местности
3 - малая изменчивость, в средне- и высокогорной местности
4 - метеорологическая станция 3% наличия ветра силы ≥ 5 / 9 м/с /

Величины коэффициента вариации плотности снежного покрова $C_{v\rho}$ колеблются в небольшой амплитуде, они существенно ниже величин коэффициента вариации высоты снежного покрова C_{vh}. Это вытекает из самой физической природы плотности снежного покрова: у последней нет нулевой величины; минимальная плотность снежного покрова с того момента, когда станем практически интересоваться ей с точки зрения гидрологии не ниже, чем 0,15 г/см^3; максимальная плотность практически не превышает величину 0,6 г/см^3. Если по отношению:

$$C_{v\rho} = a\,\frac{\rho_{max} - \rho_{min}}{\bar{\rho}} \qquad /16/$$

возьмем a = 0,25 ρ_{max} = 0,6, ρ_{min} = 0,15, потом:

$$C_{v\rho} = 0{,}25\,\frac{0{,}60 - 0{,}15}{0{,}375} = 0{,}30$$

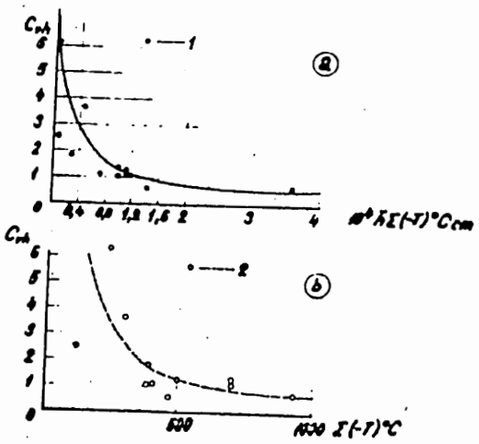


Рис.15. Отношение C_{vh} и $\sqrt{\Sigma(-t_d)}$, или $\bar{h}\,\Sigma(-t_d)$
(территория Словакии ко дню 28 февраля за 1951 - 1966 гг.)

Между C_{vh} и $C_{v\rho}$ существует отношени /рис. 16/. Величины $C_{v\rho}$ колеблются, следовательно, в диапазоне 0,05 - 0,30 и можно их определить, если нам знакомы значения C_{vh} по эмпирическому отношению, данному формой кривой линии на рис. 16:

$$C_{v\rho} = a(1 - e^{b C_{vh}}) \qquad /17/$$

По нашим наблюдениям параметр a = 0,18, b = -6. Если выразим отношение

$$\frac{C_{vh}}{C_{v\rho}} = k \qquad /18/$$

то величина коэффициента k находится в зависимости от C_{vh} :

Таблица 2

C_{vh}	0,10	0,20	0,3o	0,40	0,50	0,60	0,70	1,00
$C_{v\rho}$	0,08	0,13	0,15	0,16	0,17	0,175	0,18	0,18
k	1,25	1,55	2,00	2,5	2,95	3,45	3,90	5,5

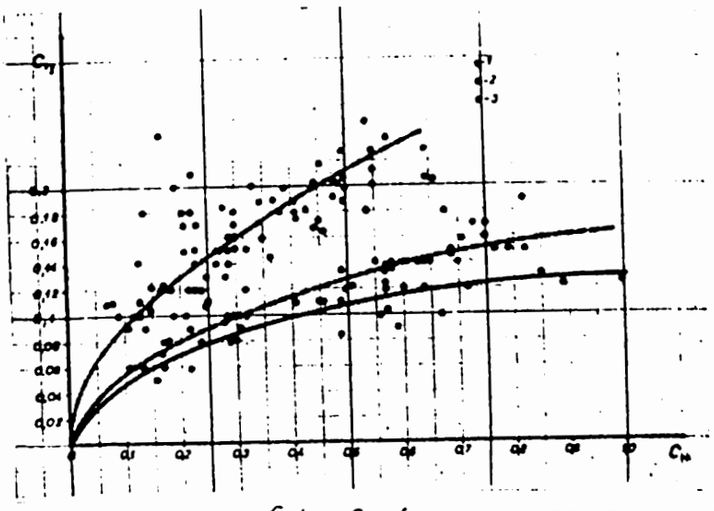


Рис.16. Отношение C_{vh} и C_{vp} (по данным, полученным на территории Словакии.

Список графических условных знаков:

a - параметр, коэффициент, показатель степени

A - амплитуда, коэффициент, величина ошибки (рис. 8,9)

$\overset{B}{x}(y)$ - структурная функция, выражающая зависимость параметра x снежного покрова от пространственного или временного параметра

B - коэффициент

C_v или C_{vh} или C_{vp} коэффициент вариации, или коэффициент вариации высоты или плотности снежного покрова

e - основа натуральных водоритмов

f - условный знак функции

k - коэффициент

l - расстояние

L - расстояние

n - число членов статистического ряда

r - коэффициент корреляции

t или t_α - число Студента, или число Студента при вероятности α

t_d - средняя суточная температура воздуха

x - ось в системе координат

- общее обозначение параметра снежного покрова

y_k или x_{yc} - величина параметра снежного покрова в пространственном или временном интервале y^k или y_i

$\bar{x}$ - среднее арифметическое статистического ряда параметра x

α - вероятность превышения ошибки результата в дроби или проценте

δ - ошибка результата

σ - стандартное отклонение

σ_δ - стандартное отклонение случайной ошибки

τ - символ расстояния

ρ - плотность снежного покрова г/см^3

τ - условный знак времени

Φ - условный знак функции

Литература

1. Kaczmarek Z.: Snow cover basic principes of network design /International symposium on design of hydrometeorological networks-AYAS.-publ. number 67-68, 1965 - Quebec/

2. Kozlik V.: Variabilita zasoby snehu na uzemi /Vodohospodarsky časopis SAV-1/1968 - Bratislava/

3. Kozlik V.: La couche de neige et sa mesure au-dessus de la zone porestière /publ.no. 69 de A.Y.H.S./

4. Kozlik V.: Zur Frage der Messmethode bei der Beobachtung der Schneeverhältwisse /Meteorologie-ČSAV-1964-Prag/

5. Гандин Л.С.: Задача об оптимальной интерполяции /Труды ГГО - 99/ 1959 - Ленинград/

6. Каган Р.Л.; Лайхтман Л.Л.: О выборе оптимальной методики снегосъемок /Труды ГГО-112/ 1960 - Ленинград/

7. Куэмин П.П.: Формирование снежного покрова и методы определения снегозапасов /Гидрометеоиздат, 1960 - Ленинград/

8. Kozlik V.: Notions relatives aux recherches sciantifiques représentatives /Publ. no.67 - 68 de A/Y/HS - Quebec - 1965 /.

GRAPHO-ANALYTICAL METHOD FOR FORECASTING THE MAXIMUM DISCHARGE AND TRAVEL TIME OF THE FLOOD PEAK

By STEVAN J.PROHASKA, c.eng.
Federal Hydrometeorological Institute, Beograd, Yugoslavia

Р е з ю м е

Используя основные дифференциальные уравнения по неравномерному течению, уравнения континуальности и динамические уравнения, а узнавая геометрические элементы - гидрограм слияния данный по фазам вдоль течения, гидрограм истечения вычисляется на конце течения. Вычисленный выпуск на выходном профиле является функцией выходного профиля, времени пройденного пути и геометрических элементов.

Эту функцию можно представить с целой группой кривых, которые в зависимости от времени и их развитие, представляет выпуск вдоль течения. Время пройденного пути гребена волны является как временной разницей между явлениями максимального выпуска на входном и выходном профиле течения.

Для некоторых чисел затопительных волн с различной амплитудой был получен сноп кривых за минимальный выпуск и времени пройденного пути гребена волн, когда знается только амплитуда гидрограма слияния.

S u m m a r y

Using the basic differential equation for unsteady flow, the continuity equation and the dynamic equation, and knowing the geometric elements-the inflow hydrogram, the records of stages along the stream, the outflow hydrogram at the end of the reach has been calculated. The calculated discharge in the outlet profile is a function of the inlet hydrogram, the time of travel, and the geometric elements.

This function may be represented by a family of curves depending on the time, their envelope representing the discharge along the stream. The time of travel of the peak of the wave is the time difference between the appearance of the maximum discharge at the inflow and the outflow profile of the reach.

For a number of flood waves with different amplitude, a bundle of curves for the maximum discharge and the time of travel of the wave peak along the reach has been obtained. These curves permit the forecasting of the maximum discharge and the time of travel of the wave peak, when only the amplitude of the inflow hydrogram is known.

A series of procedures have been developed for the computation of the deformation of a flood wave, the researche having been crientated primarly in two directions: a) an increase in the accurracy of the calculations and b) practical engeneering methods allowing a more rapid evaluations. This report exposes a grapho - analytical method for the computation (forecasting) of the maximal discharge and the time of travel of the peak of the wave along the stream, with transformation of the wave, by application of a beforehand calculated nomogram.

Nomograms are obtained as a result of the solution of partial differential equations of the unsteady flow, the equations of continuity and the dynamic equations. The mathematical solution of the fundamental differential equation of the unsteady flow is very complicated, but by substituting the differentials by finite differencies the solution is obtained by a very simple manner.

The method is applicable to plains rivers without lateral inflow. For the construction of the nomogram it is necessary to know the hydrogram and nivograms on different river gauge stations, for a certain number of flood-waves, as well as geometric elements of the river bed.

The equation for unsteady flow being:

a) cnntinuity equation

$$dQ\,dt = dV$$

or

$$(\bar{Q}i - \bar{Q}o)\,dt = dV = V_2 - V_1$$

where

t_1 - time

$dt = t_2 - t_1$ - interval time

$\bar{Q}_i$ - mean discharge at inlet in the interval dt

$\bar{Q}_o$ - mean discharge at outlet in the interval dt

$d\bar{Q} = (\bar{Q}_i - \bar{Q}_o)$ increase of the discharge in the interval dt

V_2 - the volume of the storage at time t_2

V_1 - the volume of the storage at time t_1

$dV = V_2 - V_1$ - increase of the storage volume in the interval dt.

For the solution of the equation (1) it is necessary to know the relationship between discharge and storage $V = f(Q)$. But determination of functional relationship between discharge and volume of storage represents a particular problem, so to justifie the introduction (in the equation 1) of the variation of volume dV for a determined interval of time. The volume variation is determined by the knowledge of nivograms along the stream and the geometric elements of the river bed:

$$dV = \iint B(zL)\, dz\, dL$$

where

B(tl) - width of the water surface at the time considered

dz - increas in water level in the time interval dt

dL - length of the reach

If equation (2) is introduced in modified equation (1) the equation of continuity is obtained in the form

$$(\bar{Q}_i - \bar{Q}_o)\, dt = \iint B(zL)\, dz\, dL$$

b) The fluid motion equation is utilized in the form

$$\frac{1}{2}\frac{dv}{dt} + \frac{v}{g}\frac{dv}{dL} + \frac{dh}{dL} = i_o - i_f$$

where

dv - variation of velocity in the time dt

v - velocity of flow

dh - depth variation

g - gravity constant

i_o - bed slope

i_f - friction loss in the Chezy formula

$$i_f = \frac{v^2}{C_f^2 R}$$

C_f - Chezy coefficient

R - hydraulic radius

z - elevation m.s.l.

For slow rivers, with valocity of flow very low, the member for inertial forces $\frac{1}{g}\frac{dv}{dt}$ (in the movement equation) is very little in relation to the member for friction $\frac{v^2}{C_f^2 R}$ can be neglected as well as $\frac{v}{g}\frac{dv}{dL}$. So the equation of motion is reduced to the Chezy equation

$$\frac{dz}{dL} = \frac{v^2}{C_f^2 R} \qquad (4)$$

In the equation of the volume variation, the equation of motion is included through variation of level, so the whole computation consists in the solution of the equation (3). Its final solution can be obtained in several manners. In this study the equation (3) is been transformed by substituting the differentials by finite differences in

$$(\bar{Q}_1 - \bar{Q}_o)\ \Delta t = \frac{\bar{B}(\bar{z}_2) + \bar{B}(\bar{z}_1)}{2}(\bar{z}_2 - \bar{z}_1)\Delta L \qquad (3a)$$

where

$\bar{B}(\bar{z}_2)$ - width of water surface in the middle of the section at time t_2

$\bar{B}(\bar{z}_1)$ - width of water surface in the middle of the section at time t_1

$\bar{z}_1$ - evaluation m.s.l. in the middle of the section at time t_1.

Δt - final time increase

ΔL - length of the section

As can be seen from the equation (3a), the general solution of the equation (3) may be found in the form:

$$Q = f(Q_1, B, z, L, t) \qquad (5)$$

where

Q - function of the flow along the stream

Q_1 - limite function of the flow at inlet profile.

The function (5) may be represented as a family of curves depending on the parameter t (Fig.1). The envelope of the curves represents the maximum discharge along the stream. The equation of the envelope is to be obtained by differention of the function of the hydrogram with respect to parameter t. Putting the first derivate equal to zero, the parameter t can be calculated, and putting the obtained value in equation (5), the equation (6) for the maximum discharge along the stream becomes:

$$\frac{dQ}{dt} = \frac{df(Q_1,B,L,z,t)}{dt} = 0 \rightarrow t = f_o(Q_1,B,z,L)$$

$$t \rightarrow f(Q_1,B,z,L,t)$$

it follows

$$Qmax = f_1(Q_1,B,z,L) \qquad (6)$$

The time of travel of the peak is the difference in time from the appearance of the peak at inlet and at outlet (Fig.2). The functions of the inflow and outflow being defined by

$$Q_i = f_2(Q_1,N,z,L,t)$$

and

$$Q_o = f_3(Q_1,B,z,L,t)$$

differenciating these functions and putting the first derivate equal to zero, one can obtain the time of appearance of the maximum discharge at the profile upstream.

$$\frac{dQ_i}{dt} = 0 = \frac{df_2(Q_1,B,z,L,t)}{dt} \rightarrow t_1 = f_4(Q_1,B,z,L)$$

and downstream

$$\frac{dQ_o}{dt} = 0 = \frac{df_3(Q_1,B,z,L,t)}{dt} \quad t_2 = f_5(Q_1,B,z,L)$$

The time of travel of the peak of the wave in then

$$T = t_2 - t_1 = f_6\,(Q_1,B,z,L) \qquad (7)$$

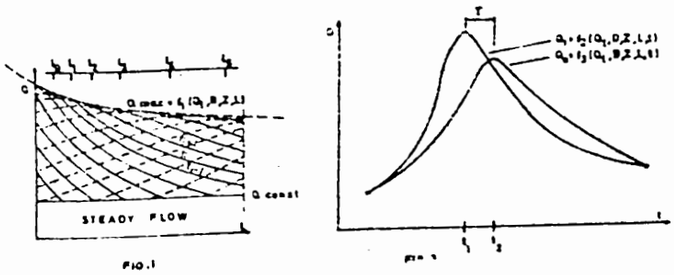


FIG.1

(The equations (6) and (7) would be designated by symbols Q = Q(L) reppectively T = T(L).

For practical solution of the equation (7) a graphical representation is utilized (Fig.1).The diagram of the variation of the discharge along the stream (Fig.1) shows the intensity of variation along the stream,that is it illustrates the dynamic of the motion of the flood wave, giving also the time and the velocity of propagation of the flood wave. An approximate value of the time of travel of the wave peak may be read from diagram as time difference from an appearance of the maximum at inlet profile and the outlet profile of the reach.For a more precise determination of the time of travel of the wave peak intersection points with the next curves, equation (5) have been utilized. The point of intersection represents the same discharge for a given time interval. The value of the peak is determined by the envelope of the family of curves at the distance (from the inlet profile) of the intersection point. For the calculation a very little interval of time being taken, it is assumed that the maximum appears at the middle of the time interval (Fig.3).

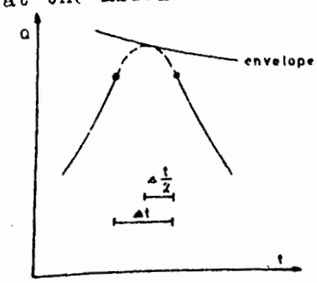


FIG.3

The position (distance) of the intersection point and the time of their appearance determine the velocity of the peak of the wave using the formule

$$v_i = \frac{l_i}{t_i}$$

where

v_i - velocity of the peak of the wave

l_i - distance between intersection points

t_i - time.

The entire reach presenting several intersection points giving velocities of the wave peak that are different, the mean velocity is obtained using the formula:

$$v_m = \frac{L \sum v_i}{L_i\, n} \qquad (8)$$

where

v_m - mean velocity of the peak of the wave

L - length of the reach

L_i - distance from the inlet profile to the least intersection point - respectively $L_i = \sum l_i$

v_i - velocity of the wave peak

n - number of intersection points.

The travel time of the wave peak is defined by the relation

$$T = \frac{L}{v_m} \qquad (9)$$

where

T - time of travel of the wave peak.

For a certain number of flood waves of different amplitude of the inlet hydrogram the curves for maximal discharge Q = Q(L) and time of travel T = T(L) are calculated. By plotting in one system of coordinates all the curves, Q = Q(L) and on another T = T(L) the nomogram I is obtained. They show the variation of the maximum discharge or the time of travel of the wave peak along the river reach in function of the amplitude of the inlet hydrogram (Fig.4). Nomogram I gives the values of the variation of the maximum discharge and the time of travel of the wave peak a the existant hydrometric stations on the considered reach, thus permitting the construction of the nomogram II.

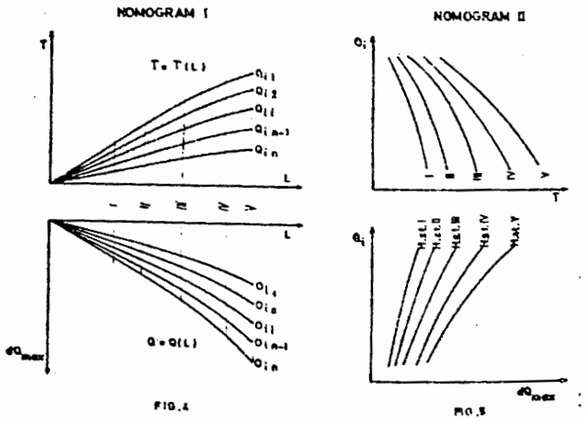


FIG.4 FIG.5

The nomogram II indicates the existance of a relationship between the amplitude of inflow hydrogram and the variation of the maximum discharge, as well the time of travel of wave peak along the reach.

The forecasting is essentially reduced to a direct utilization of the mentioned nomograms I and II. At the moment of appearance of the maximum discharge in the inlet profile, by knowing its amplitude a forecast is effected for the maximum discharge and the time of travel of the peak at hydrometric stations, utilizing nomogram II. If these values are plotted on the nomogram I a forecast is made for the position of the lines Q= Q(L) and T = T(L), that is for the transformation of the amplitude and the time of travel of the wave peak along the stream.

Note.

Where a functional relation between the dis-

charge and the water level exists, the method can be applied to forecasting the transformation of the amplitude of the flood wave utilizing the water levels by construction of nomogram $z_i - dz_{max}$ and $z_i - T$.

APPLICATION OF THE METHOD

The method has been applied to the river Tamish at the reach Jasha Tomic - Botosh of a total length of 32.000 m. This reach of river is characterized by the tranquil flow, and is protected against lateral inflow by embankments. For the calculation of the nomogram a period is taken for which exist measurement records (that is since 1921). The most critical waves with amplitudes of the inflow hydrogram ranging from 380-1.040 m^3 /s. have been selected. For the purpose of calculation of the discharge along the river the reach is been divided in six sections. Their limits were choosen so its be approximatily of equal length and their ends coincide with the hydrometric stations. Nivograms in the middle of the sections are obtained by interpolating nivograms at section ends.

For all waves whose amplitudes inlet hydrogram range from 380 m^3/sec to 1.040 m^3/sec, outlet hydrogram have been calculated according to equation (3a) for all the six sections. Graphical presentation of the results for february flood wave in 1966 is shown in the (Fig.6) with a graphic al representation of the equation (5) for this wave (Fig.7). For the same waves time of travel for the peak have been calculated also using the equation (9). The variations of the maximum discharge and the time of travel of the wave are given in form of nomogram I (Fig.8). Nomogram II (Fig.9), indicating direct dependence between the amplitude of the inlet hydrogram and the variations of the maximum discharge respectively the time of travel of the wave peak, have been prepared for all the hydrometric stations on the reach (Shurjan, Boka, Sechanj, Neuzina and Botosh). The interpolation of the nomogram I is been effected using the nomogram II and complete nomograms Ia are obtained, whose dispasons are limited now (numerically) with entire values of the amplitudes of the inlet hydrogram (Fig.10).

For a flood wave with amplitude of the inlet hydrogram (Jasha Tomic) of 850 m^3/sec, following values of the variation of maximum discharge (resp. amplitude) and time of travel of the wave peak at hydrometric stations have been forecasted using the nomogram II:

Station	ΔQ_{max} m^3/s	Q_{max} m^3/s	t sec
Shurjan	42	808	13.000
Boka	54	796	18.500
Sechanj	72	778	28.500
Neuzina	112	738	46.500
Botosh	123	727	55.550

The position of the forecasted lines Q=Q(L) and T = T (L) are presented on the nomogram Ia (Fig.10) with dotted lines.

References

Tchertousov, Hydrolics, special corse 1962.

Bata G., General numerical solution of surge-wave propagation in open channels, Beograd, 1962.

Kushkatirovic D., Unsteady flow in open channels, Beograd, 1964.

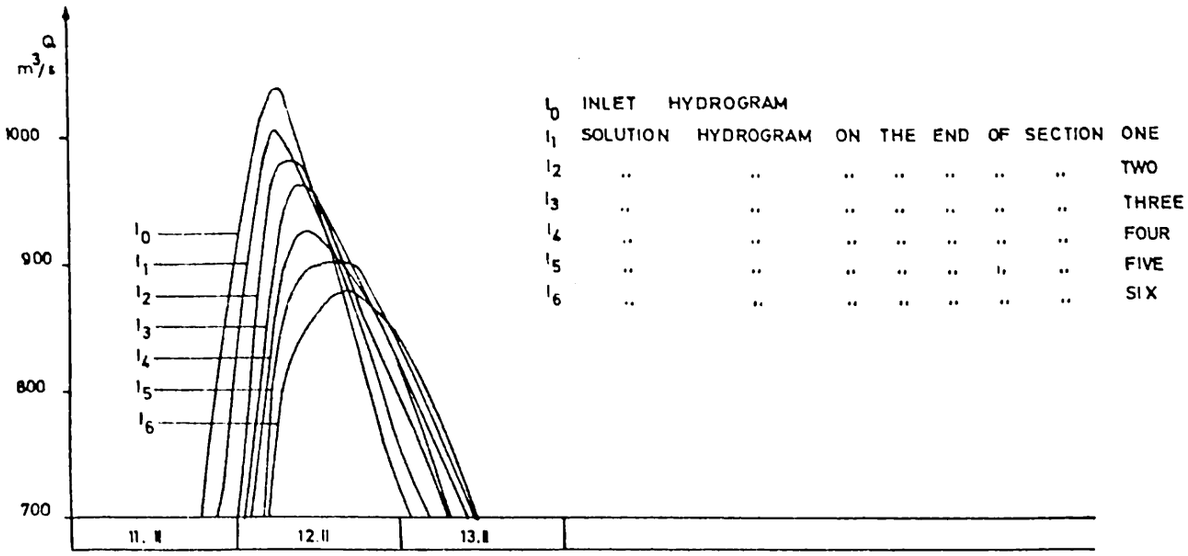

Q
m³/s
1000
900
800
700
I0 INLET HYDROGRAM
I1 SOLUTION HYDROGRAM ON THE END OF SECTION ONE
I2 .. .. TWO
I3 .. .. THREE
I4 .. .. FOUR
I5 .. .. FIVE
I6 .. .. SIX
11. II
12.II
13.II

FIG. 6

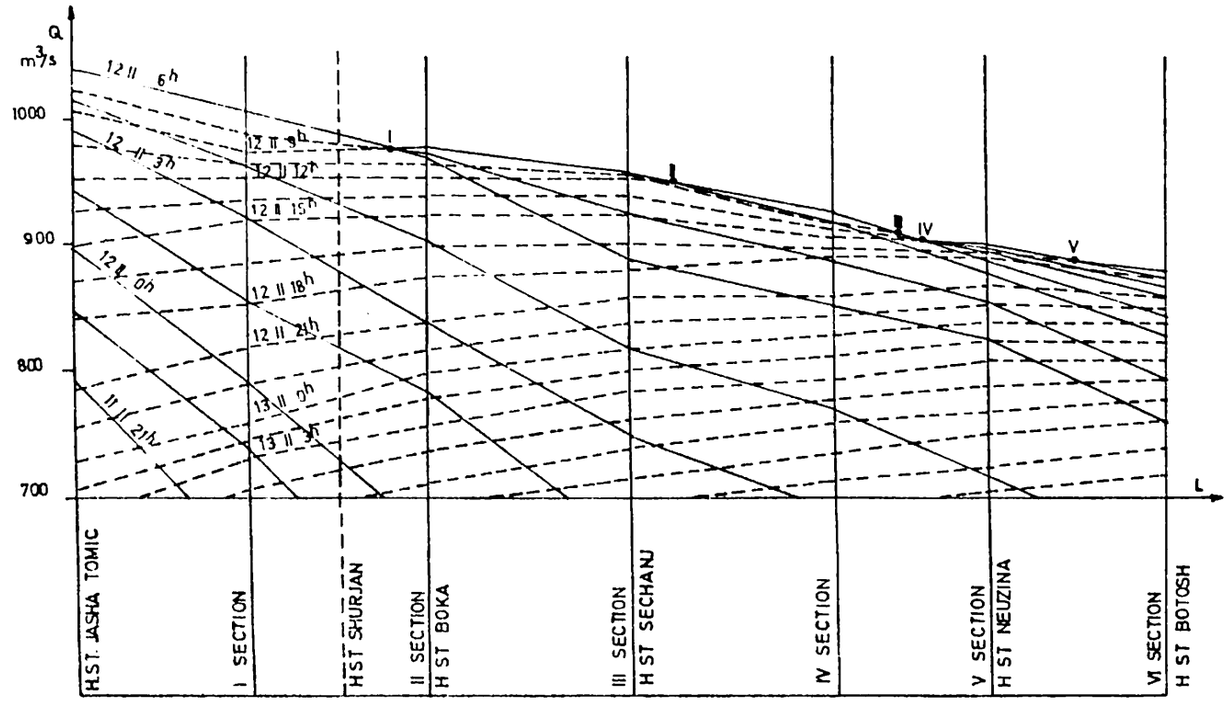

Q
m³/s
1000
900
800
700
12 II 6h
12 II 9h
12 II 12h
12 II 15h
12 II 18h
12 II 21h
13 II 0h
13 II 3h
11 II 21h
I
II
III
IV
V
L
H.ST. JASHA TOMIC
I SECTION
H ST SHURJAN
II SECTION
H ST BOKA
III SECTION
H ST SECHANJ
IV SECTION
V SECTION
H ST NEUZINA
VI SECTION
H ST BOTOSH

FIG. 7

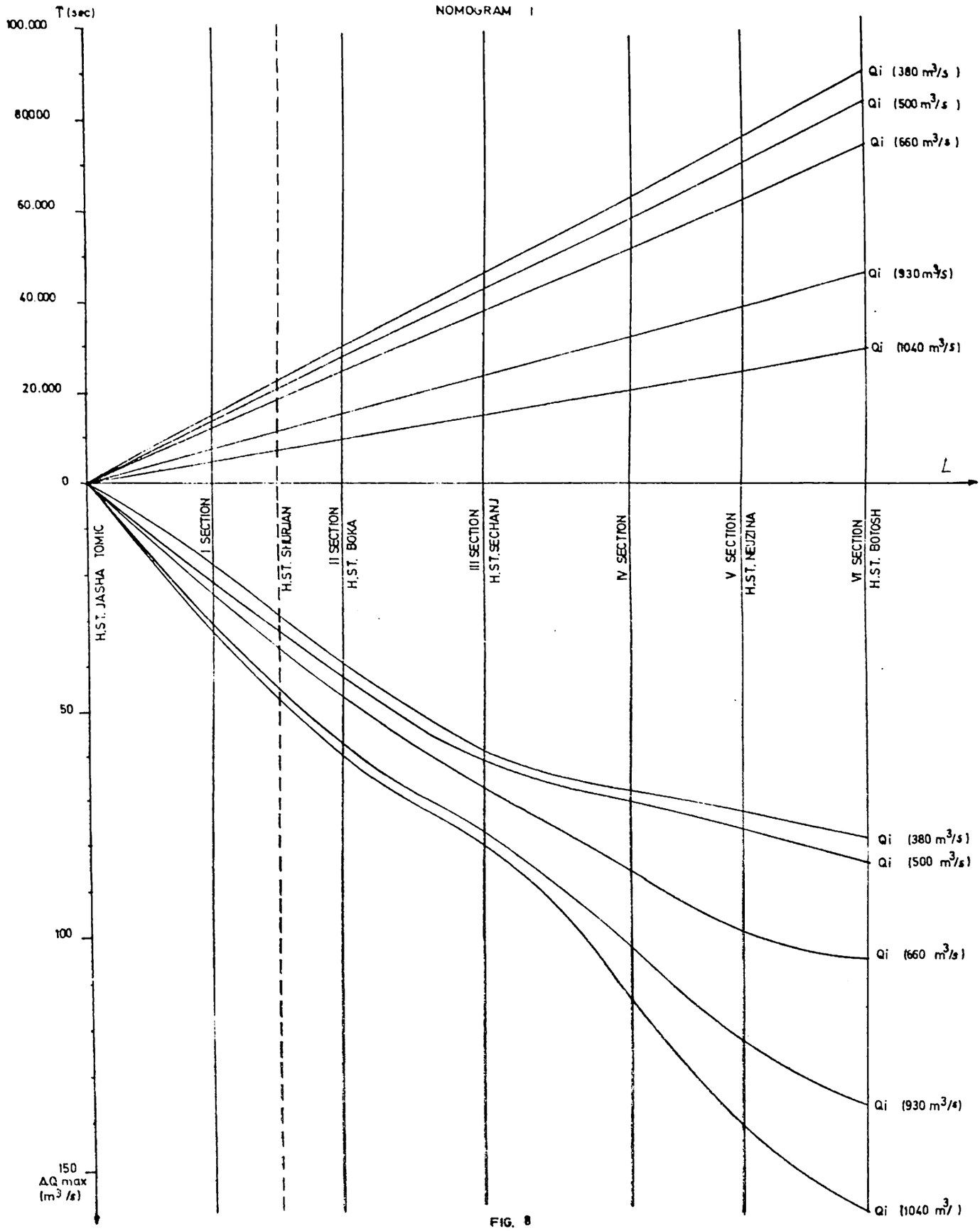
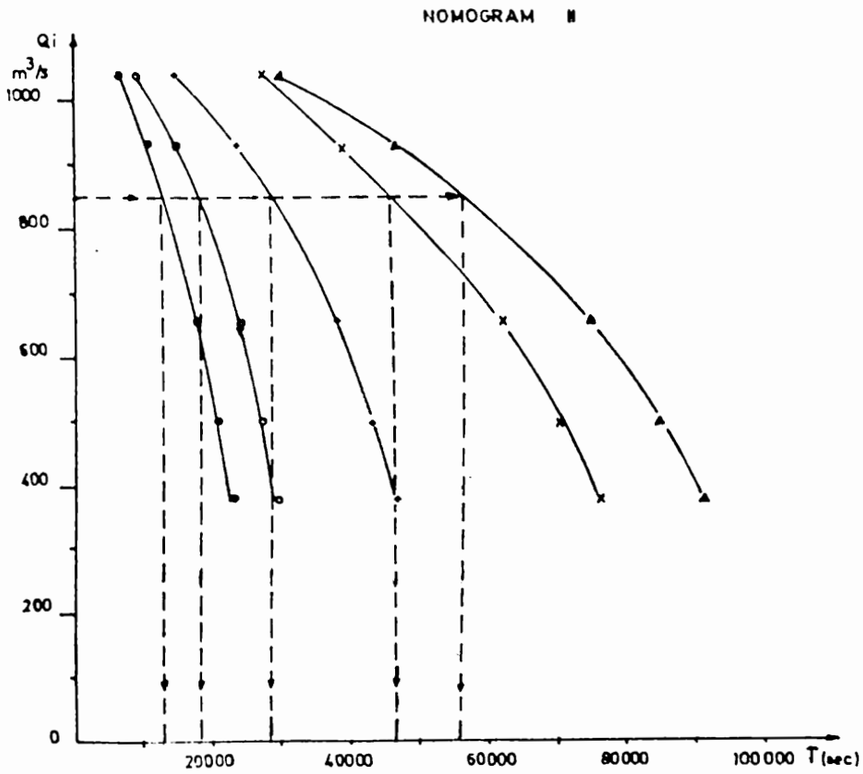

NOMOGRAM I
T (sec)
100.000
80000
60.000
40.000
20.000
0
50
100
150
ΔQ max
(m3 /s)
L
H.ST. JASHA TOMIC
I SECTION
H.ST. SHURJAN
II SECTION
H.ST. BOKA
III SECTION
H.ST.SECHANJ
IV SECTION
V SECTION
H.ST. NEUZINA
VI SECTION
H.ST. BOTOSH
Qi (380 m3/s)
Qi (500 m3/s)
Qi (660 m3/s)
Qi (930 m3/s)
Qi (1040 m3/s)
Qi (380 m3/s)
Qi (500 m3/s)
Qi (660 m3/s)
Qi (930 m3/s)
Qi (1040 m3/s)

FIG. 8


NOMOGRAM II
Qi
m³/s
1000
800
600
400
200
0
20000
40000
60000
80000
100000
T (sec)

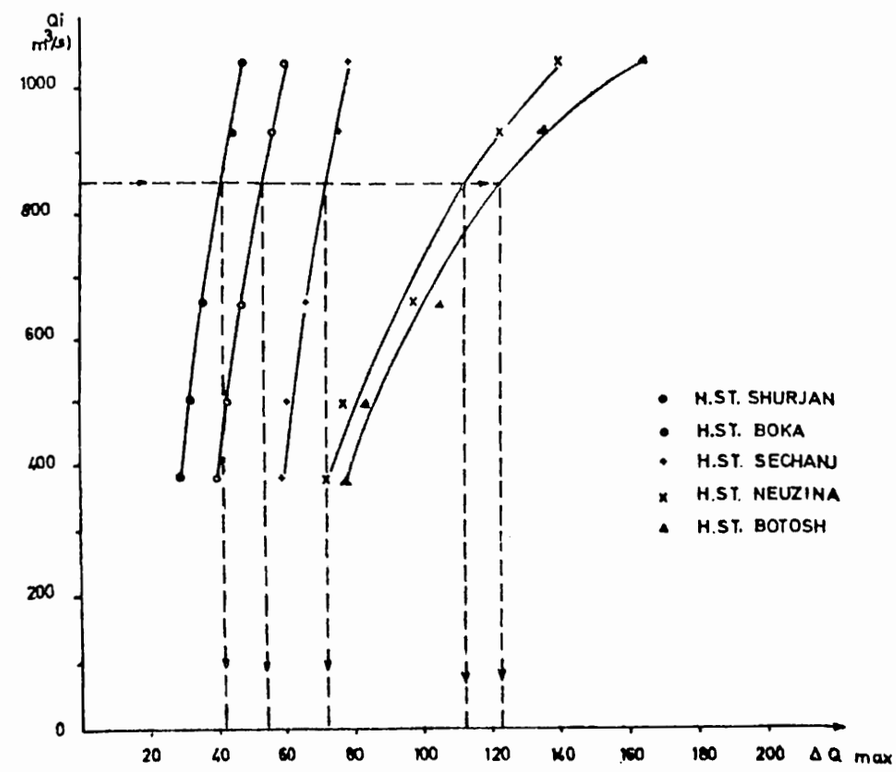

Qi
m³/s)
1000
800
600
400
200
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
200
Δ Q max
H.ST. SHURJAN
H.ST. BOKA
H.ST. SECHANJ
H.ST. NEUZINA
H.ST. BOTOSH

FIG. 9

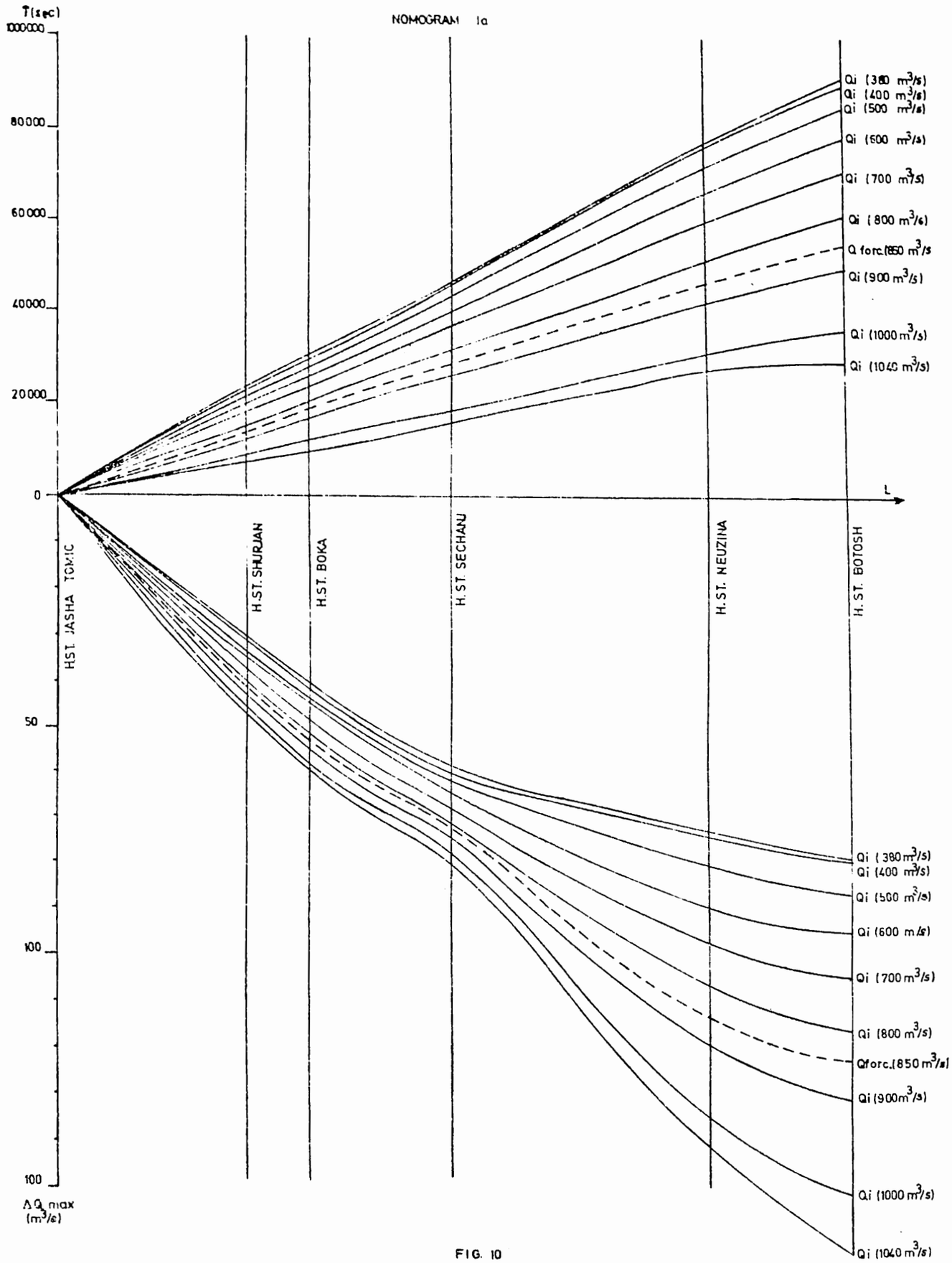

NOMOGRAM 1a
T(sec)
1000000
80000
60000
40000
20000
0
50
100
100
ΔQ max (m³/s)
L
H.ST. JASHA TOMIC
H.ST. SHURJAN
H.ST. BOKA
H.ST. SECHANU
H.ST. NEUZINA
H.ST. BOTOSH
Qi (380 m³/s)
Qi (400 m³/s)
Qi (500 m³/s)
Qi (600 m³/s)
Qi (700 m³/s)
Qi (800 m³/s)
Q forc.(850 m³/s
Qi (900 m³/s)
Qi (1000 m³/s)
Qi (1040 m³/s)

FIG. 10

NUMERICAL PROCEDURE FOR ANALYZING FLOOD WAVE MOUVEMENT IN THE TAMIŠ RIVER AND THE INFLUENCE OF DANUBE RIVER ON THIS PHENOMENON

Dr DRAGUTIN MUŠKATIROVIĆ, Civ.eng. and ZVONIMIR VOLF, Civ.eng.
Assist. of the "Jaroslav Černi"
Institute

Р е з ю м е

В этой работе разработан поступок для гидра - уличного расчета пропагации и трансформации поводочных волн в естественном русле реки Тамиш. Была использована варианта эксплицитной схемы, разработанная для широкого прямоугольничного русла.

Расчет охватывает влияние развилки течения, как и влияние притоков. Как результат расчета получа - ются гидраулические эффекты явления воды в р. Тамиш в главном течении и в притоках.

Особенное внимание посвящено дефиниции очень сложных контурных условий (при устье Тамиша в Ду - най) и на пограничных с течением развилок и притоков.

Расчетный поступок проводился для програмки - рования на вычисллительной машине типа ИБМ 360, модель 44.

S u m m a r y

This paper deals with the procedure for hydraulic calculation of propagation and transformation of waves of the high waters in the natural bed of the river Tamiš.

The variant of explicit scheme was applied, elaborated for a broad rectangular bed.

The calculation comprised the effect of stream bifurcation, as well as the effect of tributaries. The hydraulic effect and wave phenomenon in the main stream of the river Tamiš and in the tributaries are obtained as a result of the calculation.

Special attention has been paid to the definition of very complex conditions of contours at the mouth of the river Tamiš into the Danube, as well as at the frontier profiles of bifurcation and tributaries.

The calculation procedure has been prepared for programming at the electric computer of IBM 366 type, model 14.

1. DESCRIPTION OF THE PROBLEM

The Tamiš river has its course in Roumania and eters Yugoslavia near Jaša Tomić. Total length of the river is 350 km, of which 118 km belong to Yugoslavia. The catchment area is 10,350 km^2. About, 27,50% of the total area or 2840 km^2 is on the Yugoslav territory. Here the Tamiš flows through middle part of Banat and respesents the biggest watercourse crossing the Danube-Tisa-Danube hydrosystem in this area, (Fig.1).

Flood waves originate on the Rumanian territory which is caused by the catchment area and the terrain relief.

In its part throught Yugoslavia the Tamiš plays a role of a transit watercourse, along which floodswaves attenuate considerably because of large flood plains.

Formations of typical alluvial watercourse with highly developed meaders of the minor channel wuthin the channel for high waters was caused by the terrain relief in Banat.

Big difference between low and high waters and long duration of low waters caused a relatively small minor channel, compared with the channel for high waters.

The minor channel dimension and its prononced meandering explain small participation of the minor channel capacity in total capacity of the river channel. Hence, the channel for high waters may be almost accurately approximated by unique wide rectangular channel.

The Tamiš confluence is at Pančevo, and through Karašac, it is connected with the Danube at Surduk.

The Karašac flow direction depend on the water level realtionship in the Danube and in the Tamiš: at higher water levels in the Danube water streams by Karašac to Tamiš, and ruding higher water levels in during Tamiš, the Tamiš flows to the Danube by Karašac.

The Tamiš Water levels along the whole stretch in Yugoslavia are retained by high water levels in the Danube, being unreliable ruding evacuation of the Tamiš high waters.

The whole Danube-Tisa-Danube system in Banat is influenced by the Danube through the main DTD channel on the stretch Botoš-Klek, which is extremely unsuitable in certain conditions (coincidence of high waters in water courses in Banat and in the Danube).

Studies on hydrologie regime of the Tamiš river made so far are based on the laws governing the steady flow indicate that the Danube influence on the Tamiš water levels is considerable and specially significant during the period of evacuation of high waters from the middle part of Banat. Namely, although the flow from the Tamiš tovarde Begej river and rivers is possible by the DTD hydrosystem, it is necessary to provide as low as possible water levels in all watercourses.

The main puprose of this hydraulic analysis is in the following:

- To check accuracy of the results obtained by analyses so far carried out by approximate methode, and to check conclusion drawn from these calculations;

- On the basis of the calculation results to propose some measures for improving natural regime (by constructing retaining wall in the Karašac, combined solution with the Tamiš concluence in the Danube near Surduk etc.);

- Improvement of a mathematical model for water level forcasting in the DTD system during flood waves in the watercourses in Banat, Danube and Tisa, which by our opinion shoulde be the final purpose of the studies made so far.

2. BOUNDARY CONDITIONS

The problem of defining boundary conditions in the analyses of unsteady movements in the Tamiš deserve particular attention due to their importance and complexity.

Since the main purpose of this sudy is definition of water levels and discharges along the Tamiš at any moment during the flood waves occurrence in natural conditions and after certain interventions, boundary, conditions have to be defined accordingly.

In other words, boundary conditions have to be given as inter-relationship, among levels, discharge, time and distance:

$$z = z\,(x,t)^{*}$$
$$Q = Q\,(x,t)$$
$$Q = Q\,(z) \qquad (1)$$

2.1. Initial conditions

The initial conditions are defined as follows:

$$Q = Q\,(x,0)$$
$$z = z\,(x,0) \qquad (2)$$

The initial value of discharge is function of each individual flood wave analyzed. It is initial discharge along a watercourse supposed to be steady. This discharge is constant along the stretch between two tributaries, or branches respectfully.

Downstream from the Yugoslav-Rumanian border the possibility of changing the initial discharge is foreseen in the following cross-section:

- at the junction of the Tamiš and the main channel DTD near Šoz;
- at the Brzava river confluence near Šoz, and
- near Baranda, at the junction of the Tamiš and Karašac (Fig.1).

Change of water levels along the stretch immediately before flood waves occurrence are give on the basis of registered water levels in profiles of water gauging stations.

For definition of the function z=z(x,0) in conditions after regulation works, water levels in the Danube remain unchanged, while water levels in the DTD hydrosystem are defined by irrigation - conditions, or if a flood wave or if flood wave appears in some other period, waterlevels would stay unchanged.

2.2 Terminal boundary conditions

The problem of defining terminal boundary conditions is more complicated, due to interrelation between the Tamiš, hydrosystem DTD and Danube.

The upstream terminal boundary condition in the Tamiš river in profile J.Tomić is defined as hydrograph

$$Q = Q\,(t)$$

The dawnstream terminal boundary condition is defined by the stagetime relationship

$$z = z\,(L,\ t).$$

as the Tamiš river confluence into the Danube river at Pančevo.

In addition to these two terminal boundary conditions for the Tamiš, terminal boundary conditions for the Danube at Surduk and the DTD canal at

*Symbols are given at the end.

Klek have to be defined as stage-time relationship but for the Brzava confluence at Botoš as hydrograph.

3. BASIC EQUATIONS AND NUMERICAL SOLUTION

3.1. Basic equations

The main purpose of this paper is determination of waterlevels along the Tamiš river during the flood waves propagation. Because of this, the discharge (Q) and level (z) are introduced as dependant variables in the equations of unsteady movement.

Since maximum discharge und water levels are analyzed, and due to the conceptions previously mentioned, natural channel can be assumed with sufficient accuracy as wide recangular with changeable with along each individual stretch. The lenght of computation stretches with uniform with is defined on the basis of analysed diagram of variations of morphological characteristics of the river channel for high waters. Schematical representation of computation steps is given in Fig.2. Considering all these notes, the St. Venant equations can be written in the following derived from:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B\frac{\partial z}{\partial x} = 0 \qquad (3)$$

$$F^2 \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} + 2Q \cdot F\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x}(gF^2 - Q^2 \cdot B) =$$

$$= Q^2 \cdot \frac{\partial F}{\partial x} \quad z = \text{const} \quad -g \cdot S \cdot F^3 \qquad (4)$$

Written in characteristic form, the above equations are ase follows:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C^+\frac{\partial Q}{\partial x} - BC^-\frac{\partial z}{\partial t} + gF\frac{\partial z}{\partial x} = V^2\frac{\partial F}{\partial x} - gSF$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C^- \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} - BC^+\frac{\partial z}{\partial t} + gF\frac{\partial z}{\partial x} = V^2 \cdot \frac{\partial F}{\partial x} gSF \qquad (6)$$

3.2. The numerical scheme

The numerical scheme is developed for one variante of explicit method for numerical solution of basic equations (5) and (6), in rectangular net in (x,t), plane (Fig.3).

As from Fig.2 can be seen, position of points in rectangular net in (x, t) plane is denoted by coordinates (i,p), where (i) designates position of cross section, and (p) the time.

Due to possible location of profiles (upstream boundary profile, downstream boundary profile, internal profile, branch profile and confluence profile), calculation schemes of net points in (x,t) plane located in these profiles, mutually differ.

3.2.1. Calculation of points in the upstream boundary cross - section

Upstream terminal boundary condition is defined by enterig hydrograph of flood wave in the profile of water gauging station J. Tomić (Fig.1).

For calculation of points of restangular net in (x,t) plane, which correspond to the upstream boundary cross-cection, the upstream boundary condition defined by equation Q=Q(t) and equation of negative characteristic (6) are used, in which partial derivatives are replaced by finite differences in (x) and (t):

$$Q = Q(t) \qquad (7)$$

$$z_{p+1,0} = z_{p,0} - \frac{A_1}{B_{p,0} \cdot C^+_{p,0}} + \frac{Q_{p+1,0} - Q_{p,0}}{B_{p,0} \cdot C^+_{p,0}} \qquad (8)$$

in which for brevity is introduced:

$$A_1 = \frac{\Delta t}{\Delta L_{1\,0}} \cdot \Big[/V^2_{p,0} \cdot (F_{p,1} - F_{p,0}) -$$

$$-gF_{p,0} \cdot (z_{p,1} - z_{p,0}) - C^-_{p,0} \cdot (Q_{p,1} - Q_{p,0})/\Big] -$$

$$-gS_{p,0} \cdot F_{F,0} \cdot \Delta t \qquad (9)$$

Symbols are given in Fig.3.

3.2.2 Calculation of in internal points

Hydraulic characteristics of the flow regime in internal points of the net (p,i) for the moment (p+1), are calculated on the basis of the known hydraulic characteristics in neihgbouring points (i-1; i; i+1), in the preced moment (p), (Fig.3).

For this calculation transformed equations of positive and negative characteristics (5 and 6) are used, at which the values of dependent variables ($z_{p+1,\,i}$ and $Q_{p+1,\,i}$) are expressed explicitely:

$$z_{p+1,i} = z_{p,i} + \frac{A_2 - A_1}{B_{p,i}\,(C^+_{p,i})} \qquad (10)$$

$$Q_{p+1,i} = Q_{p,i} + \frac{A_2 \cdot C^+_{p,i} - A_1 \cdot C^-_{p,i}}{C^+_{p,i} - C^-_{p,i}} \qquad (11)$$

where: A_1 is the same as in equation (9), with indexes 0 and 1 replaced by "i", i.e. i-1.

$$A_2 = \frac{\Delta t}{\Delta L_{1,i-1}} \Big[/V^2_{p,i} \cdot (F_{p,i} - F_{p,i-1}) -$$

$$-gF_{p,i}\,(z_{p,i} - z_{p,i-1}) -$$

$$-C^+_{p,1} \cdot (Q_{p,i} - Q_{p,i-1})/\Big] - g \cdot S_{p,i} \cdot F_{p,i} \cdot \Delta t \qquad (12)$$

3.2.2. Calculation of points in the branch profile

In the branch profile, in adition to unknown hydraulic values in the Tamiš, upstream and downstream of the branch, hydraulic characteristics in the watercourse which separates from the main, appear as supplement one.

In calculation of these points, besides three equations of characteristics written for the Tamiš river upstream and dawnstream from the branch, and for watercourse which evacuates one part of the Tamiš's discharge, three more supplement equations are introduced: equation of continuity and equation for equality of water levels in the branche profile.

According to Fig.4 the equations can be written in following form: equations of characteristics:

$$ {}_uQ_{p+1,i} - {}_uB_{p,i} \cdot {}_uC^-_{p,i} \cdot ({}_zz_{p+1,i} - {}_zz_{p,i}) = {}_u^r A + {}_uQ_{p,i} \qquad (13) $$

$$ {}_rQ_{p+1,i} - {}_rB_{p,i} \cdot {}_rC^+_{p,i} \cdot ({}_zz_{p+1,i} - {}_zz_{p,i}) = {}_r^r A + {}_rQ_{p,i} \qquad (14) $$

$$ {}_nQ_{p+1,i} - {}_nB_{p,i} \cdot {}_nC^+_{p,i} \cdot ({}_zz_{p+1,i} - {}_zz_{p,i}) = {}_n^r A + {}_nQ_{p,i} \qquad (15) $$

equation of continuity

$$ {}_uQ_{p+1,i} = {}_nQ_{p+1,i} + {}_rQ_{p+1,k} \qquad (16) $$

equation of water level equality

$$ {}_uz_{p+1,i} = {}_nz_{p+1,i} = {}_rz_{p+1,k} = {}_zz_{p+1,i} \qquad (17) $$

where is:

$$ {}_u^r A = \frac{\Delta t}{{}_u\Delta L_{i,i-1}} \cdot \Big[{}_uV^2_{p,i} \cdot ({}_uF_{p,i} - {}_uF_{p,i-1}) - g \cdot {}_uF_{p,i} \cdot ({}_zz_{p,i} - {}_uz_{p,i-1}) - {}_uC^+_{p,i} \cdot ({}_uQ_{p,i} - {}_uQ_{p,i-1}) \Big] - g \cdot {}_uS_{p,i} \cdot {}_uF_{p,i} \cdot \Delta t \qquad (18) $$

$$ {}_r^r A = \frac{\Delta t}{{}_r\Delta L_{k,k-1}} \cdot \Big[{}_rV^2_{p,i} \cdot ({}_rF_{p,k-1} - {}_rF_{p,k}) - g \cdot {}_rF_{p,k} \cdot ({}_rz_{p,k-1} - {}_zz_{p,k}) - {}_rC^-_{p,k} \cdot ({}_rQ_{p,k-1} - {}_rQ_{p,k}) \Big] - g \cdot {}_rS_{p,k} \cdot {}_rF_{p,k} \cdot \Delta t \qquad (19) $$

$$ {}_n^r A = \frac{\Delta t}{{}_nL_{i,i+1}} \cdot \Big[{}_nV^2_{p,i} ({}_nF_{p,i+1} - {}_nF_{p,i}) - g \cdot {}_nF_{p,i} \cdot ({}_nz_{p,i+1} - {}_zz_{p,i}) - {}_nC^-_{p,i} \cdot ({}_nQ_{p,i+1} - {}_nQ_{p,i}) \Big] - g \cdot {}_nS_{p,i} \cdot {}_nF_{p,i} \cdot \Delta t \qquad (20) $$

By indexes (u, r and n) are designated the values referring to the Tamiš upstream from the branch to the diverging channel and to the Tamiš dowstream from the branch:

The unknown values of water levels and discharges in the branch profile can be explicitely expressed by equations (13:17).

$$ {}_zz_{p+1,i} = {}_zz_{p,i} + D_1 \qquad (21) $$

$$ {}_uQ_{p+1,i} = {}_uQ_{p,i} + {}_u^r A + {}_uB_{p,i} \cdot {}_uC^-_{p,i} \cdot D_1 \qquad (22) $$

$$ {}_rQ_{p+1,k} = {}_rQ_{p,k} + {}_r^r A + {}_rB_{p,k} \cdot {}_rC^-_{p,k} \cdot D_1 \qquad (23) $$

$$ {}_nQ_{p+1,i} = {}_nQ_{p,i} + {}_n^r A + {}_nB_{p,i} \cdot {}_nC^+_{p,i} \cdot D_1 \qquad (24) $$

$$ D_1 = \frac{{}_u^r A - {}_r^r A + {}_n^r A}{{}_uB_{p,i} \cdot {}_uC^-_{p,i} - {}_nB_{p,i} \cdot {}_nC^+_{p,i} - {}_rC^+_{p,k}} \qquad (25) $$

At the end of the outflow canal downstream terminal boundary condition is defined stage - time relationship z=z(t).

3.2.4. Calculation of points in the profile of the tributary mouth

In order to calculate points in the profile of the tributary mouth calculation of unsteady movement in tributary has to be done simultaneously. Knowledge of upstream terminal boundary condition in tributary is indispensable. In the very case upstream terminal boundary condition in the Brzava river is defined as hydrograph Q=Q(t) in Botoš profile, while in the DTD canal and in the Karašac, they play a role of tributary, terminal boundary condition is defined by stage-time relationship at Klek,i.e.Surduk.

The same as in the case of branche, in every point of profile in which there is a branche six unknown dependant variables (z and Q) appear. To evaluate them three equations of characteristics and there supplement equations are used.

Using the symbols from Fig.5 similary to the case of branche, equations by which the values of dependent variables in the profile of the mouth can be explicitly defined, are obtained.

$$z_{p+1,} = z_{p,i} + D_2 \quad (26)$$

$$u^{Q}_{p+1,i} = u^{Q}_{p,i} + {}^{p}_{u}A + {}^{u}B_{p,i} \cdot {}^{u}C^{-}_{p,i} \cdot D_2 \quad (27)$$

$$p^{Q}_{p+1,m} = p^{Q}_{p,m} + {}^{p}_{p}A + {}^{p}B_{p,m} \cdot {}^{p}C^{-}_{p,m} \cdot D_2 \quad (28)$$

$$m^{A}_{p+1,i} = n^{Q}_{p,i} + {}^{p}_{n}A + {}^{n}B_{p,i} \cdot {}^{n}C^{+}_{p,i} \cdot D_2 \quad (29)$$

$$D_2 = \frac{{}^{p}_{u}A + {}^{p}_{p}A - {}^{p}_{n}A}{{}^{n}B_{p,i} \cdot {}^{n}C^{+}_{p,i} - {}^{u}B_{p,i} \cdot {}^{u}C^{-}_{p,i} - {}^{p}B_{p,m} \cdot {}^{p}C^{-}_{p,m}} \quad (30)$$

$${}^{p}_{u}A = \frac{\Delta t}{{}^{u}\Delta L_{i,i-1}} \cdot \Big[{}^{u}V^{2}_{p,i}({}^{u}F_{p,i} - {}^{u}F_{p,i-1}) - g \cdot {}^{u}F_{p,i} \cdot$$

$$\cdot ({}^{z}_{p,i} - {}^{u}z_{p,i-1}) - {}^{u}C^{+}_{p,i}({}^{u}Q_{p,i} - {}^{u}Q_{p,i-1}) \Big] - g \cdot {}^{u}S_{p,1} \cdot$$

$$\cdot {}^{u}F_{p,i} \cdot \Delta t \quad (31)$$

$${}^{p}_{p}A = \frac{\Delta t}{{}^{p}\Delta L_{m,m-1}} \cdot \Big[{}^{p}V^{2}_{p,m}({}^{p}F_{p,m} - {}^{p}F_{p,m-1}) -$$

$$- g \cdot {}^{p}F_{p,m} \cdot ({}^{z}_{p} - {}^{p}z_{p,m-1}) - {}^{p}C^{+}_{p,m}({}^{p}Q_{p,m} - {}^{p}Q_{p,m-1}) \Big]$$

$$- g \cdot {}^{p}S_{p,m} \cdot {}^{p}F_{m,i} \cdot \Delta t \quad (32)$$

$${}^{p}_{n}A = \frac{\Delta t}{{}^{n}\Delta L_{i,i-1}} \cdot \Big[{}^{n}V^{2}_{p,i}({}^{n}F_{p,i} - {}^{n}F_{p,i-1}) - g \cdot {}^{n}F_{p,i}$$

$$({}^{z}_{p,i} - {}^{n}z_{p,i-1}) - {}^{n}C^{-}_{p,i}({}^{n}Q_{p,i} - {}^{n}Q_{p,i-1}) \Big] -$$

$$- g \cdot {}^{n}S_{p,i} \cdot {}^{n}F_{p,i} \cdot \Delta t \quad (33)$$

Indexes "u", "p", "n", indicate the values refere to the Tamiš upstream from the tributary mouth, to the tributary and to the Tamiš, downstream.

3.2.5. Calculation of points in the downtream boundary profile

Downstream boundary profile is in the Tamiš mouth into Danube, so that the downstream terminal boundary condition is defined by the Danube hydrograph at Pančevo.

To calculate points downstream in the donwnstream boundary profile we use downstream terminalm boundary condition z=z(t) and equation of positive characteristic. On the basis of these equation the unknown value (Qn) can be explicitely expressed, i.e. one the basis of which it is possible to define hydrograph Q=Q(t), (Fig.3). This equation reads as follows:

$$\text{where } Q_{p+1,n} = Q_{p,n} + B_{p,n} \cdot C^{-}_{p+n} \cdot (z_{p+1,n} - z_{p,n}) + A_2 \quad (34)$$

$+A_2$

A_2 - the same as in equation (12) with indexes "i" and "i-1" replaced by "n" i.e. "n-1".

3.3 stability criterion

The stability criterion in explicit methods is given by the following expression:

$$t \leq \frac{\Delta L}{|C^{+}|} \quad (35)$$

This relationship implies calculation with relatively short calculation steps in time, which means that the procedure exposed ought to be applied in the analyses of short lasting unsteady movement.

4. CONCLUSION

This paper deals with improved program for the calculation uprposes of propagation and transformation of waves in the Tamiš river, taking into account mutual affects of this watercourse, DTD canal and the Danube.

Alternative of the explicat scheme of the final increment methode was applied in the calculation, according to previously determined distribution of points of a rectangular net in (c), (t) plane.

Natural channel was approximated by a wide rectangular one, whiche is justified in this case, due to pronounced meanders of the minor channel-nad to enall discharge capacity of the channel, copared with capacity of channel for high waters.

Selection of sections was done by analyzing morphological diagram of geometrical characteristics of the natural channel.

Logical calculation scheme was developed for the IBM 360, model 44 computer, Computing procedure is accomplished so as to result in the stage-time relationships, and hydrograph Q=A(t), obrained in profiles along the Tamiš, which was the main purpose of this paper.

SYMBOLS

Letters

B - Channel width

$C^{+} = V + \sqrt{g\,R}$

$C^{-} = V - \sqrt{gR}$

F - cross section area

g - gravity

L - total length of water course

L - computation interval of path length

n - Manning's roughnese coefficient

Q - water discharge

$R = \frac{F}{B}$ - hydraulic radius

$S = \frac{n^2}{R^{4/3}} \cdot \frac{v^2}{}$ - friction slope

Δt - time

t - computation interval of path time

$V = \frac{Q}{F}$ - mean velocity

x - distance

z - water level

Indexes:

p - time

i - position of cross section

in the main water course	i = 1, 2 ..... n
in the tributary	i = 1, 2 ..... m
in the branche	i = 1, 2 ..... k

u -watercourse upstream

n - watercourse dawnstream

r - profile in the branche - diverging channel

p - profile in the tributary

r_A - value of coeff. A . in branche profile

p_A - value of coeff. A in tributary profile

REFERENCES:

1. J. J. Stokey: "Water Waves", The Mathematical Theory with Applications, In terscience Publishers, Inc. New York, 1957.

2. Centre de Recherches et d'Essais de Chatou: "Etude sur machine a calculer des mouvements non permanents dans les rivieres et canaux", Chatou, fevrier, 1966.

Sl. 1 Situacija reke Tamiš u Jugoslaviji

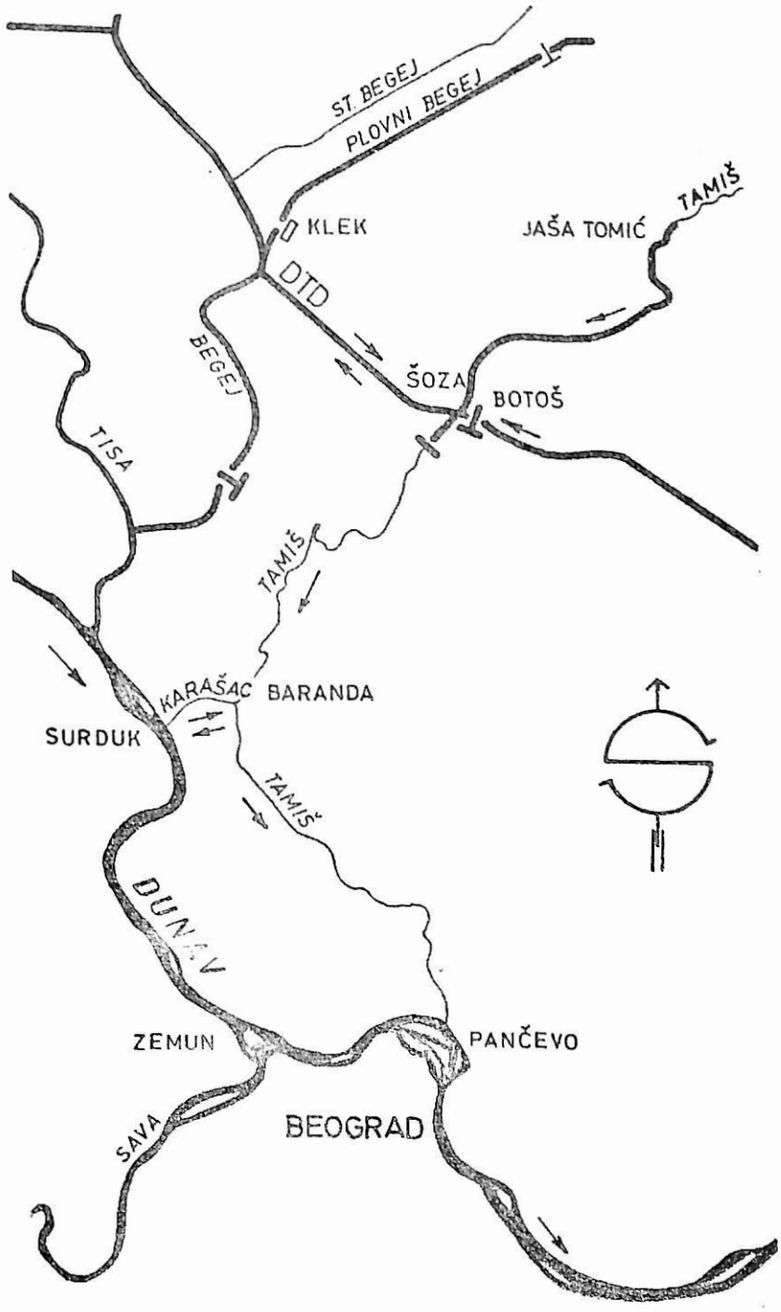
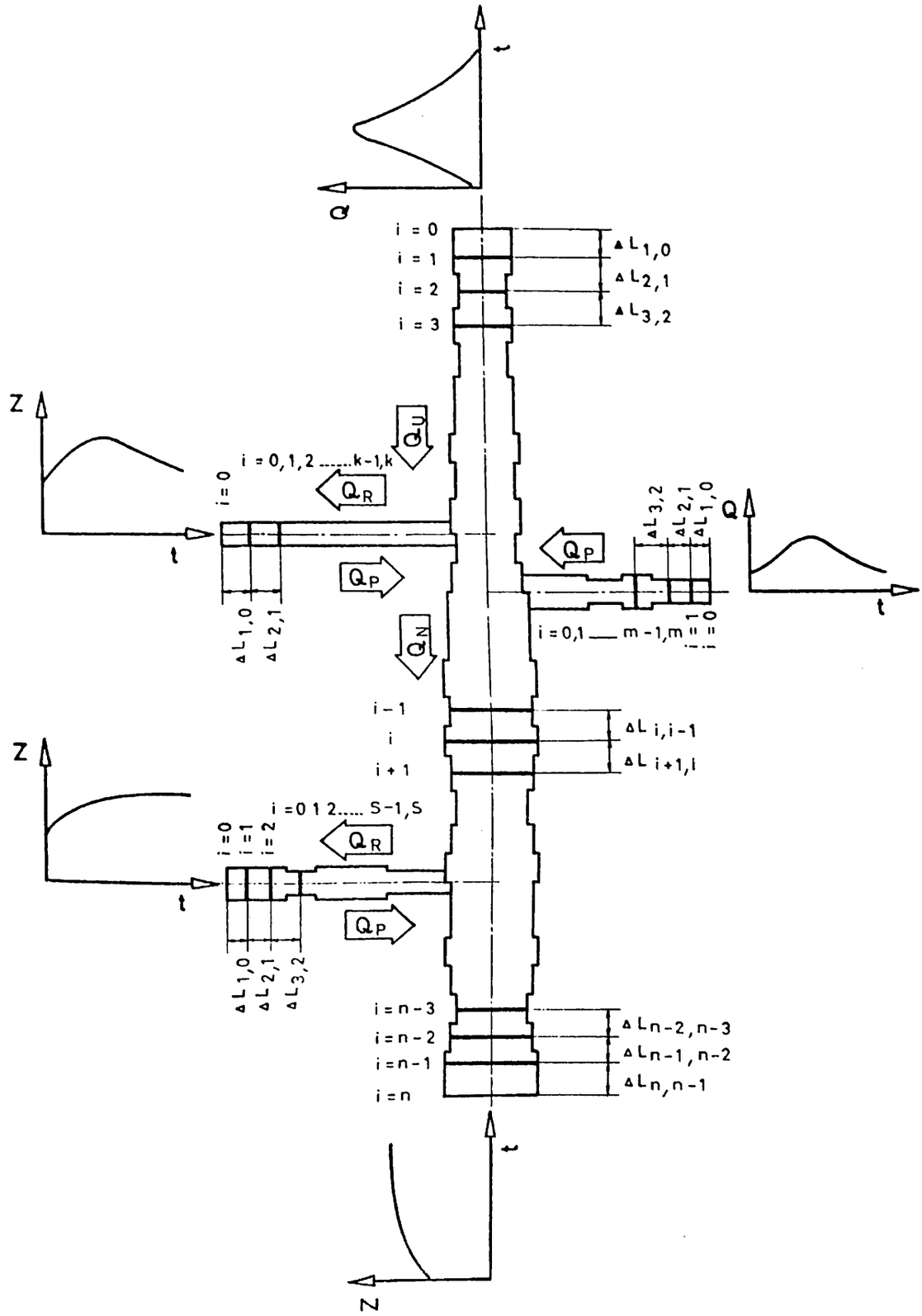
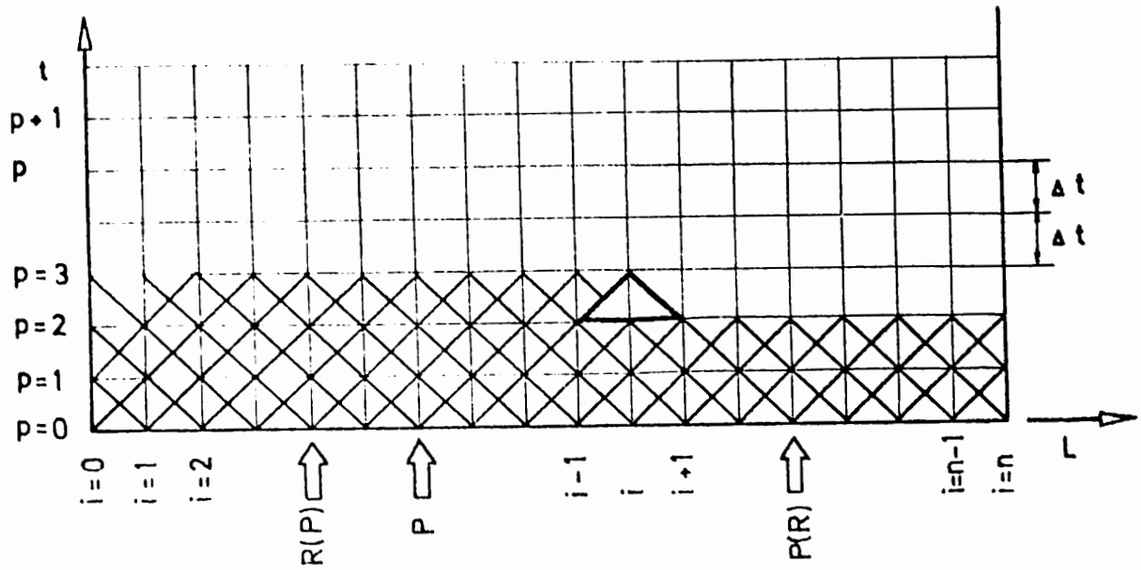


Fig. 1 Tamiš in Yugoslavia



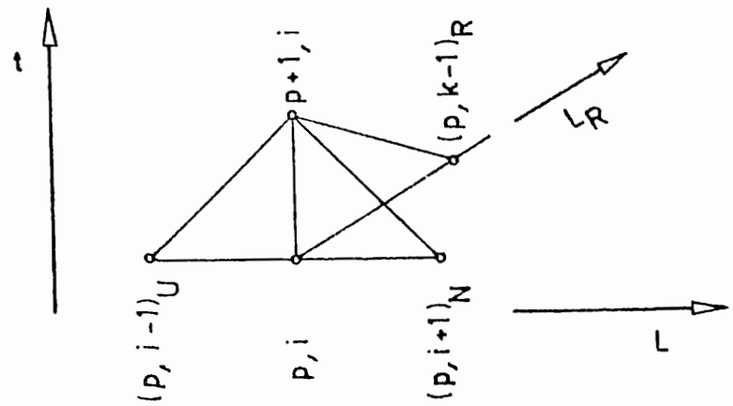
Sl. 2 Šematizacija rečnog korita za potrebe proračuna putovanja talasa velikih voda po metodi konačnih razlika.

Fig. 2 Schematized river channel for calculating the flood waves travelling according to the metod of finite difference



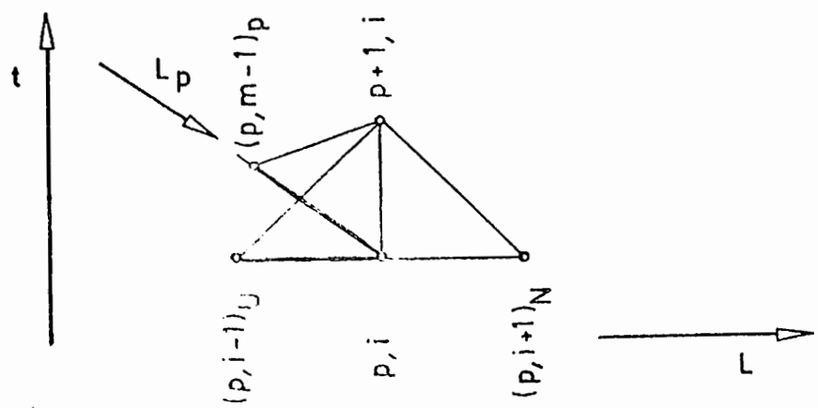
Sl. 3 Pravougaona mreža y (x, t) ravni

Fig. 3 Rectangular net in (x, t) plane



Sl. 4 Detalj mreže u (x, t) ravni za proračun tačaka u profilu račve

Fig. 4 Detail of the net in (x, t) plane for calculation of points in the branch profile



Sl. 5 Detalj mreže u (x, t) ravni za proračun tačaka u profilu pritoke

Fig. 5 Detail of the net in (x, t) plane for calculation of points in the tributary profile

GRAPHICAL METHOD OF FLOOD ROUTING IN OPEN CHANNELS

By JAROSLAV URBAN Ph.D.
Hydraulic Research Institute Prague, Czechoslovakia

Р е з ю м е

Принятый простой графический метод регулирования паводня в открытых каналах дает возможность для прогноза поводного течения в реке, когда знаком поводний гидрограм на пункте горного течения. Общее решение имеет многс вариантов. Самый лучший описан поступно и иллюстрирован на рис. 1 - 4.

Решение Б рекомендуется как самый простой и лучший вариант для практического применения. И м можно пользоваться для регулирования паводня в резервуарах, как указано на рис. 5.

S u m m a r y

A simple graphical method of flood routing in open channels has been developed, which enables to forecast flood flows in a river when the flood hydrograph in an upstream point is known. The general solution has many variants. The most suitable of them have been described step by step and illustrated in Figs. 1 through 4.

Solution B is recommended as the simplest and most suitable variant for practical application. It can be used also for flood routing in reservoirs, as illustrated in Fig. 5.

A simple graphical method of flood routing in open channels will be described in the presented paper, which enables to forecast flood flows in a river, when the flood hydrograph in an upstream point is given. This method is a modification of the flood routing method originally derived for reservoirs (references 1,2,3,4,5).

The river can be divided into several short reaches, the discharge- and volume-characteristics of them being known. We shall describe the general solution for one reach of the stream and the procedure in any other reach will be the same.

Flood routing in an open channel can be characterisized under simplified conditions by the equations

$$I\,dt - Q\,dt = dS \qquad (1)$$

$$S = f/I,Q/ \qquad (2)$$

where I is the inflow into a short reach of the channel, Q is the outflow from the reach, t is the time, and S is the storage of water in the reach.

Equation (2) is a general function given usually in a tabular or graphical form. The mathematical solution of Eqs. (1) and (2) would be very difficult, therefore we shall substitute the infinitesimal values dt and dS by finite intervals Δt and ΔS. The first differential equation will be transformed to a difference equation

$$I\,\Delta t - Q\,\Delta t = \Delta S \qquad (3)$$

Assuming that the average values during a short time interval t are equal to the average of the initial and final values of that interval, we can rearrange Eq. (3) as

$$W_2 = W_1 + (I_1 - Q_1) + (I_2 - Q_2') - (Q_2 - Q_2') \qquad (4)$$

where the subscripts 1 indicate the beginning and the subscripts 2 the end of the time interval Δt, $W = \frac{2S}{\Delta t}$, and Q'_2 is an auxiliary value.

Eq.(2) can be rearranged and substituted by a series of functions $Q = f/S, I = \text{const.}$) and represented by a family of curves

$$Q = f(S) \qquad (5)$$

each of them being for an other value of I= const.

A general graphical method for variable time intervals Δt and for general values of Q_2' has been derived which enables a direct solution of Eqs. (4) and (5). This construction can be used for any auxiliary value of Q_2' but this solution becomes much easier by using special values of Q_2'.

The most advantageous variants are obtained for $Q_2' = Q_1$ and for $Q_2' = I_2 + (I_1 - Q_1)$. Instead of deriving the general solution we shall describe those two variants in the form most suitable for practical application.

Given are the following data :

Series of functions $Q = f/S, I = \text{const.}$) for I_a, I_b, I_c...

The initial condition, e.g. Q_1 at the beginning of the flood.

Determine the outflow hydrograph.

The procedure will be demonstrated for a general time interval $t_1 - t_2$, the initial value Q_1 being known from the solution of the previous interval.

Solution A :

1. Plot the inflow hydrograph $I = f/t/$ on the left side of Fig. 1.

2. Compute the values of $W = \frac{2S}{\Delta t}$ and plot the functions $Q = f/W/$ for I_a, I_b, I_c... in the right part of Fig.1.The scale of Q is equal to that of I and W.

3. Mark the time intervals Δt = const. on the time axis. Everything is now prepared and we can start with the solution:

4. Draw a horizontal straight line from Q_1 up to the intersection point A on the curve $Q = f/W/$ corresponding to I_1 (In our example $I_1 = I_a$). Lay out in the same direction the distance $AB = (I_1 - Q_1) + (I_2 - Q_1)$.

5. Project the point B at 45° angle into the curve $Q = f/W/$ corresponding to I_2 (in our example $I_2 = I_b$) as the intersection point C.

6. Draw a horizontal straight line from the point C backward to the vertical line above t_2. The obtained intersection point is the required value Q_2.

7. This process is repeated for all time intervals until the routing operation is completed. If the values I_1 or I_2 do not equal to any of I_a, I_b, etc., we shall interpolate between the nearest curves.

The correctness of the described procedure can be proved by the following analysis. We can write for the sections on the right side of Fig.1

$$ND = MA + AB - MN \qquad (6)$$

because MN is equal to the horizontal distance between D and B. Inserting into Eq. (6) corresponding values instead of the individual sections, we shall get

$$W_2 = W_1 + (I_1 - Q_1 + I_2 - Q_1) - (Q_2 - Q_1) \qquad (7)$$

which is the basic equation (4) for $Q_2' = Q_1$. The correctness of the solution is proved by this identity.

A practical application of this method for the whole hydrograph is illustrated in Fig. 2.

Solution B :

The procedure will be described again step by step for a general time interval Δt. The data given above will be plotted in the preparatory steps 1 through 4 :

1. Plot the inflow hydrograph $I = f/t/$ in the left part of Fig. 3.

2. Plot the functions $Q = f/S/$ for I_a, I_b, I_c... on the right side of Fig. 3. The scale of Q is equal to that of I 1 cm = a m^2/s. The storage S can be plotted with any scale, for example 1 cm = b m^3. Any scale 1 cm = c seconds can be used for time.

3. Mark on the time axis individual time intervals of any durations Δt.

4. Draw an auxiliary straight line parallel to the time axis at the distance $\Delta t' = \frac{2b}{a}$ seconds or $\Delta t' = \frac{2b}{ac}$ centimetres. The straight τ line intersects the verticals from t_1, t_2... at the points, τ_1, τ_2..., respectively.

Everything is now ready and we can start with the solution.

5. Draw a horizontal straight line from the point Q_1 up to the intersection point A on the curve $Q = f/S/$ corresponding to I_1 (in our example $I_1 = I_a$).

6. Draw a vertical line from A and lay out the distance $AC = (I_1 - Q_1) + (I_2 - Q_1)$.

7. Draw from the point C a straight line parallel to the straight line connecting the points τ_1 and t_2. This parallel intersects the routing curve corresponding to 12 in the point D. (In our example $I_2 = I_b$).

8. Project the point D horizontally backward to the vertical above t_2 and the intersection point is the required value Q_2.

9. This process will be repeated for all time intervals of any duration until the routing process is completed.

The correctness of the described solution can be proved by the following analysis.

Insert $\Delta t = k\,\Delta t'$ into Eq. (4) :

$$W'_2 = W'_1 + k\left[/I_1 - Q_1/ + /I_2 - Q'_2/ + /Q'_2 - Q_2/\right] \qquad (8)$$

where $W' = \frac{2S}{\Delta t'}$! This is the equation for a general time interval Δt, if the routing curves for $\Delta t'$ are used in the right part of Fig. 3. We used in this solution

$$Q'_2 = I_2 + I_1 - Q_1 \qquad (9)$$

Inserting it into Eq. (8) we shall get

$$W'_2 = W'_1 + k\,(Q'_2 - Q_2) \qquad (10)$$

which is the basic routing equation for our variant. We assume that the routing curves $Q = f(S,I)$ in the right part of Fig. 3 are identical with the routing curves $Q = f(W', I)$ for $\Delta t'$. If it is so, any horizontal distance S with the scale 1 cm = b m^2 is equal to the horizontal distance W' with the scale 1 cm = a m^3/s :

$$\frac{S}{b}\ \text{cm} = \frac{W'}{a}\ \text{cm} \qquad \text{where} \quad W' = \frac{2S}{\Delta t'}$$

From this equation results $\Delta t' = \frac{2b}{a}$ which was actually used in the step 4.

From our construction is evident that

$$ND = MA + CE\,\frac{\Delta t}{\Delta t'}$$

Inserting the values corresponding to the individual sections, we shall get

$$W_2' = W_1' + k\,(Q_2' - Q_2)$$

which is identical with Eq.(10). The correctness of the solution is proved by this identity.

A practical application of the solution B for the whole hydrograph is illustrated in Fig.4. The advantage of this solution is evident from the construction. We can use the time intervals of any duration, e.g. shorter intervals near the peak, in order to follow the shape of the hydrograph with higher accuracy.

The use of variable time intervals has also another advantage. We can put the beginning and the end of the intervals just in the time, when the inflow I equals to one of the values I_a, I_b, I_c (constant inflows for which the routing curves are plotted in the right part of Fig.4.) In such case the interpolation between the routing curves is not necessary.

The method described above presents a general solution for any reach of the river. The routing in the next reaches will be solved by the same way; the inflow hydrograph into any reach is represented by the outflow hydrograph from the previous reach.

This method can be used also for flood routing in reservoirs. The outflow from a reservoir is usually a function of the storage only $Q = f/S/$, which is a special case of the problem described above. Under such conditions the solution is much easier : We shall get on the right side only one routing curve instead of the family of curves. Both the preparatory works and the solution become essentially simplified, the principle of the graphical construction being the same.

Application of the variant B for flood routing in a reservoir is illustrated in Fig.5.

References :

1. Urban J.: Transformace povodňové vlny pri pritoku nádrží (Flood Routing Efficiency of a Reservoir). Práce a studie, No.90, VUV Praha, Czechoslovakia, 1956.

2. Dub O.: Hydrologia. Hydrografia. Hydrometria Bratislava, 1957.

3. Urban J.: Transformace povodnove vlny za suočasné manipulace as stavidly(Flood Wave Transformation in a Reservoir with a Simultaneous Manipulation with Gates). Vodohospodársky časopis, 1960/4, Bratislava.

4. Votruba L., Broža V.: Vodohospodárská rešení nádrží.

5. Urban J.: Flood Routing in Reservoirs. Bulletin No. 6, College of Engineering, University of Mosul, Iraq, 1967.

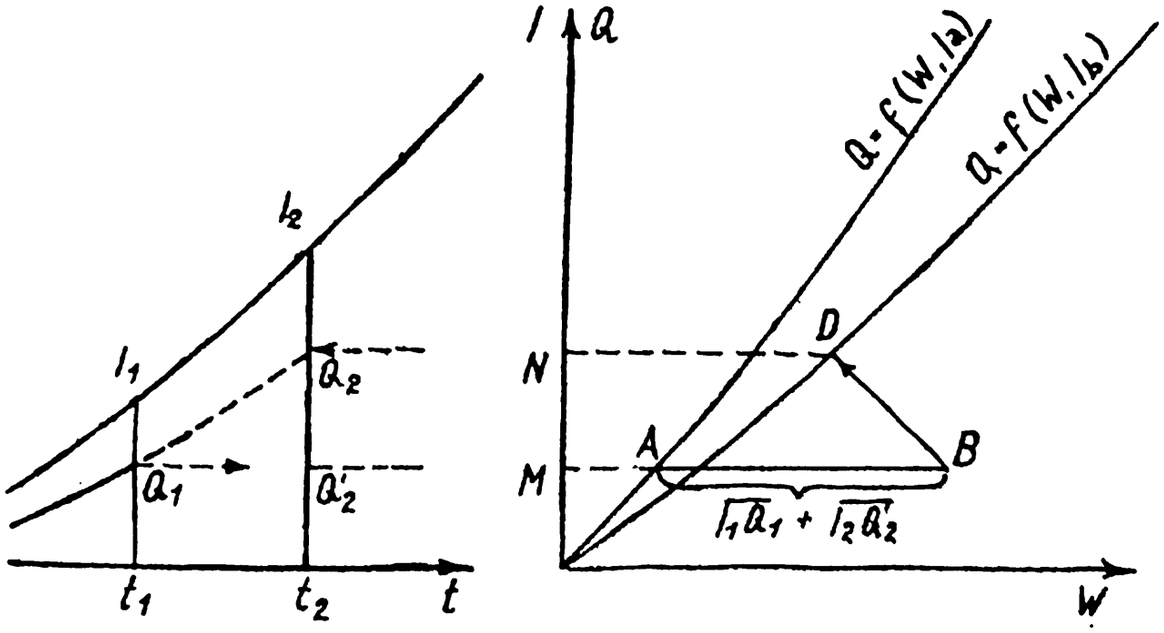

l_2
l_1
Q_2
Q_1
Q'_2
t_1
t_2
t
l
Q
$Q=f(W, l_a)$
$Q=f(W, l_b)$
D
N
A
B
M
$\sqrt{l_1 Q_1} + \sqrt{l_2 Q'_2}$
W

FIG. 1

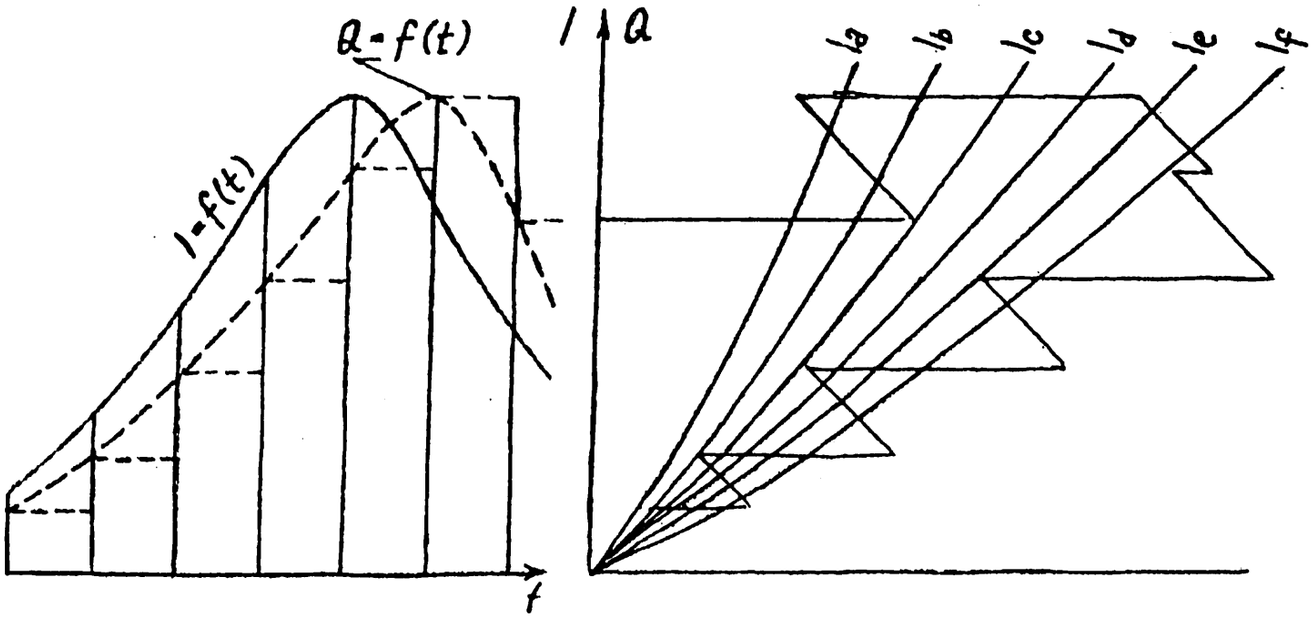

$Q=f(t)$
$l=f(t)$
t
l
Q
l_a
l_b
l_c
l_d
l_e
l_f

FIG 2

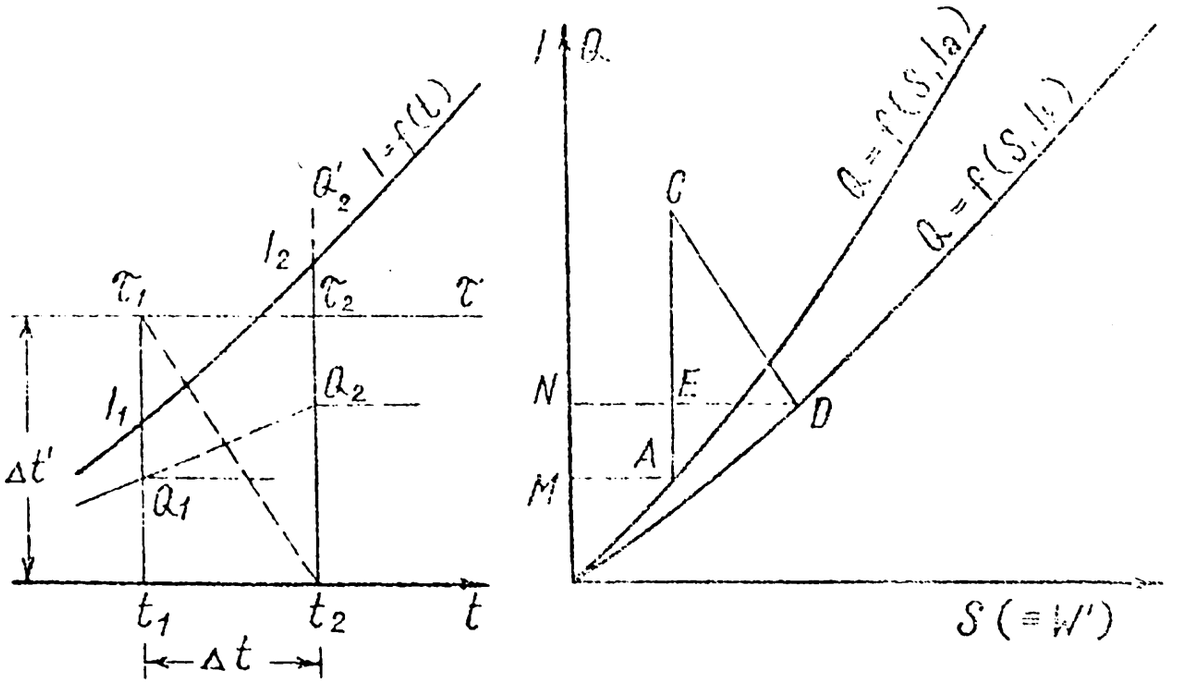

I = f(t)
Q'2
I2
τ1
τ2
τ
Q2
I1
Δt'
Q1
t1
t2
t
Δt
I Q
C
Q = f(S, Ia)
Q = f(S, Ib)
N
E
D
A
M
S (≡ W')

FIG. 3

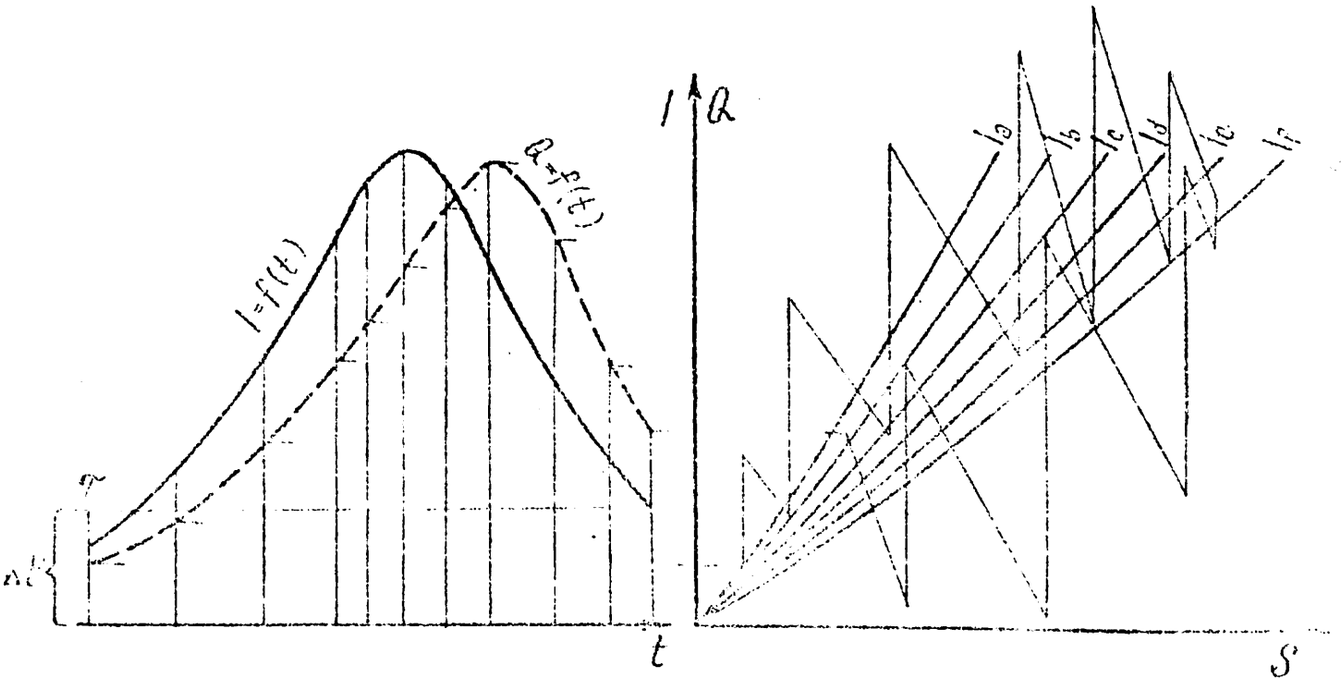

I = f(t)
Q = f(t)
τ
Δt'
t
I Q
Ia
Ib
Ic
Id
Ie
If
S

FIG. 4

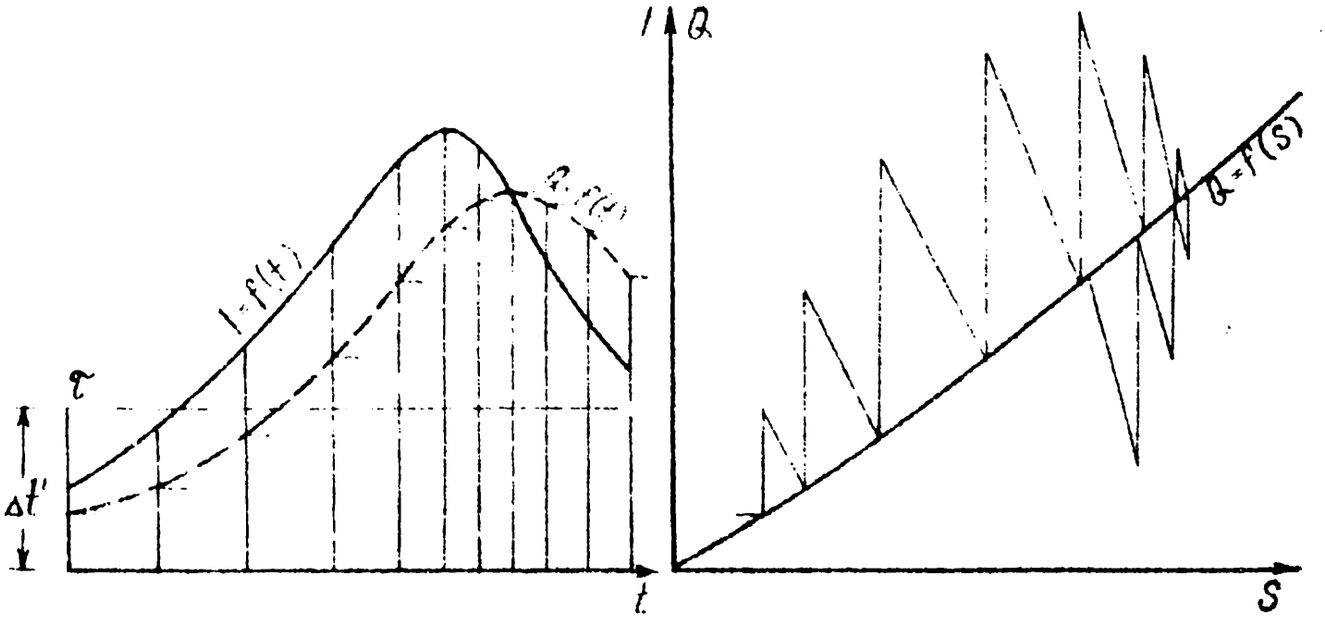


FIG. 5

ПРОГНОЗ ОБЪЕМА И ГИДРОГРАФА ПОЛОВОДЬЯ БОЛЬШОЙ РЕКИ ПО РАСХОДАМ ВОДЫ МАЛЫХ РЕК

М.И.ХАСКИНА

Гидрометеорологический научно-исследовательский центр СССР, Москва

Р е з ю м е

Сущность метода прогноза сводится к определению общего для бассейна большой реки хода притока воды в речную сеть по расходам воды малых рек и к расчету по переменным кривым добегания его трансформации в гидрограф стока в замыкающем створе.

Средние для всего бассейна величины расходов многих малых рек характеризуют суммарный приток воды в речную сеть.

Степень соответствия объемов вычисленного притока и наблюденного стока за половодье зависит от количества используемых в расчетах малых рек.

По материалам наблюдений устанавливается количество малых рек, которое обеспечивает примерное равенство объемов притока и смещенного на время добегания стока в замыкающем створе.

Прогноз объема и хода половодья даётся в момент максимума притока воды в речную сеть. При этом используется фактический и ожидаемый приток. Последний на период заблаговременности прогноза определяется по типовой кривой спада. Сумма объемов фактического и ожидаемого притока даёт предсказываемую величину объема стока половодья в замыкающем створе.

Для расчета трансформации хода притока (фактического и ожидаемого) в гидрограф стока половодья в замыкающем створе применяются переменные кривые добегания стока, которые определяются различными способами.

Изменчивость условий добегания характеризуется наполнением русел водой. Косвенной характеристикой этого наполнения может служить и значения максимального притока воды в речную сеть.

Метод даёт положительные результаты прогнозов для рек, на которых спад половодья редко нарушается значительными дождевыми паводками.

S u m m a r y

The point of forecast method comes to the determination of the general (for all the watershed) inflow into the system of a large river by the discharge of small rivers and to the calculation of inflow hydrograph transformation into runoff hydrograph by variable water travel time curves.

The average, for the whole area, runoff of many small rivers characterizes the total inflow into the river system of the watershed.

The degree of conformity of calculated inflow volume with the observed runoff volume, for the spring flood period, depends on the number of small rivers taken for the calculation.

From the observation data ensues the number of small rivers describing the inflow formation within the whole watershed and providing the approximate equality of the volumes of inflow and the displaced, for the travel time, runoff within the gauging section.

The forecast of the volume and hydrograph of spring flood is given at the date of maximum inflow into river system, and the actual and calculated inflows are taken into consideration. The calculated inflow for the term of forecast is determined by a recession curve. The sum of the volumes of the actual and calculated inflows mekes the predicted value of spring flood runoff volume, within the gauging section.

To calculate the inflow hydrograph transformation into spring flood runoff hydrograph within the gauging section the variable water travel time curves are used that are determinated by different methods.

The variability of lag conditions is characterized by the degree of filling channelswith water, and this filling can be indirectly characterized by the maximum inflow into the river system.

The use of this method has good results in hydrological forecasting for the rivers vhere spring flood recession is rarely interrupted by big rainfall floods.

Предлагаемый метод прогноза сводится к определению притока воды в речную сеть большой реки по расходам малых рек и к расчету его трансформации с помощью кривых добегания в гидрограф стока половодья в замыкающем створе.

Предвычисление хода половодья по данным о поступлении талых и дождевых вод на водосбор дает иногда значительные ошибки, вследствие сложности и невысокой точности расчета снеготаяния и определения потерь. Это заставляет гидрологов разрабатывать методы прогноза половодья по гидрометрическим данным. К таким относятся методы прогноза по притоку воды в речную сеть, вычисленному на основе уравнения баланса русловых запасов с использованием расходов основных рек,

$$q = Q \pm \frac{\Delta W}{\Delta t} \qquad /1/$$

или по стоку малых рек

$$q = \frac{F}{n} \sum_{i=1}^{n} \frac{Q_i \pm \frac{\Delta W_i}{\Delta t}}{f_i}, \qquad /2/$$

где q - приток воды в речную сеть, Q - расход воды в замыкающем створе большой реки, Q_i - расходы малых рек, число которых n, F и f_i - площади бассейнов большой и малых рек, ΔW и ΔW_i изменение объемов воды в этих реках за время Δt.

Вычисленный по этим уравнениям приток воды в речную сеть приближенно характеризует суммарный склоновый сток. Степень приближения рассчитанного притока к склоновому стоку зависит от обеспеченности мелкой речной сети гидрометрическими данными.

Практика показала, что для больших рек формулу /2/ можно применять без учета изменения объема воды в руслах малых рек

$$q = \frac{F}{n} \sum_{i=1}^{n} \frac{Q_i}{f_i}, \qquad /3/$$

или если площади малых рек примерно равны

$$q = \frac{F}{f_1 + f_2 + \ldots + f_n} \sum_{i=1}^{n} Q_i. \qquad /4/$$

Расчеты по уравнению баланса русловых запасов /1/ дают равенство объемов притока воды в русла и стока в замыкающем створе за половодье. Вычисление притока по малым рекам /2/, /3/ и /4/, когда учитывают сток только части площади бассейна, не всегда дает равенство этих объемов. Поэтому стоит задача путем статистического анализа отобрать необходимое количество малых рек, которое обеспечивает соответствие объемов притока и стока в замыкающем створе с необходимой точностью.

Оптимальное количество малых рек выбирают в итоге сопоставления их полного ряда объемов притока воды в русла, рассчитанных по разному числу малых рек, с объемом стока в замыкающем створе.

Исследования на материалах бассейнов Днепра, Дона и других рек /2, 4/ показали, что точность расчета объема притока воды в речную сеть за половодье зависит от количества используемых малых рек и характера их размещения по территории.

Естественно, чем больше изменчивость стока в бассейне, вызванная разными физико-географическими и климатическими условиями в нем, тем большее количество малых рек требуется для определения притока с заданной точностью.

Для подсчета притока воды в речную сеть Днепра до Киева (F = 328000 км^2) и Киевского водохранилища (F = 239000 км^2) было взято различное число равномерно размещенных малых рек. Оказалось, что отклонения вычисленных объемов притока, по расходам 4, 6 и 8 малых рек от объемов притока, подсчитанного по расходам 16 малых рек, составляет в среднем 10, 8 и 5 процентов соответственно. Использование стока малых рек, размещенных неравномерно на территории Верхнего Днепра, явно уменьшает точность подсчета этих объемов, что свидетельствует о необходимости расчета поступления воды в русла по сравнительно большому числу малых рек, расположенных равномерно по бассейну.

Однако в оперативной практике желательно иметь дело с минимальным объемом информации. На Днепре хорошее соответствие объемов притока воды в речную сеть за половодье, подсчитанных по расходам 8 и 16 малых рек, с объемом стока в замыкающем створе позволило в расчетах ограничиться данными 8 малых рек. Суммарная их площадь составляет около 12 процентов площади водосбора Верхнего Днепра. На Дону до Белевского (площадь 204000 км^2) приемлемую точность расчетов дают 6 малых рек, составляющие 6 процентов этой площади.

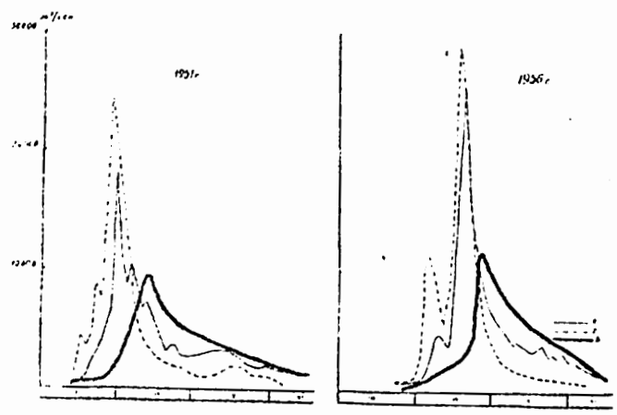


Рис. 1. Сопоставление притока воды в речную сеть за половодье рассчитанного по расходам в створах основных рек /1/, малых рек /2/ и стока Днепра у Киева /3/.

По мере увеличения площади бассейна увеличивается время между сроками наступления соответственных характерных фаз притока воды в речную сеть и стока в замыкающем створе.

Приток, вычисленный по стоку малых рек /3/, как правило, наступает раньше притока, подсчитанного по расходам на основных реках /1/, и намного опережает сток в замыкающем створе /рис. 1./.

Таким образом использование стока малых рек позволяет в прогнозах получать несколько большую заблаговременность.

На реках, зарегулированных каскадом водохранилищ, расчет по стоку малых рек притока воды в речную сеть и притока в водохранилища становится

особенно актуальным, так как многие створы на основных реках попадают в зону выклинивания подпоры.

Объем рассчитанного по формуле /3/ притока воды в речную сеть за половодье примерно равно смещенным во время добегания объемам стока в замыкающем створе. Связь этих объемов достаточно тесная (коэффициент корреляции 0,94).

Максимум, рассчитанного по стоку малых рек /3/ притока воды в речную сеть в бассейне Верхнего Днепра наступает тогда, когда основная масса снега сошла с водосбора, а на малых реках верхней многоводной части бассейна проходят пики половодья. Он наступает на 2 - 3 дня раньше максимума притока, рассчитанного по формуле /1/, и в среднем на 12 дней раньше максимума притока в Киевском водохранилище и на 16 дней раньше пика у Киева. При высоком половодье отрезок времени между пиками притока и стока в замыкающем створе уменьшается до 8 - 10, а при низком увеличивается до 20 дней. К моменту максимума притока воды в речную сеть в Киевском водохранилище или к Киеву поступает только 10 - 15 о/о стока половодья. Прогноз объема и хода стока за половодье в замыкающем створе удобно давать в момент максимума притока воды в речную сеть. К этому времени талая вода поступила в русла малых рек и в дальнейшем наблюдается уменьшение притока. Это обстоятельство дает возможность оценить приток на последующее время по типовой кривой спада. Последнюю строят в виде связи расходов притока за текущий и последующий расчетный интервал времени. На основе этой связи определяют расходы типового спада и зависимость объема притока за время спада от величины притока в день выпуска прогноза /рис. 2/. Ожидаемый объем половодья в замыкающем створе складывается из объема притока воды в речную сеть, вычисленного по фактическим расходам малых рек до даты выпуска прогноза и предсказанного по зависимости объема притока на спаде. Объем половодья Днепра до Киева и Киевского водохранилища предсказывается на последующие два месяца от даты выпуска прогноза. Такая заблаговременность прогноза в этом бассейне возможна благодаря сравнительно небольшому влиянию дождевых паводков на спад половодья, что позволяет пользоваться типовой кривой спада притока воды в речную сеть. В бассейнах, где на спад половодья оказывают существенное влияние дожди, их надо учитывать при оценке последующего притока.

Расчет расходов половодья в замыкающем створе по данным о притоке воды в речную сеть производится по формуле

$$Q_i = \sum_{\tau=1}^{\tau_m} q_{t-\tau+1} R(\tau) \qquad /5/$$

Кривая добегания руслового стока $R(\tau)$ является важнейшей характеристикой, отражающей относительно постоянные морфометрические и переменные гидравлические условия стока. Последние определяют изменчивость кривой добегания. Кривая добегания руслового стока может быть установлена из анализа движения воды на отдельных участках речной системы /1/. Однако в связи с ограниченностью исходных данных об условиях продвижения воды по руслам рек, кривые добегания подбирают. Критерием правильности их подбора служит степень соответствия между вычисленными и наблюденными расходами воды в замыкающем створе. Существует ряд приемов подбора кривых добегания /3/. Их удобно подбирать с помощью электронно - моделирующих или электронно-вычислительных машин.

В условиях бассейна Днепра эти кривые определялись, исходя из формы типового гидрографа /5/, полученного в результате осреднения совмещенных по пикам гидрографов дружного половодья. При этом из типового гидрографа исключалось грунтовое питание. Ординаты кривых добегания определены делением каждого расхода, снятого с типового гидрографа через принятые интервалы времени, на сумму расходов за половодье.

По мере увеличения этих интервалов времени максимальные ординаты полученных распределений возрастают, а число ординат уменьшается. Сохраняя для всех распределений одинаковый расчетный интервал времени, получаем серию кривых добегания, отражающих характер распределения стока в данном бассейне.

При среднем времени между пиками притока воды в речную сеть и стока в замыкающем створе, равном ΔT в качестве средней для бассейна кривой добегания принимается та, максимум которой соответствует этому времени.

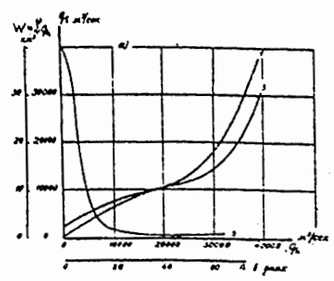


Рис. 2. Типовые кривые спада /1,2/ и объема спада за половодье /3/ притока воды в речную сеть Днепра до Киева.

Использование одной средней кривой добегания в большинстве лет дает удовлетворительное совпадение фактических и рассчитанных гидрографов. Но при этом наблюдался закономерный характер ошибок: для низкого половодья рассчитанные максимумы гидрографов получались выше и наступали раньше фактических, а для высокого половодья ниже и наступали позже фактических, что послужило причиной для применения переменных кривых добегания.

Исследования показывают, что во многих бассейнах условия добегания стока изменяются в зависимости от наполнения русел водой. Это наполнение может характеризовать максимальные величины русловых запасов (W_{max}) или притока воды в речную сеть (q_{max}). Вследствие увеличения скорости течения при высоком половодье время пробега воды уменьшается и, наоборот, при низком половодье оно увеличивается. Отрезок времени между пиками притока и стока в замыкающем створе (ΔT) зависит от максимума притока воды в

речную сеть $\Delta T = f(q_{max})$. Эта связь используется для выбора кривой добегания /рис. 3/.

Изменение условий перемещения воды по руслам рек при различном их наполнении учитывается с помощью переменных кривых добегания. Последние при прогнозах стока Днепра использовались следующим образом:

1/ Зная максимум притока воды в речную сеть, по связи $\Delta T = f(q_{max})$ определяется величина ΔT и выбирается кривая, время наступления которой $\tau = \Delta T$; таким образом эта кривая характеризует добегание всего притока воды за половодье и изменяется от года к году.

2/ Принималось также, что каждой величине притока воды в речную сеть за единицу времени соответствует своя кривая добегания.

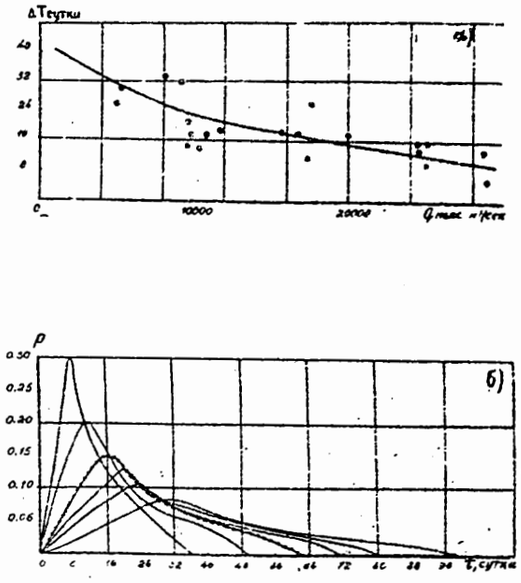


Рис.3. Связь отрезка времени между пиками притока и стока с максимумом притока воды в речную сеть /а/. Переменные кривые добегания /б/ Днепра до Киева.

В этом случае для сокращения вычислений амплитуда колебания расходов притока воды в речную сеть была разделена на ряд градаций, в пределах которых трансформация производилась по соответствующей кривой добегания.

Применение в каждом году своей кривой добегания улучшает соответствие рассчитанных и фактических гидрографов половодья по сравнению с расчетами по одной для всех лет средней кривой добегания. Расчет гидрографов при последовательном изменении кривых добегания во время половодья дает лучшие результаты, чем при использовании средней и переменных от половодья к половодью кривых добегания. Особенно улучшаются результаты расчета гидрографа для лет с высоким половодьем.

Прогноз гидрографа половодья также составляется в момент максимума притока воды в речную сеть. При этом используются фактические величины притока до момента выпуска прогноза и предсказанные на последующее время по типовой кривой спада.

Пользуясь типовой кривой спада в любой день после прохождения максимума притока воды в речную сеть, можно уточнять прогноз гидрографа стока.

При разработке методов прогноза в большом бассейне с неравномерным поступлением воды в речную сеть следует разделить его на части, в пределах которых условия формирования стока более или менее однородны. В каждом таком частном бассейне поступление воды в речную сеть определяют по стоку ряда малых рек, а изменчивость условий добегания стока учитывают в зависимости от накопления воды в русловой сети.

В этом случае расход в замыкающем створе большой реки (Q_n) можно представить состоящим из суммы трансформированных расходов (Q') в замыкающих створах (N) частных водосборов, и трансформированного промежуточного притока ($q_б$), вычисленного по стоку малых рек (3) :

$$Q_n = \sum_{1}^{N} \sum_{\tau=1}^{\tau_m} Q_{t-\tau+1}\, \tau(\tau) + \sum_{\tau=1}^{\tau_m} q_{б,t-\tau+1}\, R(\tau), \quad /6/$$

где $\tau(\tau)$ и $R(\tau)$ кривые добегания руслового стока на участках и с промежуточной площади. Для определения $\tau(\tau)$ используют стандартные кривые добегания, предложенные Г.П. Калининым и П.И. Милюковым /1/ и изохроны добегания руслового стока. Время наступления максимальных ординат стандартных кривых добегания принимают равным времени добегания пика паводка от верхнего до замыкающего створа τ_c , последнее определяют по карте изохрон. Число характерных участков n берется равным $\tau_c + 1$. Правильность расчета добегания контролируют совпадением рассчитанного и фактического стока в замыкающем створе всего бассейна /6/.

Прогнозы объема половодья в случае разделения на частные бассейны дают по каждому из них отдельно, как рассмотрено выше, а сумма этих ожидаемых объемов дает общую величину объема половодья.

Прогноз гидрографа половодья также дают по частным бассейна по формуле /5/, а затем с учетом условий добегания по формуле /6/ рассчитывают расходы воды в замыкающем створе. Весь расчет запрограммирован и проводится на ЭВМ"М-20".

Предлагаемый метод прогноза объема и гидрографа весеннего половодья для р.Днепра до Киева и Киевского водохранилища дал положительные результаты и уже несколько лет применяется при выпуске оперативных прогнозов.

Литература

1. Калинин Г.П. и Милюков П.И. Приближенный расчет неустановившегося движения водяных масс. Труды ЦИП, вып. 66, 1958.
2. Паршин В.Н. Предвычисление объема половодья крупной реки по данным о стоке малых рек. Метеорология и гидрология № 10, 1968.
3. Руководство по гидрологическим прогнозам, вып.I. Гидрометеоиздат, Л., 1964.
4. Хаскина М.И. Прогноз стока половодья р.Днепра у Киева по стоку малых рек. Труды ЦИП, вып.117,1963
5. Хаскина М.И. Прогноз гидрографа весеннего притока в водохранилище Киевской ГЭС. Метеорология и гидрология, № 8, 1967.
6. Хаскина М.И. К методике определения притока воды Киевское водохранилище. Труды ГМЦ, вып.17, 1968.

ГИДРОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОГНОЗЫ НА НИЖНЕМ ТЕЧЕНИИ РЕКИ МОРАВЫ И НА РЕКЕ ДЫЕ

Инж. ДАГМАР САХАРОВА
Гидрометеорологический институт, Брно, ЧССР

Р е з ю м е

Условия стока реки Моравы над Дыей и Дыи друг от друга отличаются в соответствии с различным характером водосборных площадей обеих рек, их морфологическим и геологическим условиям. Водосборная площадь Моравы над Дыей имеет почти естественные условия стока, на которые несколько незначительных разборчатых плотин не оказывает существенного влияния. На водосборной же площади Дыи имеется несколько значительных гидросооружений, которые искусственно влияют на условия стока как в межевой период, так и во время паводков. В соответствии с этим, для обоих бассейнов использованы разные методы гидрологических прогнозов. Для бассейна Моравы даются прогнозы гидрометрические, в то время как для бассейна Дыи речь идет, прежде всего, о прогнозах гидрометеорологических.

S u m m a r y

The runoff conditions of the Morava river, upstream its Dyje tributary, differ markedly from those on the latter which corresponds to the different character of both drainage basins, to their morphological, and geological, conditions. The runoff conditions of the Morava river basin upstream its Dyje tributary are almost natural, without being substantially affected by a few unimportant weirs. The Dyje river basin, on the other hand, includes several important water structures, artificially influencing the runoff conditions both of minimum discharges, and of flood peak discharges. Accordingly, different methods of hydrological forecasting are used in either basin. In the Morava basin hydrometrical forecasts are prevailingly used whereas in the Dyje basin hidrometeorological forecasts are preferred.

Южная Моравия в районе слияния рек Дыи и Моравы ежегодно подвергается длительным наводнениям. Затопляемые леса, пути сообщения, проходящие поперек долины, и конфигурация местности являются естественными препятствиями, которые мешают воде после прохождения паводка быстро вернуться в свое русло.

Основными реками, дренирующими эту область, являются реки Морава и Дыя (см. рис. 1 - наглядная карта рек). Условия стока реки Дыи и р.Моравы выше ее слияния с Дыей отличаются друг от друга вследствие различного характера бассейнов обеих рек и вследствие различий их морфологических и геологических условий.

Бассейн реки Моравы до ее слияния с Дыей отличается продолговатой формой и расположен в направлении с севера на юг. Основные притоки верхнего и среднего течения реки Моравы, т.е. над ее слиянием с рекой Бечвой и на участке между устьями рек Бечвы и Дыи, следующие: с правой стороны - Моравская Сазава, Тршебувка, Валова и Гана, с левой стороны - Десна, Оскава, Бечва, Держевница, Ольшава и Мыява. Самым важным притоком является Бечва.

Из геологических пород в районе верхнего и среднего течения Моравы чаще всего встречаются кристаллические сланцы, мел и кульи, в средней части флишевая зона западных Карпат. Ниже слияния с Держевницей Морава протекает через довольно широкую область аллювиальных наносов.

В бассейне верхнего и среднего течения реки Моравы нет крупных гидротехнических сооружений, а несколько незначительных разборчатых плотин на реке Мораве не оказывают существенного влияния на условия стока; вследствие этого их можно считать почти естественными.

Бассейн реки Дыи расположен в западной части водосборной площади реки Моравы а его южная часть заходит на территорию Австрии. Территория, располо-

женная между слиянием реки Дыи с ее главным притоком Свраткой и между слиянием реки Дыи с Моравой, является крупной поймой и каждый более или менее значительный паводок на реке Дые вызывает в этой области большие наводнения.

В бассейне реки Дыи встречаются следующие геологические породы: кристаллические породы - гранит, гнейс, слюдяной сланец. Только в бассейне реки Свитавы, являющейся притоком Дыи, имеются меловые образования. Речные долины заполнены незначительными слоями отложений, толщина которых увеличивается в нижнем течении рек.

Водосборная площадь реки Дыи имеет веерообразную форму и это оказывает значительное влияние на образование паводочных волн. Основными реками, дренирующими указанную территорию, являются реки Дыя, Свратка и Иглава, которые сливаются вместе над селом Долны Вестонице. В бассейне находится несколько крупных гидротехнических сооружений, оказывающих влияние на условия стока малых и больших паводков.

Таким образом, в месте слияния рек Дыи и Моравы сочетаются два основных вида условий стока: естественные условия стока реки Моравы и искусственные условия стока реки Дыи. Ввиду этого в обоих бассейнах применяются различные методы составления гидрологического прогноза.

В бассейне реки Моравы над ее слиянием с Дыей дает надежные результаты гидрометрический метод прогноза.

Самым крупным притоком Моравы над Дыей, который оказывает сильное влияние на условия стока реки Моравы, является река Бечва. Ее кульминационный расход опережает паводки на верхнем течении реки Моравы на два три дня. Паводки на реке Бечве вызываются летними ливнями. Река Бечва образуется из двух почти равноценных речек: из Рожновской Бечвы и Всетинской Бечвы. Река Бечва имеет вдоль всего течения горный характер. Паводочные волны образуются весьма скоро после начала выпадания осадков. Нарастание паводочной волны происходит быстро, длительность кульминационного расхода невелика, после чего расход снова сравнительно быстро понижается. Длительность всей паводочной волны измеряется несколькими часами. Только благодаря наличию густой сети водомерных постов можно при данной длине реки заблаговременно составлять прогноз расхода для нижнего течения реки Бечвы. Прогноз составляется для створа у поста Длугонице под Пршеровом. Исходными постами для составления прогноза являются Всетин на Всетинской Бечве и Валашске Мезиржичи на Рожновской Бечве. При повышенном расходе прогноз уточняется с помощью данных, измеренных на дальнейших постах. Предполагаемый расход в Длугоницах выражается уравнением /1/.

$$Q_t^{(D)} = Q_{t-a}^{(V)} + \Delta q_1 + Q_{t-b}^{(VM)} + \Delta q_2 \qquad /1/$$

где $Q_t^{(D)}$ - расход в Длугоницах во время t;

$Q_{t-a}^{(V)}$ - расход во Всетине во время $t-a$

$Q_{t-b}^{(VM)}$ - расход в Валашском Мезиржичи во время $t-b$

Эта функция изображена на рис. 2; на том же рисунке даны и кривые входных данных. Известными величинами являются значения $Q^{(V)}$ и $Q^{(VM)}$, неизвестными величинами являются a, b, Δq_1 и Δq_2, значения которых определяются путем анализа и подробного исследования всего бассейна. Величины a и b представляют время добегания и определяются с помощью комбинации метода соответствующих расходов и метода расчета по средней скорости в створе. Нарастания расхода Δq_1 и Δq_2 за счет отдельных участков бассейна определялись в процентах как часть основного расхода. При этом необходимо было различать два основных случая: когда бассейн перед возникновением паводка полностью насыщен осадками и второй случай когда бассейн содержит только естественную влажность почвы. Кроме того, у Всетинской Бечвы наблюдаются различия при повышении и понижении гидрографа паводка.

В отличие от Бечвы, причиной паводков на верхнем течении реки Моравы является снеготаяние в верхней части бассейна, а еще более частой причиной являются летние затяжные интенсивные дожди, выпадающие почти на всей территории бассейна.

На реке Мораве ниже ее слияния с р. Бечвой, встречаются оба типа паводков, вследствие чего получается волна с одной или двумя вершинами. Прогноз для створа Кромержиж на Мораве, находящегося на расстоянии 18 км от устья реки Бечвы, производится по соотношению, приведенному на рис. 3. При прогнозе в качестве исходных берутся посты: Оломоуц на Мораве над Бечвой и Длугонице на Бечве. Водосборная площадь между Длугоницами, Оломоуцем и Кромержижем несмотря на то, что составляет 30 процентов целой водосборной площади прогнозируемого створа в Кромержиже, дает увеличение протекания через исходные посты на относительно малую величину, а именно на 5 - 15 процентов. Определенная небольшая разница имеется также и в значениях нарастания расхода за счет частичной водосборной площади для летнего и зимнего периодов, как это видно и из уравнений /2/ и /3/. Само собой разумеется, что при этом принимается во внимание изменение расхода во времени.

Прирост расхода из Бечвы в Мораву можно установить для двух основных вариантов. Если паводок имеет место только на Бечве, а на Мораве над Бечвой расход не увеличен, то расход в Кромержиже находится в пределах $Q_{(1)}^{(K)}$ и $Q_{(2)}^{(K)}$, значения которых определяются уравнениями /4/ и /5/, приведенными на рис. 3. Если же в образовании паводочной волны на Мораве под Бечвой участвует не только Бечва, но и верхнее течение Моравы, то расход в Кромержиже находится в пределах $Q_{(3)}^{(K)}$ и $Q_{(4)}^{(K)}$, значения которых определяются уравнениями /6/ и /7/, приведенными на рис. 3.

На участке от устья Бечвы до устья Дыи гидрометрический прогноз очень прост, что видно и из уравнений /8/ и /9/ на рис. 3.

При низких расходах значения $\Delta q_3 - \Delta q_8$ пренебрежимо малы, а при более высоких расходах эти значения достигают 10 процентов расхода, протекающего

через вышележащий створ.

Зимний период: $Q^{(D)} + Q^{(D)} + (10-15)\% \sum Q - Q^{(K)}$ /2/

Летний период: $Q^{(O)} + Q^{(D)} + (5-15)\% \sum Q - Q^{(K)}$ /3/

$$Q^{(K)}_{(1)} = \frac{Q^{(D)\,1.119}}{1.46} \quad /4/$$

$$Q^{(K)}_{(2)} = \frac{Q^{(D)\,1,309}}{3.10} \quad /5/$$

$$Q^{(K)}_{(3)} = 1,604\, Q^{(D)\,0,91} \quad /6/$$

$$Q^{(K)}_{(4)} = 1,308\, Q^{(D)\,0,95} \quad /7/$$

$$Q^{(Sp)} = Q^{(K)} + \Delta q_3 + Q^{(G)} + \Delta q_4 + \Delta q_5 \quad /8/$$

$$Q^{(S)} = Q^{(Sp)} + \Delta q_6 + Q^{(UB)} + \Delta q_7 + \Delta q_8 \quad /9/$$

$Q^{(K)}$ - расход в Кромержиже на Мораве;
$Q^{(O)}$ - расход в Оломоуце на Мораве;
$Q^{(D)}$ - расход в Длугоницах на Бечве;
$Q^{(Sp)}$ - расход в Спытигневе на Мораве;
$Q^{(S)}$ - расход в Стрежнице на Мораве;
Δq_3 - Δq_8 - прирост расхода за счет отдельных частичных водосборных площадей.

В бассейне Дыи наблюдаются два вида паводков. Летние паводки бывают только дождевые. Они продолжаются всего несколько дней и постигают или целую водосборную площадь, или большую ее часть. Зимние паводки связаны с таянием снега или с таянием снега и одновременно с дождем. Принимая во внимание то, что образование паводков происходит постепенно и на водосборной площади веерообразной формы несколько значительных гидросооружений, для бассейна Дыи, в отличие от бассейна Моравы, составляются гидрометеорологические прогнозы. Они в основном делятся на два вида в зависимости от того, имеется ли в виду летний или зимний паводок. Следовательно, речь идет о прогнозе стока запасов воды в снежном покрове в зимнее время и о прогнозе стока во время дождей в летнее время. В первом случае, когда данная проблематика касается водосборных площадей главных гидросооружений, т.е. плотин Бранов, Вир, Брно и Мостиште, при решении возникает ряд затруднений, связанных с большой пересеченностью водосборной площади. Отдельные частичные водосборные площади отличаются между собой как характером поверхности, так и климатическими условиями. В связи стем, что речь идет о быстром и практическом использовании прогноза, был выбран простой способ определения объема стока из запасов воды на водосборной площади, исходя из запаса воды в снежном покрове. Это соотношение было выражено с помощью двух взаимно зависимых величин. Рассчитывалась также зависимость объема стока от количества осадков в зимний период. Благодаря этому, в определенной степени бралась во внимание комбинация стока за счет таяния снежного покрова и выпадших на него дождевых осадков. Для того, чтобы можно было составить более точные соотношения для прогноза, необходимо иметь сеть станций, измеряющих температуру. На водосборной площади названных водохранилищ сеть таких станций очень редкая. Несмотря на это, была сделана попытка ввести эту величину в соотношения. Полученные результаты приведены в таблицах на рис. 4.

На рис. 4 использованы следующие обозначения:

H_w - высота стока в мм;
H' - запас воды в снежном покрове, взятый как равномерный слой на всей водосборной площади, в мм;
H^x - средняя высота снежного покрова на водосборной площади, в см;
H_s - среднее количество зимних осадков, выпавших на водосборную площадь, в мм.

На рис. 5 даны некоторые результаты расчетов для водосборных площадей плотин Бранов и Вир.

Из приведенных результатов видно, что определение стока по запасам воды в снежном покрове, который лежит на водосборной площади, дает при имеющихся возможностях наиболее приемлемые результаты, если было взято правильное значение водосодержания снега. Выданный прогноз в практике можно во время уточнить, используя для этого происходящие на водосборной площади изменения.

В летний период на водосборной площади Дыи ограничиваются определением стока за счет выпавших осадков для водосборных площадей отдельных гидросооружений, замыкающего створа на Иглаве и створа Нижние Вестонице, который лежит недалеко от слияния наиболее важных рек, отводящих воду с этой водосборной площади, т.е. у слияния Дыи и Свратки с Иглавой. Объем стока в этом случае был установлен как слой стока, равномерно распределенный ны водосборной площади, т.е. как высота стока в мм. В данном случае использовался метод коаксиальных корреляций. При этом было рассмотрено несколько вариантов с разным числом входных элементов и разным типом кривых отдельных квадратов. Решение проводилось как графическим, так и расчетными методами. Расстояние между кривыми и вид кривых соотношений между осадками и стоками отображают физико-географические условия на водосборной площади. На надежность соотношений оказывает влияние количество исходных данных. Всего была произведена корелляция пяти параметров, из которых один параметр, а именно сток, является зависимой переменной, а четыре параметра-осадки, коэффициент предшествующих осадков, продолжительность осадков и влияние испарительнотранспирационного цикла - независимые переменные. Значение этих параметров хорошо известно и, следовательно, нет необходимости останавливаться на них подробно.

Приведем обозначения и единицы, которые нами были использованы:

$$H_s = \frac{\sum_1^i p_i\, H_{si}}{p}$$ ..... (мм) - средний определяющий осадок

$$UPS = \frac{\sum_1^i p_i\, UPS_i}{p}$$ ..... (мм) - коэффициент предшествующих осадков

$$UPS_o = \sum_1^j H_{st}\, K_t \qquad \text{где } K_t = K^t$$

t_s ..... (день, часа) - продолжительность осадков

t_E ..... (недели) - влияние испарительно-транспирационного цикла

O ..... (мм) - сток.

Графически корелляция производилась не стока, а, как обычно принято, разницы между осадками и стоком (ϱ_o). Способ производства графической корелляции известен. Результаты для водосборной площади плотины Вранов даны на рис. 6.

Решение расчетным путем было проведено на счетно-решающей машине сначала для линейной корелляции с уравнением типа $y = f(x_1, x_2 \ldots, x_0)$. Если использовать обеспечения входных параметров, т.е. выбранных независимых переменных, то получится уравнение вида:

$$O = a.H_s + b.UPS + c.t_E + d.t_s + e.Q_o + f \qquad \ldots\ldots\ /10/$$

По сравнению с графической корелляцией при расчетном линейном решении увеличивалась совокупность независимых переменных на один элемент, а именно введен начальных расход . Решение было выполнено для нескольких вариантов с различной комбинацией независимых переменных.

Кроме того, на счетно-решающей машине была решена квадратическая корелляция. На основании широкого анализа и многочисленных комбинаций уравнение для данной совокупности параметров было выбрано в общей форме:

$$C_{2,2}x_2^2 + C_{2,3}x_2x_3 + C_{2,4}x_2x_4 + C_{2,5}x_2x_5 + C_{2,1}x_2 + C_{3,3}x_3^2 + C_{3,4}x_3x_4 + C_{3,5}x_3x_5 + C_{3,1}x_3 + C_{4,4}x_4^2 + C_{4,5}x_4x_5 + C_{4,1}x_4 + C_{5,5}x_5^2 + C_{5,1}x_5 + C_{1,1} = 0$$

где $C_{1,1} \div C_{5,5}$ - постоянные, а $x_2 \div x_5$ - функция независимой переменной.

В этом случае также были произведены различные комбинации входных величин и получен ряд вариантов для разных случаев доступности и надежности независимых переменных.

При всех видах прогнозов имеющийся в распоряжении материал был разделен на две совокупности : совокупность основная, которая предназначалась для нахождения исконного соотношения, и совокупность контрольная, с помощью которой это соотношение контролировалось еще до передачи его в практику.

В заключение следует сказать, что целью реферата было дать сведения о результатах, которые были достигнуты при применении опыта чешских и заграничных гидрологов при изучении условий стока и подготовке гидрологических прогнозов в Моравии, являющейся областью, дренированной одним из самых больших притоков Дуная на территории ЧССР - рекой Моравой и ее правым притоком рекой Дыей.

Литература

1. Čerkašin: Hydrologicka příručka, HMU Praha, 1964
2. Dub: Hydrologie, hydrografie, hydrometrie, SVTL Bratislava, 1957
3. Nemec: Inženyrska hydrologie, SNTL Praha 1964
4. Hidrologicke pomery ČSSR - II díl HMU Praha 1967
5. Čermak: Dyje, KNV Brno 1952
6. Bratranek: Morava, VUV Praha 1939
7. Sacherova: Postupove doby na tociah v povodi Moravy, Brno 1966
8. Sacherova: Predpoved objemu odtoku ze srážek pro Dyji, Brno
9. Hladny: Stanoveni srážkoodtokovych vztahu pro povodi toku Vltavske kaskady, Praha 1964.

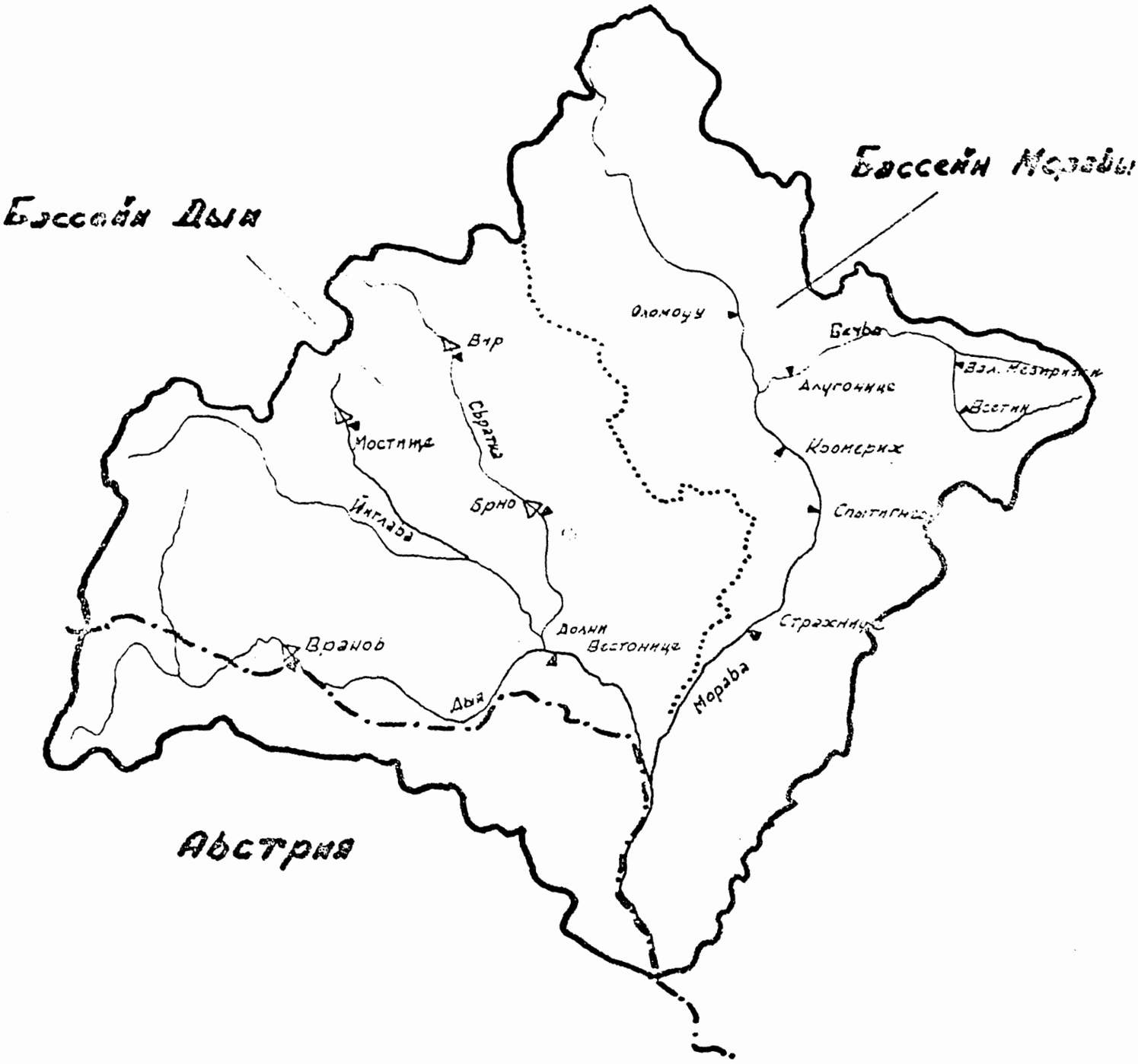

Бассейн Дыи
Бассейн Моравы
Оломоуц
Вир
Сьратка
Мостище
Брно
Йиглава
Алугонице
Кромерих
Спытигнев
Страхнице
Долни
Вестонице
Вранов
Дыя
Морава
Австрия

Рис. 1

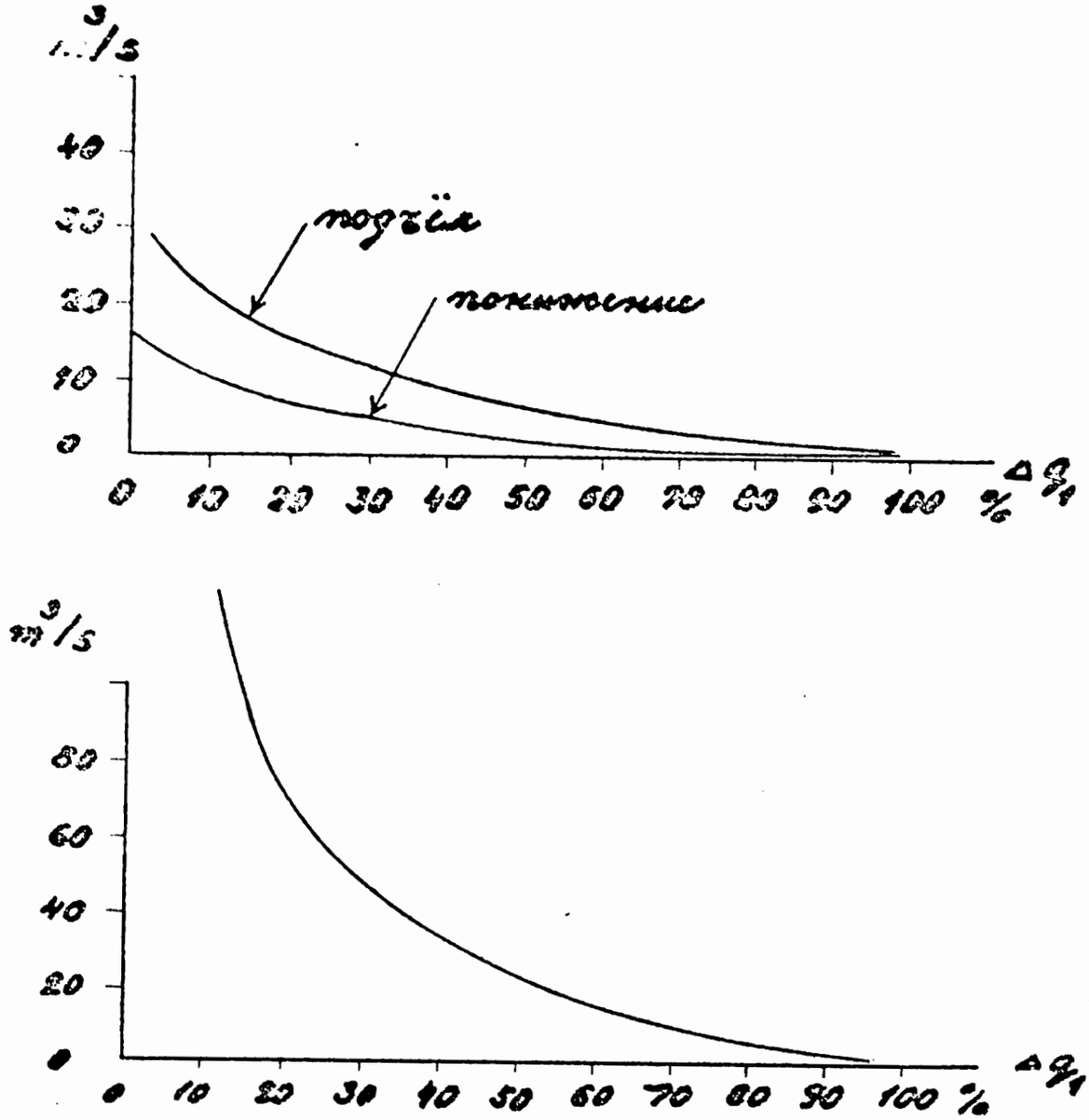
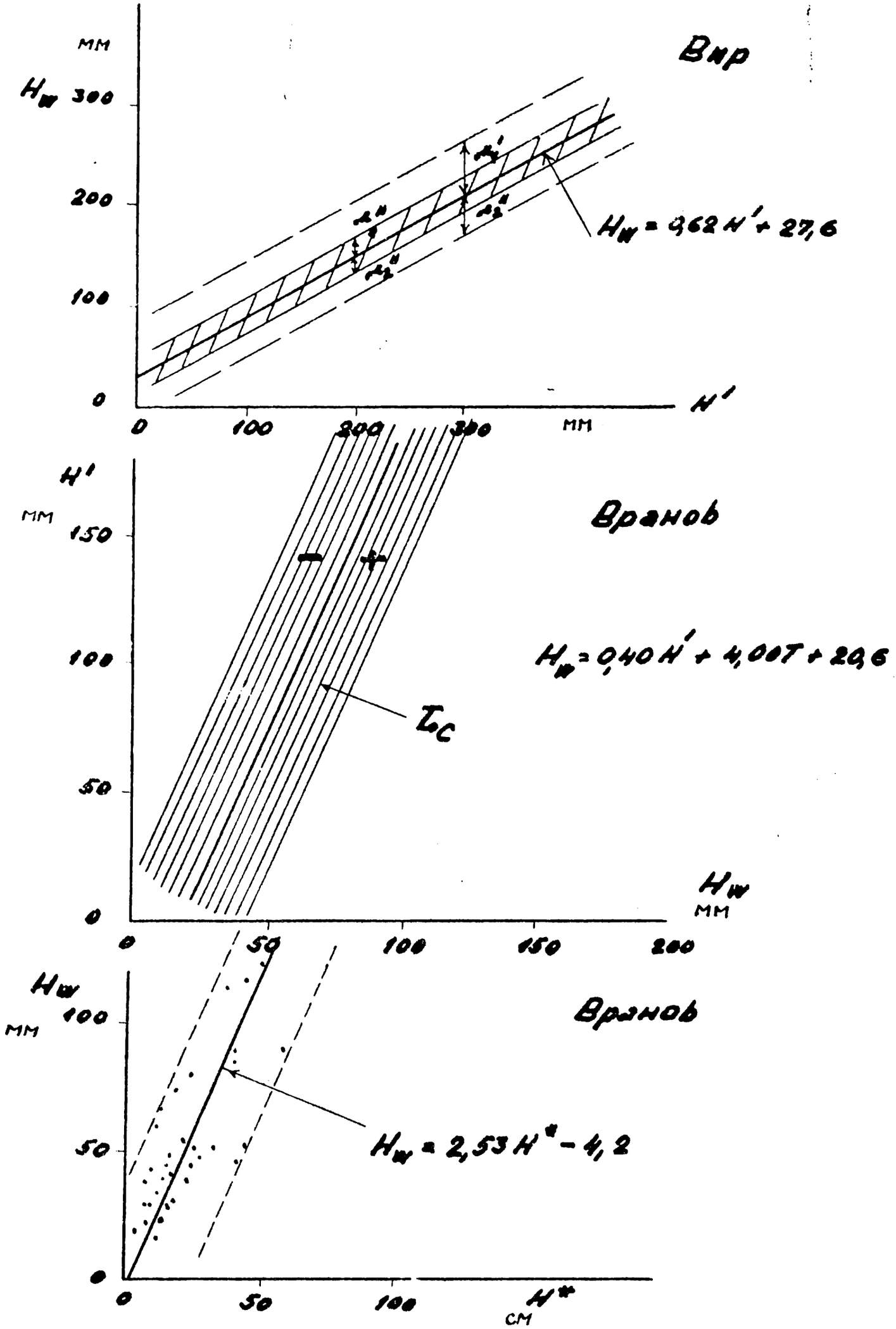

м³/s
40
30
20
10
0
подъём
понижение
0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 %
Δq/q
м³/s
80
60
40
20
0
0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 %
Δq/q

Рис. 2

Бассейн	уравнение: сток ↓ запас воды в снежном покрове	уравнение: сток ↓ зимние осадки	уравнение: сток ↓ высота снежного покрова	среднеквадратическое отклонение σ_x	среднеквадратическое отклонение σ_y	коэффициент корреляции r
Вир	$H_w = 0{,}62H' + 27{,}6$			58,9	34,7	0,702
	$H_w = 0{,}81H' + 24{,}6$			48,3	"	0,610
		$H_w = 0{,}86H_s + 44{,}0$		45,6	"	0,606
			$H_w = 1{,}95H^* + 19{,}5$	21,5	"	0,532
Горно (целый бассейн)	$H_w = 0{,}63H' - 1{,}14$			40,4	21,9	0,571
		$H_w = 0{,}85H_s - 33{,}5$		28,5	"	0,643
			$H_w = 1{,}50H^* + 5{,}20$	17,0	"	0,617
			$H_w = 1{,}66H^{*1{,}03}$	–	–	0,713
Горно	$H_w = 0{,}70H' - 9{,}66$			36,7	18,4	0,420
		$H_w = 0{,}81H_s - 37{,}5$		25,7	"	0,594
			$H_w = 1{,}55H^* - 1{,}95$	14,5	"	0,509
Вранов	$H_w = 0{,}78H' + 6{,}2$			45,7	34,3	0,762
		$H_w = 0{,}45H_s - 15{,}8$		43,6	"	0,630
			$H_w = 2{,}53H^* - 4{,}2$	14,1	"	0,755
	$H_w = 0{,}40H' + 4{,}00T + 20{,}58$			–	–	–
Мостище	$H_w = 0{,}76H' - 1{,}13$			40,6	29,1	0,707
		$H_w = 0{,}89H_s - 36{,}9$		37,3	"	0,600
			$H_w = 2{,}00H^* - 2{,}6$	15,7	"	[illegible]

Рис. 4



Впр
H_w мм
300
200
100
0
$H_w = 0{,}62 H' + 27{,}6$
H'
0
100
200
300
мм
Вранов
H'
мм
150
100
50
0
$H_w = 0{,}40 H' + 4{,}00T + 20{,}6$
T_c
H_w
мм
0
50
100
150
200
Вранов
H_w
мм
100
50
0
$H_w = 2{,}53 H^* - 4{,}2$
0
50
100
H^*
см

Рис. 5

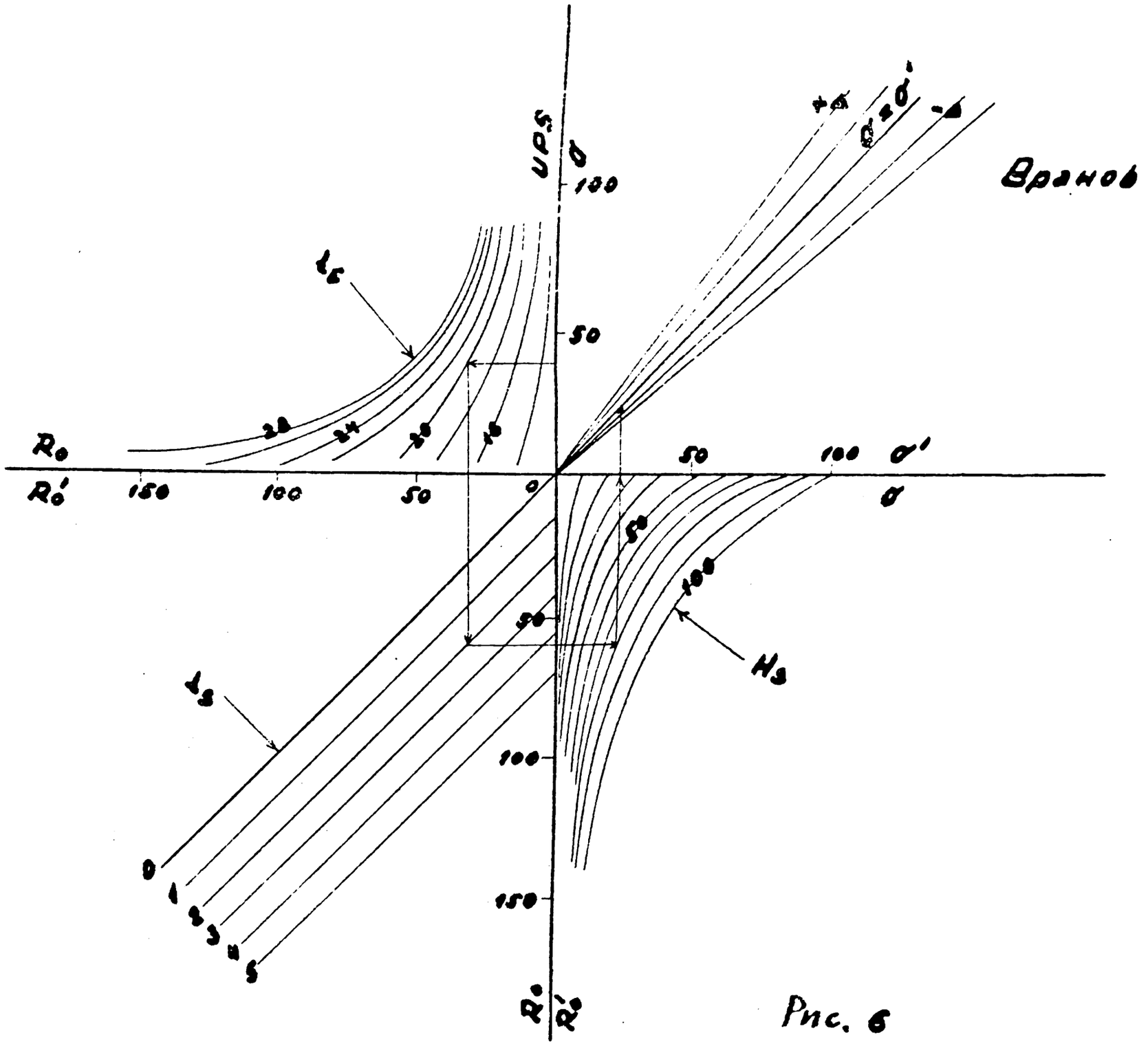

Вранов
UPS
σ
100
50
R_0
R_0'
150
100
50
0
50
100
σ'
σ
l_c
l_s
H_s
28
24
20
16
50
100
150
0
1
2
3
4
5
+σ
σ'=σ'
-σ

Рис. 6

ПРОГНОЗ ГИДРОГРАФА ПАВОДКОВ ДЛЯ ВЕНГЕРСКОГО УЧАСТКА Р. ДУНАЯ ПО ДАННЫМ О РАСХОДАХ

инж. гидролог П.БАРТА - дипл.метеоролог К.БОДИ
Научно-исследовательский институт водного хозяйства
Будапешт

Р е з ю м е

В настоящем докладе приведены результаты исследований проведенных для разработки метода прогнозирования расходов реки Дуная на венгерском участке с заблаговременностью 2 - 4 суток.

Расчетным методом был выбран метод расчета неустановившегося движения Калинина-Милюкова. Расчеты проводились на аналоговой вычислительной машине ПР-43.

Указанный участок является приточным. Для учета промежуточного притока был применен метод текущей корректировки.

Результаты проверочных прогнозов полученных расчетом на машине ПР-43 сопоставлены с результатами прогнозов основанных на методе соответственных расходов.

S u m m a r y

This paper deals with the results of researches carried out for the purpose of elaboration of a method of making forecasts of the inflow of the river Danube at the Hungarian territory during 24 hours.

Kalinin-Miljukov's method for calculation of the unproved movement has been chosen as the arithmetic method. The calculation was carried out at the analogous machine PR-43.

The forementioned section is a tributary one. The method of current correction has been applied for calculation of interspaceous tributary.

The results of checked forecasts obtained by calculation at the machine PR-43 have been compared with the results of forecasts based upon the method of corresponding inflows.

За последние годы для рек со значительными расходами были составлены прогностические пособия, основанные на графическом решении корреляционных зависимостей метода соответственных максимумов. При использовании этих прогностических пособий появилась возможность предсказания максимумом паводков, а для р.Дуная возможность регулярного прогнозирования уровенного режима реки (1). Внедрением вычислительной техники в практику гидрологических прогнозов и в нашей стране все большее внимание уделяется использованию электронных вычислительных машин дискретного и непрерывного действия. Участие электронных вычислительных машин в выпуске гидрологических прогнозов дает возможность на получение более точных сведений о прохождении паводков.

Научно-исследовательский институт водного хозяйства в 1967 г. приобрел моделирующую машину ПР-43. Ниже излагаются первые результаты полученные при помощи этой машины.

С использованием современной вычислительной техники возможно привлечение в практику прогнозов уравнений неустановившегося движения. Применяемый нами способ Калинина - Милюкова является приближенным решением уравнений Сен-Венана.

В предложенном этими авторами методе доказывается, что реку (или любое русло) можно разбить на определенное число "характерных" участков, на которых существует однозначная связь между объемом воды на участке и расходом воды через его нижний створ.

Эта связь для одного характерного участка выражается уравнением:

$$\frac{dQ}{dt} = \frac{1}{\tau} \frac{dW}{dt} \qquad /1/$$

где

Q - расход воды через нижний створ участка
W - объем воды на участке
τ - время добегания воды на участке

Таблица 1.

Прогностический участок: Кремс - Будапешт
Заблаговременность прогноза = τ = 3 суток
Число характерных участков: n = 6

№	Дата 1948 г.	Наблюденный расход q_t	Будапешт Q_t	Прогноз Q'_t	Разность δ_t	Корректировка $-\delta_{t-\tau}$	Корр. прогнов $Q''_t = Q_t + (-\delta_{t-\tau})$	Ошибка прогноза $\Delta Q = Q''_t - Q_t$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	VI.17	2190	2674	2156	-518	-	-	-
2	18	2230	2611	2150	-461	-	-	-
3	19	2310	2548	2156	-392	-	-	-
4	20	2546	2557	2156	-401	518	2674	117
5	21	2860	2620	2216	-404	461	2677	57
6	22	3850	2755	2375	-380	392	2771	16
7	23	4128	3016	2654	-362	401	3055	39
8	24	3597	3490	3125	-365	404	3529	39
9	25	3784	3890	3540	-350	380	3920	30
10	26	3608	4044	3680	-364	362	4042	-2
11	27	3421	4022	3700	-322	365	4065	43
12	28	3000	3989	3640	-349	350	3990	1
13	29	3780	3912	3460	-452	364	3824	-88
14	30	2980	3670	3260	-410	322	3582	-88

Таблица 2.

№	Верхний створ	Нижний створ	Ошибки прогнозов: По кривым добегания $\bar{\Delta Q}$	ΔQ_{max}	$\bar{\Delta H}$	По методу соответственных максимумов ΔH_{max}	$\bar{\Delta H}$	ΔH_{max}
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Кремс	Будапешт	196	664	17	59	31	110
2	Вена	Будапешт	250	552	19	45	33	145
3	Братислава	Будапешт	153	492	12	42	19	76
4	Братислава	Мохач	307	966	30	88	31	276
5	Комаром	Мохач	223	756	22	68	22	224

t - время

Уравнение водного баланса характерного участка имеет вид:

$$\frac{dW}{dt} + Q = q \qquad /2/$$

где

q - расход воды через верхний створ

Совместным решением уравнений /1/ и /2/ получим основное уравнение характерного участка

$$\tau \frac{dQ}{dt} + Q = q \qquad /3/$$

Записав уравнение /3/ для всех характерных участков будем иметь систему уравнений решение которой возможно:

а) аналитическим методом Калинина-Милюкова

б) методом кривых добегания.

В методе кривых добегания расчет гидрографа нижнего створа производится решением интеграла Дюамеля

$$Q(t) = \int_0^t q(t-\tau)p(\tau)\, d\tau \qquad /4/$$

где

$p(\tau)$ - кривая добегания (показывающая распределение расходов воды через нижний створ при стекании единичного объема). Предполагая, что время добегания на каждом характерном участке одинаковое Калинин и Милюков получили следующее выражение кривой добегания для системы состоящей из "n" характерных участков:

$$p(\tau) = \frac{\Delta t}{\tau(n-1)!} \left(\frac{t}{\tau}\right)^{n-1} e^{-\frac{t}{\tau}} \qquad /5/$$

где

Δt - расчетный интервал времени принятый за единицу.

Решение уравнения /4/ производилось на моделирующей машине ГР-43. Привлечение моделирующей машины (ЭМУ) дало возможность быстрого и точного определения кривых добегания по данным о паводках прошлых лет для пяти выбранных прогностических участков (5, 6).

Перед нами стояла задача дать прогноз гидрографа паводков для створов Будапешт и Мохач. Для этого были выбраны следующие прогностические участки:

Верхний створ			Нижний створ		
Кремс	2003 км	от устья	Будапешт	1646 км	от устья
Вена	1929 км	"	Будапешт	1646 км	"
Братислава	1869 км	"	Будапешт	1646 км	"
Братислава	1869 км	"	Мохач	1447 км	"
Комаром	1768 км	"	Мохач	1447 км	"

Для прогностических участков по данным 26-и паводков периода 1945 - 1965 гг. были определены параметры кривых добегания путем подбора (последовательного расчета паводков варируя значения параметров). Были выбраны для каждого паводка параметры обеспечивающие наилучшее совпадение прогнозируемого и фактического гидрографов. Таким образом для каждого прогностического участка получили 26 кривых добегания. При анализе этих кривых было определено, что для всех участков величина параметра "n" мало меняется и для каждого участка можно принять ее постоянной. Поскольку параметр τ (время добегания) может быть предсказан по величине расхода воды через верхний створ (1, 2 и 3), выпуск прогноза, зная величину промежуточного притока возможен.

На вышеуказанных прогностических участках естественный режим воды нарушен, поэтому для учета промежуточного притока целесообразно применять метод текущей корректировки. Величина корректировки равна разности рассчитанного и наблюденного расходов в день выпуска прогноза $\delta = -(Q_П - Q_{наб})$, взятой с обратным знаком. Прибавляя значения корректировки к прогнозу с учетом времени добегания, получим корректированный прогноз (табл. 1).

Введение текущей корректировки дает хорошие результаты в случае относительного постоянства во времени промежуточного притока в пределах заблаговременности прогноза и при условии, что паводочные волны на отдельных притоках не оказывают существенного влияния на время добегания по основному руслу.

Оценка полученных результатов

Точность проверочных прогнозов характеризована средней и максимальной ошибками в определении максимума паводка. Пересчет расходов на уровни был произведен по кривой расходов. Производилось сравнение прогнозов полученных методом соответственных максимумов с прогнозами, полученными с помощью ЭМУ ГР-43 (табл. 2).

Как видно из таблицы 2. ошибки прогнозов, полученные на основе кривых добегания с применением моделирующей машины значительно ниже, чем ошибки прогнозов, рассчитанные методом соответственных максимумов. Преимуществом метода кривых добегания является еще то обстоятельство, что в результате расчетов получим весь гидрограф паводка, не только значения отдельных точек.

Проведенные исследования в 1969 г. относительно определения параметров кривых добегания дали возможность прогнозировать с заблаговременностью, равной времени добегания, гидрограф паводков в указанных створах. Использование моделирующей машины ГР-43 сокращает затраченное время на расчеты, увеличивая этим заблаговременность прогноза, позволяя быстрое информирование органов по защите от наводнения в случае необходимости.

Литература

1. Szesztay Karoly: A Duna vizjarasanak elorejelzese
(Прогноз режима реки Дуная)
Tanulmanyok es Kutatasi eredmanyek 6.sz.VITUKI, Budapest, 1959.

2. Szesztay Karoly: Adalekok az arhullamok levonulasi sebessegenek vizsgalatahoz
(Дополнение к изучению скорости прохождения паводочных волн)
Ep.es.Közl.Tud.Közlemenyek 1962§1-2

3. К. Сестаи: Гидравлика паводочных волн и прогноз времени добегания. Гидрологический Конгресс.Шмоленице 1962.

4. Калинин Г.П. - Милюков П.И.: Приближенный расчет неустановившегося движения водных масс. Труды ЦИП вып. 66, 1958.

5. Калинин Г.П. - Милюков П.И. - Нечаева Н.С. : Простая электронная моделирующая установка для прогноза паводков. Метеорология и гидрология. 1960, № 8.

6. Кучмент Л.С. : Об использовании электронных вычислительных машин непрерывного действия для расчета гидрографа стока. Метеорология и гидрология. 1962. № 12.

ИССЛЕДОВАНИЯ В СССР ПО УСОВЕРШЕНСТВОВАНИЮ МЕТОДОВ ПРОГНОЗОВ РАСХОДОВ И УРОВНЕЙ ВОДЫ НА ОСНОВЕ ГИДРОМЕТРИЧЕСКИХ ДАННЫХ

П.И.МИЛЮКОВ
Гидрометцентр СССР, Москва, СССР

Р е з ю м е

В докладе дается краткий обзор исследований , выполненных в последние годы в Советском Союзе, в первую очередь в Гидрометеорологическом Центре СССР, с целью усовершенствования методики кратко-срочных прогнозов расходов и уровней воды, составляемых на основе гидрометрических данных. Такие прогнозы наиболее надежны на больших реках, на которых расходы воды в течение ближайших нескольких суток зависят главным образом от объема и распределения запасов воды в русловой сети.

Рассматриваются разработанные приемы расчета добегания и трансформации паводочных волн по уравнениям гидродинамики, а также упрощенные способы. Показывается, что в оперативной службе гидрологических прогнозов упрощенные способы являются пока единственно реальными. Они имеют удовлетворительную точность и могут служить на современном этапе методической основой для краткосрочных прогнозов расходов и уровней воды на больших реках.

На участках значительной длины расчет добегания и трансформации паводочных волн может быть произведен по кривым добегания, для определения которых разработаны различные приемы. Внедрение аналоговых ЭВМ позволяет значительно ускорить расчеты и использовать способы оптимального подбора кривых добегания.

Рассматривается применение частных кривых добегания, а также применение метода множественной корелляции.

S u m m a r y

The paper gives a short survey of investigations made in the USSR for the last years (and in the Hydrometeorological Research Centre of the USSR in the first turn) in order to improve the methods of the short-period forecasts of the water discharge and levels made up on the basis of the hydrometric data. Such forecasts are more reliable on large rivers where water discharges within the next few days mainly depend on the storage and distribution of water in channel network.

This paper deals with the elaborated methods of the calculation of the flood wave lag and flood routing according to hydrodinamic equations, and it also deals with the simplifed methods. It is shown that the simplified methods in operation service of the hydrologic forecasts are the only real in the meanwhile. They have the satisfactory exactness and nowdays they can serve as a siste - matic basis for the short - range forecasts of water discharges and levels on large rivers.

On the stretches of considerable length the calculation of the flood wave lag and flood routing can be made according to transit curves for thedetermination of which various methods were made up. The usage of the analog computers allows to accelerate the calculations considerably and to use the methods of optimum selection of transit curves.

The paper also deals with the application of particular transit curves, and with the application of multitude correlation method.

На больших реках расходы воды в течение ближайших нескольких суток зависят, главным образом, от объема и распределения запасов воды в русловой сети. Этим определяется возможность их прогнозирования по данным о расходах или уровнях воды на реках бассейна. В общем случае такая возможность тем больше, чем больше размеры реки, точнее, чем больше время добегания воды по русловой системе.

За последние 25 лет методы краткосрочных прогнозов, составляемых на основе информации о расхо-

дах и уровнях воды, значительно усовершенствованы. В первой половине этого периода развитие методов шло, главным образом, по линии оценки общих запасов воды в русловой сети, без учета их распределения внутри нее /6,23/. Определение русловых запасов дало возможность вычислять суммарный приток в русловую сеть. Это позволило значительно повысить точность и надежность краткосрочных прогнозов расходов и уровней воды. В настоящее время методы прогнозов стока по русловым запасам и суммарному притоку прочно вошли в повседневную практику /1,2,24/.

Для второй половины указанного периода характерны исследования, направленные на изучение сложного процесса движения водных масс по русловой системе бассейна. Настоящий доклад посвящен именно этой теме. В нем дается краткий обзор исследований в этой области, проведенных в Советском Союзе, в первую очередь в Гидрометеорологическом научно-исследовательском центре СССР.

Движение воды по речным руслам, в общем случае, является неустановившимся. Оно описывается двумя дифференциальными уравнениями в частных производных (уравнения Сен-Венана):

$$\left.\begin{aligned} &\frac{Q^2}{K^2}+\frac{1}{g}\frac{\partial U}{\partial t}+\frac{U}{g}\frac{\partial U}{\partial x}+q\frac{1}{g}\frac{U}{F}=\frac{\partial H}{\partial x}\\ &\frac{\partial Q}{\partial x}+\frac{\partial F}{\partial t}=q(x,t), \end{aligned}\right\} \quad /1/$$

где H, U, F, Q, K - соответственно, уровень, средняя скорость, площадь поперечного сечения, расход и модуль расхода потока в точке x в момент времени t; q - приток воды в русло на единицу длины в единицу времени; g - ускорение силы тяжести. Первое уравнение /1/ принято называть уравнением движения, а второе - уравнением неразрывности.

Система уравнений /1/ относится к гиперболическому типу и не имеет аналитического решения. В случае пренебрежения инерционными членами (т.е. содержащими производные $\frac{\partial u}{\partial t}$ и $\frac{\partial u}{\partial x}$) уравнения движения системы /1/ превращается в параболическую. Но и в этом случае она не имеет общего аналитического решения. Поэтому расчет неустановившегося движения возможен только путем численного интегрирования. При этом расчет ведется по шагам Δx и Δt, которые для обеспечения необходимой точности должны быть достаточно малы.

В последние годы в СССР, также как и в ряде других стран, были выполнены исследования, в результате которых решен ряд практических вопросов, касающихся выбора схем расчета, назначения расчетных интервалов, способов определения входящих в уравнения коэффициентов и оценки устойчивости различных схем расчета (3, 13-15).

В настоящее время при наличии электронных вычислительных машин, математическая сторона интегрирования уравнений Сен-Венана не вызывает затруднений.

Наиболее распространенным методом численного интегрирования уравнений гидродинамики является метод сеток, основанный на замене частных производных отношениями конечных разностей и последовательном решении систем алгебраических уравнений. При этом находятся значения расхода или уровня воды последовательно в заданных сечениях русла через заданные промежутки времени, т.е. в отдельных точках (узлах сетки) плоскости x, t.

В зависимости от способов аппроксимации производных схемы численного интегрирования делятся на явные и неявные. В явных схемах искомые величины рассчитываются последовательно для каждого узла сетки, т.е. в заранее заданные моменты времени в заданных точках по длине реки. В неявных схемах расчет ведется путем решения систем алгебраических уравнений, записанных для всех узлов сетки, относящихся к данному моменту времени. Явные схемы более просты для расчета, но, чтобы решение было устойчивым, в них необходимо выдерживать определенные соотношения между расчетными интервалами Δx и Δt.

Главная трудность применения уравнений гидродинамики в гидрологических прогнозах состоит в том, что для этого требуются детальные гидрометрические и морфометрические данные, соответствующие малым шагам Δx и Δt.

Недостаток морфометрических данных о руслах, вызванная этим необходимость идеализации естественного речного русла, большой объем вычислительных работ и в конечном счете не очень высокая точность расчетов заставляют вместо расчетов на основе уравнений гидродинамики пользоваться так называемыми "упрощенными" или "инженерными" способами. Нам кажется, что более правильно говорить о них (по крайней мере о большинстве из них) как о способах, основанных на методах речной гидравлики.

Основной характеристикой, с которой имеет дело гидравлика, является пропускная способность русла. При этом, если в классической гидравлике установившегося равномерного потока, возникшей в связи с потребностью расчетов искусственных каналов и труб, пропускную способность можно было относить к какому-либо створу (например, формула Шези), то в гидравлике естественных речных потоков следует говорить о пропускной способности только лишь участков речных русел большей или меньшей длины.

Практические способы расчета движения и трансформации паводковых волн, на основе гидравлических методов при всем их разнообразии, основаны на решении системы, состоящей из двух зависимостей, а именно - зависимости, выражаемой уравнением водного баланса (неразрывности), и - зависимости пропускной способности открытого русла от его наполнения.

В последние годы получил широкое применение метод характерных участков, основы которого были разработаны в Центральном Институте прогнозов (Москва, СССР) еще в 1957 г. (8, 9). Основная предпосылка метода состоит в том, что при неустановившемся движении воды в потоке существуют такие характерные участки, для которых зависимость между расходом воды в нижнем створе и объемом воды на участке является однозначной. Это означает, что расход воды в нижнем створе характерного участка всегда пропорционален объему воды на участке, т.е. независимо ни от знака, ни от интенсивности изменения объема воды на участке, существует зависимость

$$\frac{\partial W}{\partial t}=\tau\frac{\partial Q}{\partial t} \qquad /2/$$

где коэффициент пропорциональности τ является постоянным для данного наполнения русла (а следовательно и для данного Q), но может изменяться в зависимости от наполнения русла. Величина τ представляет собой характеристику времени добегания воды на участке. Она изменяется медленно и, если расчеты ведутся последовательно шаг за шагом, то в пределах одного расчетного интервала времени ее вполне можно принять за величину постоянную. Часто ее принимают постоянной даже для всей волны паводка.

Квазипостоянство τ позволяет вести расчеты по простой формуле

$$\Delta Q=(q_0-Q_0)K_1+\Delta q K_2 \qquad /3/$$

где q_0 и Q_0 - расходы воды, соответственно, в верхнем и нижнем створах участка в начальный момент расчетного интервала времени, Δq и ΔQ - изменения этих расходов за расчетный интервал времени, Δt, K и K_2 - коэффициенты, определяемые по формулам

$$K_1=1-e^{-\frac{\Delta t}{\tau}}, \qquad /4/$$

$$K_2=1-\frac{\Delta t}{\tau}K_1. \qquad /5/$$

При малом расчетном интервале $\Delta t < 0{,}5\tau$ вполне применима еще более простая формула

$$\Delta Q=(\bar{q}-Q_0)\cdot K_1 \qquad /6/$$

где $\bar{q}$ - средний за расчетный интервал Δt расход воды в верхнем створе участка.

В том случае, если время добегания τ изменяется в зависимости от наполнения русла, предварительно находят зависимости

$$K_1=f_1(Q) \quad \text{и} \quad K_2=f_2(Q).$$

Описанный метод нашел широкое применение, прежде всего, для расчетов неустановившегося движения, возникающего ниже гидроэлектростанций в результате их неравномерной работы. Оказалось, что для определения параметров K_1, K_2 в формулах /3/ и /5/ нет необходимости проводить дорогостоящие работы по определению емкости русла. Для этого достаточно иметь за сравнительно короткий период времени данные о расходах воды через ГЭС и об уровнях воды в интересующих нас пунктах. Добиваясь получения однозначной кривой связи между наблюденными уровнями и вычисленными расходами воды можно определить значение коэффициентов K_1 и K_2. Подробнее эта методика описана в работах (4, 7, 10).

Исходя из возможностей этой методики в СССР, в нижних бьефах многих ГЭС были организованы специальные временные наблюдения за уровнями /5/. В результате этого сейчас имеется методика расчетов расходов и уровней воды практически для всех участков рек, где проявляется влияние суточного регулирования ГЭС.

Определение параметров и расчеты неустановившегося движения значительно облегчаются, если они производятся с помощью электронных моделирующих машин (12, 18). С этой целью в СССР были сконструированы и изготовлены специализированные аналоговые устройства ПР-27 и ПР-43 (12, 18). Сейчас ими снабжены почти все региональные прогностические центры Гидрометслужбы СССР.

Заметим, что расчет расходов воды возможен для любого створа, а не только тех, которые являются границами характерных участков. Это имеет большое практическое значение для расчета расходов и уровней воды в промежуточных створах первых двух характерных участков ниже ГЭС. Для такого расчета были предложены следующие интерполяционные формулы (11):

$$\Delta Q=(q_0-Q_0)\cdot a-(q_0-Q_{x,0})b+\Delta q c, \qquad /7/$$

$$\Delta Q=(\bar{q}-Q_0)\cdot a-(\bar{q}-Q_{x,0})b, \qquad /7'/$$

где Q и Q_x - расходы воды, соответственно, в рассматриваемом створе и в конце характерного участка (последний должен быть предварительно рассчитан). Параметры a, b и c определяются по формулам:

$$a=1-e^{-\frac{2\Delta t}{\tau}}, \qquad /8/$$

$$b=\frac{\beta}{2-\beta}\left(e^{-\frac{\Delta t}{\tau_x}}-e^{-\frac{2\Delta t}{\tau}}\right), \qquad /9/$$

$$c=1-\frac{\tau}{\Delta t}\left(1-\frac{1-\beta}{2-\beta}e^{-\frac{2\Delta t}{\tau}}-\frac{1}{2-\beta}e^{-\frac{\Delta t}{\tau_x}}\right), \qquad /10/$$

где $\beta=\frac{\tau}{\tau_x}$, а τ_x и τ - время добегания на характерном участке и на участке от входного створа до рассматриваемого.

Для расчетов уровней воды в нижнем бьефе ГЭС (непосредственно у плотины) необходимо в формулах /8/ - /10/ принять $\tau=\frac{1}{2}\tau_x$ и $\beta=\frac{1}{2}$. Рассчитав расходы воды, строят график связи рассчитанных расходов с уровнями нижнего бьефа, или пользуются графиком $Q=f(z)$, построенным на основании данных измерений. Несколько иная методика расчета уровней воды нижнего бьефа была предложена в работе /7/.

Движение паводковых волн по длинным участкам рек и даже формирование их в бассейне принято рассчитывать на основе линейной модели, описываемой интегралом Дюамеля

$$Q(t)=\int_0^t q(t-\tau)P(t)\,d\tau, \qquad /11/$$

где $P(t)$ - линейный оператор (функция влияния или кривая добегания), выражающий закономерность добегания единичного расхода.

Если участок реки состоит из n характерных участков, то, допуская, что зависимости расходов от объемов воды на них линейны (τ const), можно получить аналитическое выражение для оператора $P(t)$. В общем случае оно довольно сложно.

Если же сделать второе допущение, а именно,

все участки характеризуются одним и тем же временем добегания, то уравнение кривой добегания единичного расхода воды по руслу будет иметь следующий вид:

$$P(t) = \frac{t^{n-1}}{\tau^n (n-1)!} e^{-\frac{t}{\tau}} \quad *) \qquad /12/$$

где τ -время добегания на одном характерном участке; n - число характерных участков.

Из вывода уравнения /12/ следует важное следствие о том, что принцип линейной суперпозиции при расчетах движения паводковой волны по руслу, строго говоря, применим лишь в том случае, если имеет место линейная зависимость между объемом воды на характерном участке и расходом в его нижнем створе.

При отсутствии необходимых гидрометрических или морфометрических данных параметры n и τ к уравнения /12/ определяются подбором, обычно при помощи аналоговых машин /20/.

Другой путь определения оператора $P(t)$ в уравнении /11/ состоит в решении обратной задачи - нахождении его по известным функциям $q(t)$ и $Q(t)$. Такая задача относится к классу некорректных. Используя разработанную Ивановым и Тихоновым теорию решения некорректных задач, Л.С.Кучмент получил методику расчета оптимальной функции влияния, удовлетворяющей заданному критерию оптимума /16/.

Формула /12/ нашла широкое применение во многих расчетах. Она применяется не только для расчетов трансформации паводковых волн на бесприточных участках, но и для расчетов движения водных масс в сложных речных системах. В связи с этим отметим методику расчета гидрографов паводков по данным о стоке малых рек, предложенную А.Г.Левиным /18, 19/.

Как известно, расчет гидрографа паводка сводится к решению двух проблем: определению поступления воды от осадков или снеготаяния в речную сеть (или определению потерь стока) и расчету добегания водных масс по русловой системе. Первая из этих проблем весьма трудная и она еще далека от своего разрешения. Поэтому было предложено пользоваться данными о стоке малых рек. Потеря заблаговременности при этом получается незначительная, так как малые реки очень быстро реагируют на выпадение осадков или снеготаяние, но зато имеется определенный выигрыш в точности расчетов, поскольку исключается из рассмотрения вопрос о потерях стока.

В методике /18, 19/ предлагается способ распространения данных о стоке малых рек на всю площадь бассейна. Расчеты поступления воды с отдельных частей бассейна к замыкающему створу предлагается вести по так называемым частным кривым добегания.

В настоящее время на основе этой методики в Дальневосточном гидрометеорологическом институте под руководством В.М.Лыло разработаны конкретные способы расчета паводков на многочисленных реках Дальнего Востока, являющегося одним из наиболее паводкоопасных районов СССР /21/. Аналогичная методика излагается в докладе М.И. Хаскиной на настоящей конференции.

*) Аналогичная формула выведена Др.Нэшем /25/.

Современная вычислительная техника позволяет перейти от расчетов и прогнозов неустановившегося движения воды на отдельных участках рек к расчетам и прогнозам на крупных речных системах. В качестве примера такой работы укажем расчеты притока воды в Куйбышевское водохранилище, выполненные Л.С.Кучментом и Н.С.Нечаевой /17/. Ими разработана методика расчета поступления воды в водохранилище по данным о расходах в 16 створах, находящихся на различных притоках Волги и Камы. Расчеты велись как по уравнению /11/, в котором оператор $P(t)$ принимался в соответствии с формулой /12/, так и по кривым объемов, построенным для отдельных участков речной системы. Сейчас эта методика используется в повседневной практической работе и по такому же образцу разрабатывается методика расчета притока воды в другие водохранилища Волжско-Камского каскада.

Электронная вычислительная техника открыла и другой эффективный путь развития гидрологических прогнозов, а именно - использование множественной корреляции. Преимуществом этого пути является возможность более полного использования информации о уровнях воды. Однако применение множественной корреляции к данным об уровнях рек бассейна имеет свои особенности, связанные, главным образом, с тем, что эти данные тесно связаны между собой.

Из-за краткости доклада на этом вопросе мы не останавливаемся. Отметим только, что применение множественной корреляции требует использования длинных рядов наблюдений и весьма строгой проверки разработанной методики на данных, не вошедших в обработку при вычислении коэффициентов регрессии.

В СССР выполнены значительные работы по применению множественной корреляции для краткосрочных прогнозов расходов и уровней воды. Некоторые результаты этих работ освещаются на настоящей конференции в докладах В.И.Сапожникова и В.М.Мухина.

Литература

1. Руководство по гидрологическим прогнозам, вып. I, Гидрометеоиздат, Л., 1964.
2. Аполлов Б.А., Калинин Г.П., Комаров В.Д. Гидрологические прогнозы, Гидрометеоиздат, 1960.
3. Васильев О.Ф. и др. Численный метод расчета распространения длинных волн в открытых руслах и приложение его к задаче о паводке. Доклады АН СССР, т. 151, № 3, 1963.
4. Жидиков А.П. Расчет неустановившегося движения воды по методу Г.П.Калинина и П.П.Милюкова для нижнего бьефа Рыбинской ГЭС при суточном регулировании, Тр.ЦИП, вып. 96, 1960.
5. Жидиков А.П., Левин А.Г., Нечаева Н.С. Специальные гидрометрические наблюдения в нижних бьефах ГЭС. Тр. ЦИП, вып. 113, 1961.
6. Калинин Г.П. Основы методики краткосрочных прогнозов водного режима. Труды ЦИП, вып.28, 1952.
7. Калинин Г.П., Жидиков А.П. Расчет уровней и расходов воды ниже ГЭС. Тр. ЦИП, вып.133, 1964.
8. Калинин Г.П., Милюков П.И. О расчете неустановившегося движения воды в открытых руслах. "Метеорология и гидрология" № 10, 1957.
9. Калинин Г.П., Милюков П.И. Основы приближенного метода расчета перемещения и распластывания паводков. Труды III Всесоюзного Гидрологического съезда. Том II, Л. 1959.
10. Калинин Г.П., Милюков П.И. Прогноз и расчет уровней воды ниже ГЭС на основе водомерных наблюдений. "Метеорология и гидрология", № 9, 1959.
11. Калинин Г.П., Милюков П.И. Расчет уровней воды в нижних бьефах ГЭС. "Метеорология и гидрология", № 2, 1960.
12. Калинин Г.П., Милюков П.И., Нечаева Н.С. Простая электронная моделирующая установка для прогнозов паводков. "Метеорология и гидрология", № 8, 1960.
13. Корень В.И. Особенности некоторых разностных схем численного интегрирования уровнений Сен-Венана при расчетах неустановившегося движения воды для случая слияния рек. Тр.ЦИП, вып. 141, 1965.
14. Корень В.И. Исследование устойчивости некоторых явных разностных схем при интегрировании уравнений Сен-Венана. "Метеорология и гидрология", № 1, 1967.
15. Корень В.И., Кучмент Л.С. Численное интегрирование уравнений Сен-Венана по явным схемам при расчетах неустановившегося движения воды в реках. Тр. ГМЦ, вып. 8, 1967.
16. Кучмент Л.С. Определение функций влияния для линейных моделей стока. Тр. ГМЦ, вып.25, 1968.
17. Кучмент Л.С., Нечаева Н.С. Расчеты гидрографов стока на крупных речных системах. Тр. ГМЦ, вып. 2, 1967.
18. Левин А.Г. Прогноз гидрографа дождевых паводков с помощью электронного моделирования. Тр. ЦИП, вып. 133, 1964.
19. Левин А.Г. Прогнозы паводков по данным о расходах воды малых рек. Тр. ГМЦ, вып. 2, 1967.
20. Левин А.Г., Борщевский Б.Н. Подбор параметров функций влияния с помощью аналоговой вычислительной машины. "Метеорология и гидрология", № 8, 1966.
21. Лыло В.М. Условия формирования, расчет и прогноз гидрографа стока дождевых паводков на реках бассейна Амура. Тр.ДВНИГМИ, вып. 23, 1967.
22. Попов Е.Г. Основы гидрологических прогнозов. Гидрометеоиздат, 1968.
23. Сапожников В.И. Основы прогноза стока по запасам воды в речной сети. Гидрометеоиздат, 1956.
24. Сапожников В.И. Прогноз стока рек в бассейне Волги по русловым запасам воды и притоку в речную сеть. Гидрометеоиздат, М, 1960.
25. Nash J. Determining runoff from rainfall. Proc. Inst. Civ. Engrs., vol. 10, 1958.

ПРОГНОЗ ВРЕМЕНИ ДОБЕГАНИЯ ПАВОДОЧНЫХ ВОЛН НА УЧАСТКАХ РЕК С НЕСКОЛЬКИМИ ПРИТОКАМИ, С ПРИЛОЖЕНИЕМ К СРЕДНЕМУ УЧАСТКУ ДУНАЯ

ВАЛЕРИУ ДУМИТРЕСКУ

Начальник лаборатории в Научно-исследовательском институте гидротехники, Бухарест - Румыния

Р е з ю м е

Определение времени добегания паводочных волн на секторах реки с несколькими притоками представляет трудности, вызываемые интерференцией паводочных волн на главной реке с паводочными волнами притоков. Процесс интерференции паводочных волн в настоящее время еще недостаточно исследован.

Одним из методов определения времени добегания является использование уравнения соответствующих расходов. Решение вышеуказанного уравнения производится посредством последовательных испытаний и представляет преимущество, что оно объективно и точно. Метод позволяет учитывать также и распластывание паводочной волны по течению.

Метод был использован для Дуная на участке Будапешт - Оршова. Результаты сравниваются с результатами, полученными другими авторами.

S u m m a r y

Determination of the time of coming of flood waves on the sections of a river with a few tributaries is aggravated because of interference of the flood waves caused by the flood waves of tributaries et the main river. The process of interference of the flood waves has not yet been investigated enough.

On of the methods for determination of the time of coming of the waves is the use of an equation of corresponding inflows. The solution of the above mentioned equation is carried out by means of a series of investigations and has the priority because it is objective and correct. The method allows that the waves disappearing upon the stream be taken into account.

The method has been used for the Danube at the section Budapest - Oršava. The results are compared with those obtained by the other authors.

I. Общие соображения

Режим стока на среднем участке Дуная отличается рядом особенностей, которые нужно учитывать при краткосрочном прогнозе паводков.

Для этого участка характерен, в первую очередь, приток вод главных рек Драва, Сава, Тисса и Морава, впадающих в Дунай, удваивающий расход воды на участке всего в 250 км, что иллюстрируется данными, приведенными в таблице 1.

Во-вторых, нужно отметить одновременность появления весенне - летних паводков на Дунае и на вышеуказанных притоках. Паводки на притоках и на Дунае возникают с короткими промежутками времени между ними. Это нужно учитывать при сложении паводочных волн на Дунае и его притоках.

Установление коэффициентов корреляции между максимальными расходами на Дунае и на его притоках выявляет роль последних в образовании паводков на главной реке I. Так, между расходами Дуная и Савы коэффициент корреляции - 0,75, в случае Дравы -

Таблица 1.

Приток рек, впадающих на среднем участке Дуная

Река	Станция	Осред. многолетний	о/о Оршова
Дунай	Будапешт	2360	45,0
Драва	Доньи Михалжак	743	14,2
Дунай	Богоево	3010	57,5
Сава	Сремска Митровица	1560	29,8
Тиса	Сегед	785	15,0
Морава	Любичевски Мост	238	4,5
Дунай	Оршова	5242	100,0

0,1, а Тисы и Моравы – 0,45 – 0,50. Значит, Сава имеет наибольшее влияние на образование максимального расхода на среднем участке Дуная; влияние Дравы проявляется только в отношении естественной компенсации гидрографа, в то время как влияние Тисы и Моравы – смешанное.

Прогноз притока воды через створ Смедерево в будущее водохранилище у Железных Ворот основывается на учете особенностей стока на среднем участке Дуная. Одним из главных вопросов, возникающих при установлении прогнозных зависимостей было определение времени добегания в условиях одновременного сложения паводочных волн на Дунае, возникающих между Богоево и Смедерево с образующимися на Тисе и Саве.

Теоретические соображения ввиду установления времени добегания в случае речных участков с притоками, кроме известных факторов (расход или уровень воды и уклон в верхнем бьефе), на время добегания влияет также явление интерференции волн. Анализ явлений интерференции на главном водном потоке с постами A, A_1 с притоком между ними постом A_2, как указано на рисунке 1, выявляет известные аспекты физического явления. Паводочная волна на главной реке вызывает на нижнем участке зоны слияния притока подпор, величина и продолжительность которого обусловлены величиной и продолжительностью первой волны. Вследствие вышесказанного, время добегания одной и той же паводочной волны на притоке на нижнем участке (A) замедляется в сравнении с временем необходимым при отсутствии паводка на главной реке.

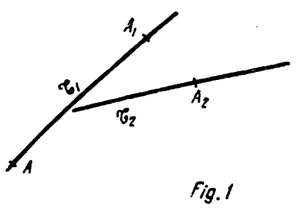


Рис.1. Схема расположения постов на водотоках

Если отметить τ_1, τ время добегания на участках A_1 – A и A_2 в условиях, когда паводки добегали бы независимо друг от друга и τ_1, τ_2 время добегания при интерференции волн, между значениями вышеуказанного времени добегания существует разница

$$\Delta\tau_1 = \tau' - \tau_1 \text{ и } \Delta\tau_2 = \tau'' - \tau_2$$

Исходя из вышеуказанных теоретических соображений можно установить время добегания, пользуясь зависимостью соответствующих расходов

$$Q_{A_{t_1+\tau}} = (1+\alpha_1)(Q_{A^1_{t_1}} + Q_{A^2_{t_2}}) \qquad /1/$$

где: α – коэффициент побочного притока на главной реке;

$Q_{A^1 t^1}, Q_{A^2 t^2}$ – расходы воды на створах A_1, A_2 в моменты t^1, t_2

Зависимость (1) выражает условие, что расходы обоих участков, находящихся выше по течению наблю-

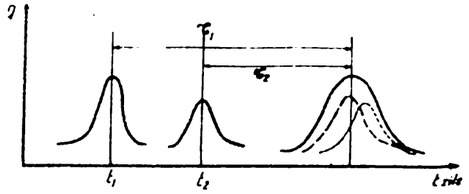


Рис.2. Схема добегания волн от A_1 и A_2 до створа A

дающиеся в моменты t_1 и t_2 добегают одновременно до участка A. Выражая время добегания обеих волн в зависимости от t_1, на рисунке 2 выявляется, что:

$$t_1 + \tau_1 = t_2 + \tau_2 \qquad /1.1./$$

$$t_2 = t_1 + \tau_1 - \tau_2 \qquad /1.2./$$

$$t_2 = t_1 + \Delta \qquad /1.3./$$

где: $\Delta\tau_1 - \tau_2$

Заметив в зависимости /1/, получаем

$$Q_{At_1} + \tau = (1+\alpha_1)(Q_{A^1 t_1} + Q_{A^2 t_1} + \Delta) \qquad /2/$$

На основе зависимости /2/ строятся для различных значений Δ суммированные гидрографы створов A_1 и A_2. Из гидрографов, полученных таким образом, выбирается наиболее близкий по размеру и форме к гидрографу створа A, разница во времени между максимами обоих гидрографов является временем добегания τ_1, а по зависимости для Δ мы получаем

$$\tau_2 = \tau_1 - \Delta$$

2. Решение, принятое для установления времени добегания на участке Богоево – Смедерево

На участке Богоево – Смедерево гидрографическая структура состоит из Дуная (главный водоток) и двух главных притоков Тиса и Сава.

Ставится задача установления времени добегания паводков между Богоево (на Дунае), Сегед (Тиса) и Сремска Митровица (на Саве) до Смедерево в характерных условиях данного участка одновременного появления паводков на всех трех реках.

Анализ паводков, зарегистрированных в период 1954 – 1966 гг. на этих постах, выявляет известные аспекты, принятые во внимание при выборе практических решений для установления времени добегания.

В первую очередь отмечается явление подпора, вызванного Дунаем, на нижнем участке реки Тисы. Явление иллюстрировано корреляцией ежедневных расходов Q Новый Бечей = P (Q Сегед), данной на графике рисунка 3, характерном для участков рек, подверженных временному подпору.

Во-вторых, отмечается также факт, что Тиса – равнинная река с малыми русловыми скоростями стока.

В сравнении с гидрометрической станцией Сремска Митровица, находящейся на км 174, станция Сегед находится на большем расстоянии от поста Смедерево, а именно, 264 км.

Влияние подпора на нижнем участке, также как и малая скорость руслового стока привели к заключению, что время добегания паводочных волн между Сегедом и Смедерево значительно больше в сравнении с Богоево – Смедерево.

Для установления времени добегания произвели последовательное суммирование паводков на Дунае с паводками на каждом из двух притоков.

На первом этапе суммировали паводки Богоева и Сегеда (пренебрегая Савой), применив зависимость 2.

При выборе разниц Δ от этих двух станций, имели ввиду, что вследствие явлений замедления, время добегания между Сегедом и Смедерево больше, чем между Богоево и Смедерево. Вследствие вышесказанного, расходы Богоево были суммированы с расходами зарегистрированными в Сегеде за Δ^1 = 1, 2, 3, 4 дня до зарегистрированных на посту Богоево. Из суммированных гидрографов выбрали гидрограф с самым высоким пиком. Промежуток, выраженный в днях между пиком полученного гидрографа, соответствующего Δ^1 и пиком паводка на посту Смедерево является: Богоево – Смедерево (τ_1), а τ Сегед – Смедерево ( ) получается при помощи зависимости Δ (1.3).

На втором этапе, гидрограф, полученный выше, соответствующий Δ^1, суммировали с расходами, зарегистрированными на Сремска Митровица. Было принято во внимание, что время добегания паводка от Сремска Митровица до Смедерево меньше, чем от Богоево до Смедерево. Вследствие вышеуказанного к суммированному гидрографу (Богоево + Сегед) прибавили расходы, зарегистрированные на станции Сремска Митровица, позже на Δ = 1, 2, 3, 4 дня, чем на посту Богоево. Сравнивая, был выбран гидрограф, наиболее близкий по величине и форме к гидрографу, построенному для Смедерево и дающему время добегания τ Митровица – Смедерево.

3. Анализ полученных результатов

Определение времени добегания, пользуясь зависимостью соответствующих расходов, было осуществлено для одиннадцати паводков периода 1954 – 1964 гг. На рисунке 4 представлены для примера гидрографы (Богоево + Сегед + Сремска Митровица), рассчитанные по методу, изложенному выше, совмещенные с гидрографами, зарегистрированными в Смедерево.

Полученное время добегания паводочных волн следующее:

- Богоево – Смедерево: 3 дня,
- Сегед – Смедерево: 5 дней,
- Сремска Митровица – Смедерево: 2 дня.

Отмечается, что установленное время добегания не изменяется с расходом, что было отмечено также и другими исследователями, занимавшимися этим вопросом для Дуная. Полученные результаты дают средние значения времени добегания волн на исследованных участках. Можно с уверенностью пользоваться вышеуказанными средними значениями при прогнозных расчетах, что подтверждается также гидрографами, представленными на рисунке 4.

Анализ вычисленных гидрографов ($Q_{Богоево}$ + $Q_{Сегед}$ + $Q_{Сремска\ Митровица}$) и зарегистрированных на станции Смедерево позволят высказать известные соображения о распластывании паводочных волн. Таким образом, констатируется, что эти гидрографы сходны не только по форме, но и по значениям максимальных расходов. Отсюда вывод, что на этом участке Дуная незаметно распластывания паводочных волн.

Выводы

Вышесказанное приводит к выводу, что метод определения времени добегания при помощи зависимости соответствующих расходов гарантирует качество результатов.

Применение вышеуказанного метода оправдывается рядом преимуществ, а именно:

- зависимость соответствующих расходов выражает, с одной стороны, водный баланс в нижнем створе, а с другой, отражает гидравлические условия продвижения паводков по гидрографической сети, влияющие на время добегания;
- основываясь на водном балансе, метод позволяет установить эффект распластывания паводочной волны и влияние распластывания на время добегания.

Применение расчетных зависимостей для установления времени добегания паводочных волн на притоках требует анализа времени образования последних в сравнении с паводками на главной реке.

При применении электронных вычислительных машин существует возможность широкого использования метода для речных участков с многочисленными притоками.

Литература

1. x x x Dunărea între Baziaş şi Ceatal Izmail – Monografie hidrologică – Bucureşti 1967.

2. Дежин Ю.П. Краткосрочные прогнозы стока на равнинных реках – Гидрометеоиздат Ленинград, 1956.

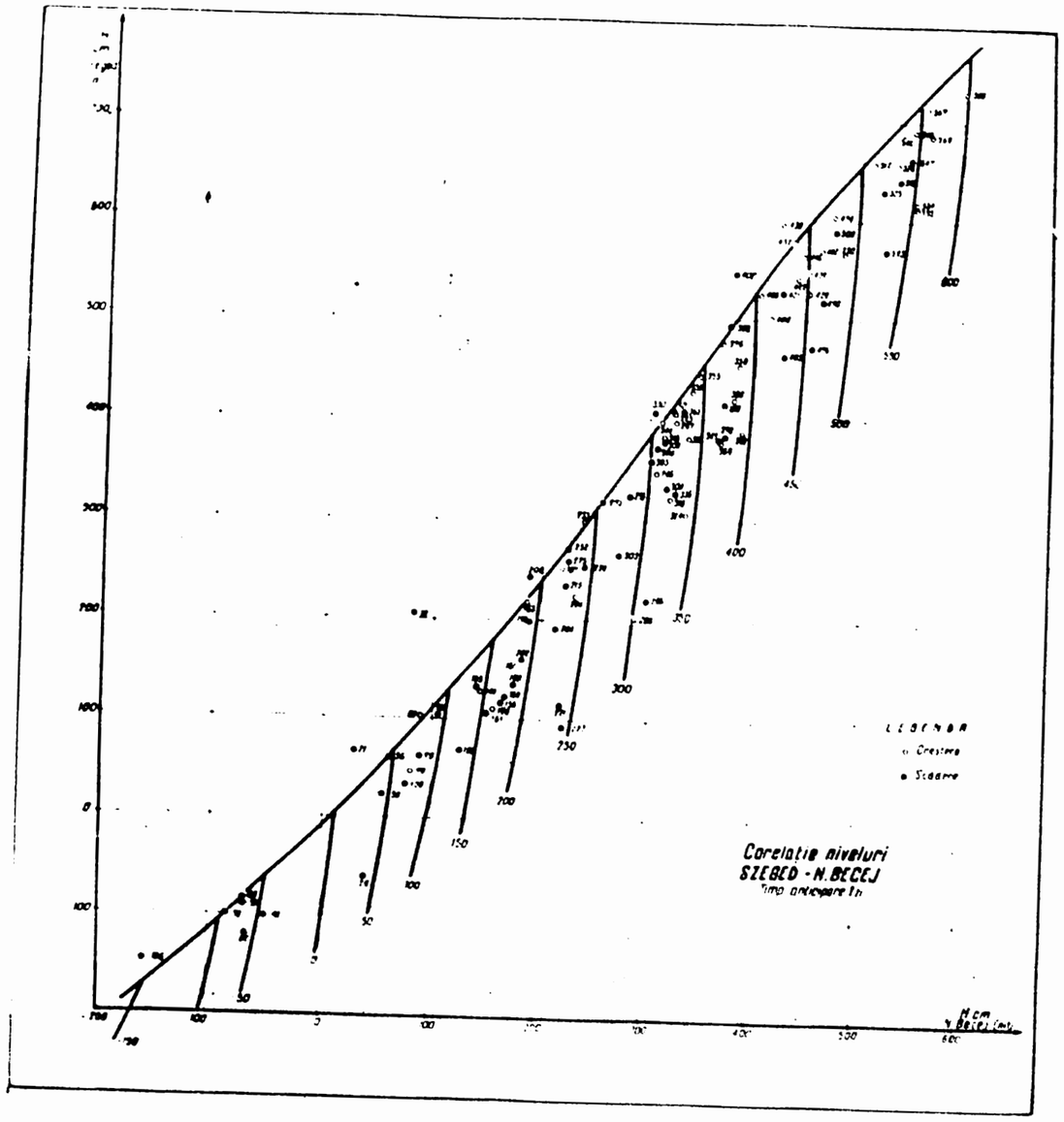


Рис.3

Зависимость между расходами на постах Сегед и Новый Бечеж

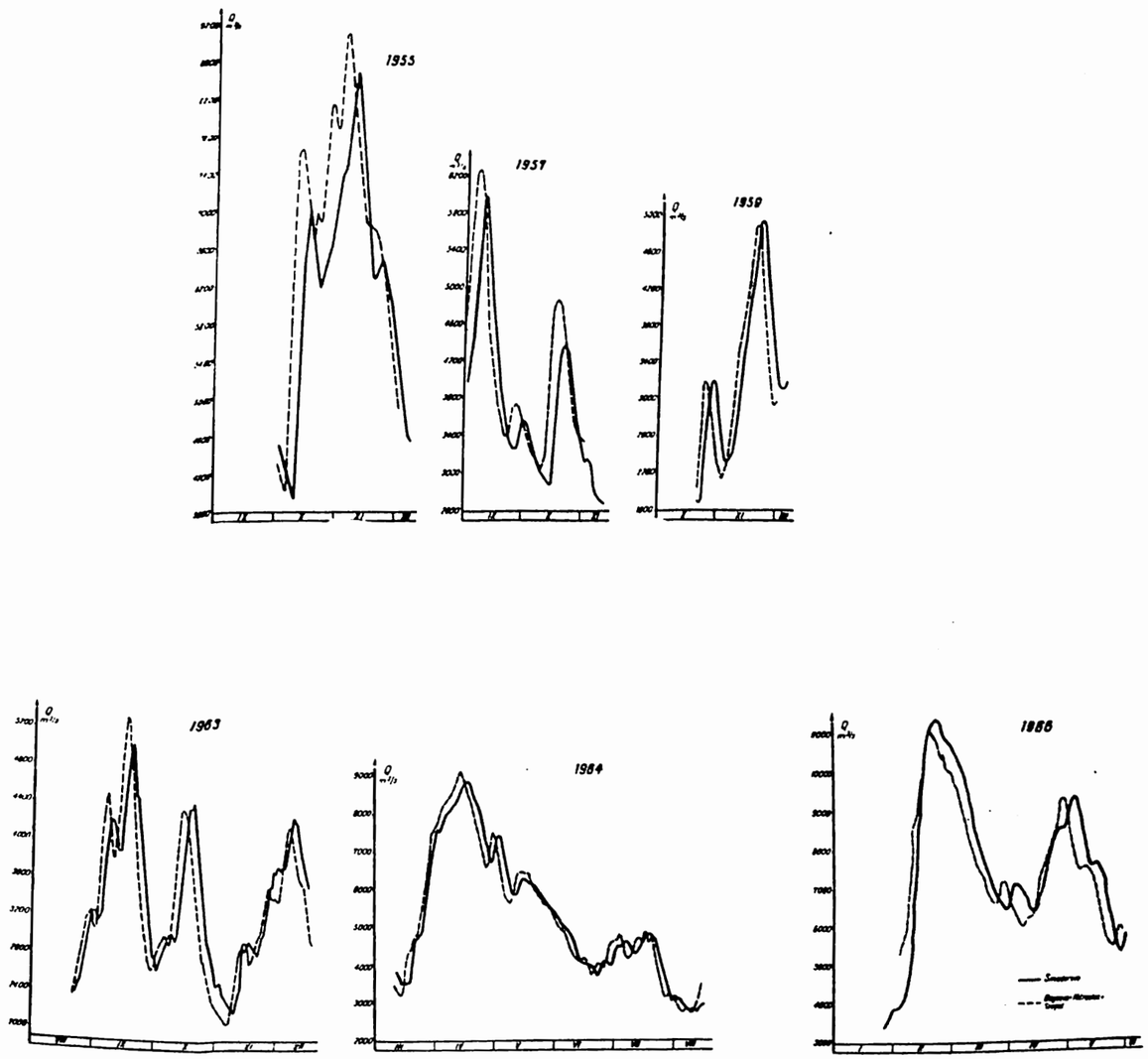


Рис.4

Гидрографы, зарегистрированные и выполненные на основе времени добегания между постами Богоево, Сегед, Сремска Митровика и Смедерево

ИНТЕРПОЛЯЦИОННЫЙ ГРАФОАНАЛИТИЧЕСКИЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ РУСЛОВОГО ВРЕМЕНИ ДОБЕГАНИЯ

Инж. ГЕОРГИ Ив.ГЕРГОВ - София

Р е з ю м е

Успешное решение вопроса о комплексном использовании вод тесно связано с определением универсальной методики составления гидропрогнозов. Ее основным элементом является время добегания τ приточной волны в участке от l_1 до l_2, дефинированное уравнением:

$$\tau = \int_{l_1}^{l_2} \frac{1}{v(t)} dl \qquad /1/$$

где $v(t)$ - средняя скорость добегания гребня волны. Получение точного решения даже в самом элементарном случае затруднено тем, что неизвестен параметр $v(t)$ верхнего уравнения и закон его изменения по длине реки. Поэтому при решении уравнения /1/ предпринимаются следующие упрощения:

1. Осадки продолжительны и равномерно распределены хотя бы в границах одного элементарного водосборного бассейна.

2. Время добегания по склону не оказывает существенного влияния при формировании волны стока и поэтому принято $\tau_{ск} = 0$.

3. Река разделена на бесприточные участки с приблизительно одинаковыми и постоянными гидравлическими характеристиками. В пределах этих участков движение может рассматриваться как стационарное и может быть применена формула Шези для определения средней скорости.

Благодаря указанным упрощениям, возможно решение уравнения 1 посредством последовательного приближения по предложенному оригинальному методу.

Уравнение 1 принимает следующий вид:

$$\tau = \sum_{1}^{n} \frac{1}{v_i} \cdot l_i \qquad /2/$$

Если примем, что требуемое время добегания в пределах одного участка одинаковое для всех других, то после некоторых преобразований уравнение 2 может быть выражено:

$$l_n = \sqrt{k^{n-1}} \sqrt{\frac{J_n}{J_1}} \cdot l_1 \qquad /3/$$

S u m m a r y

The successful solution of the question of complex water use is connected with determination of a universal method for composing of the hydrological forecasts. Its basic elements are the time of coming of the tributary waves within the section from l_1 to l_2 and it is defined by the equation:

$$\tau = \int_{l_1}^{l_2} \frac{1}{v(t)} dl \qquad /1/$$

where v/t/ is the average velocity of the waves peak coming.

In the most elementary case obraining of a correct result is aggraveted by the unknown parameter v/t/ of the above equation and the law of its change along the river. Therefore, on the occasion of solving the equation /1/ the following simplifications are undertaken:

1. The constant precipitation and equally distributed within the limits of one elementary basin.

2. The time of coming along the slope does not show the actual affect upon the formation of waves and because of that $\tau_{sk} = 0$.

3. The river is divided into the sections without tributaries with approsimately eaual and constent hydraulic characteristics. Within the of these sections the movement could be considered as stationary one and the formula Sezi could be applied for determination of velocity.

Owing to those simplifications the equation /1/ could be solved by means of logical approcah towards the proposed original method.

The equation /1/ acquires the following form:

$$\tau = \sum_{1}^{n} \frac{1}{v_i} l_i \qquad /2/$$

If it is assumed that the requested time of coming within the parts of one section is the same as for all the other ones, then after a change the equation /2/ could be expressed:

$$l_u = \sqrt{k^{u-1}} \sqrt{\frac{J_u}{J_1}} \cdot l \qquad /3/$$

в котором $K^{n-1} = \frac{h_n}{h_1}$ /4/

где h_1, h_n, J_n, J_n - соответственно средняя глубина и средний уклон 1-ого и n участков.

Определение последней зависимости возможно на базе проведенных измерений протекающих расходов воды в двух смежных створах.

Уравнение 3 рекомендуется при определении расстояния между двумя соседними изохронами, благодаря чему оно используется без особых затруднений при составлении карт с изохронами для водосборных бассейнов различной величины.

Успешное решение вопроса о русловом времени добегания и построение карты с изохронами особенно важно при составлении гидропрогнозов или при сооружении предупредительной системы гидрометрических станций, особенно необходимых в малых, густо населенных и застроенных водосборных областях.

Учитывая главным образом уменьшение вычислительной работы и возможности извершения естественных контрольных измерений, указанные формулы были предложены для р.Ботуна, правого притока р.Дуная в ее верхнем течении.

in which $K^{n-1} = \frac{h_n}{h_1}$ /4/

where h_1, h_n, J_1, J_n represent the corresponding average dapth and average slope od the first and n section.

Determination of the last dependence is posible on the basis of measurement of the water quantity which flows through the two neighbouring dams.

The equation /3/ is recommended for determination of the distance between two neighbouring insochromes, by means of which it is used without particular difficulties on the occasion of elaboration of a map with isochromes for the basins with different sizes.

A successful solution of the question of coming time in the bed and elaboration of a map with isochromes is very important for composition of hydrological forecasts or for construction of a hydrometeorological stations system which is very necessary in the small densely populated and constructed basin regions.

Since the arithmetic operations ahve been meinly reduced and there is possibility to carry out natural controlling measurement, the above mentioned equations have been proposed for the river Botuna, the right tributary of the Danube in its upper stream.

Решение вопроса о комплексном использовании вод связано с разработкой метода краткосрочных и среднесрочных гидрологических прогнозов. Предметом доклада является рассмотрение метода, предложенного автором, для определения руслового времени добегания. Для его применения необходимы сведения о Q, V, h, J, C, характеризующие гидравлические условия водного потока по протяжению главной реки и ее притоков. Они могут быть получены на стационарных гидрометрических станциях или путем экспедиционных измерений. С илюстративной целью в конце доклада решен пример, охватывающий среднее течение р. Искыр. На этом участке имеются гидрометрические станции с лимниграфами, что дает возможность контролировать точность полученных результатов путем их сравнения с лимниграммами. С таким же успехом метод может быть применен для любой другой реки и участка, в которых отсутствуют такие станции. Это позволило бы предусмотреть, например, дополнительную приточность р.Дуная, вызванную выпавшими осадками в водосборных бассейнах ее притоков.

Рассмотрим бесприточный участок реки с элементарной длиной dl в котором движение высокой волны стока можно рассмотреть как стационарное, медленно изменяющееся течение со средней скоростью $V(l)$ и приблизительно одинаковыми и постоянными по длине гидравлическими характеристиками. Определенный объем воды пройдет расстояние dl со скоростью V за время $d\tau$ при

$$dl = V(l) \cdot d\tau \qquad /1/$$

Отсюда определяем:

$$\tau = \int_{l_1}^{l_2} \frac{1}{V(l)} \cdot dl \qquad /2/$$

где:

l_1, l_2 - расстояние от начального и конечного пунктов, ограничивающих участок, до принятого начала для измерения длины речной сети.

Получение точного решения уравнения затруднено вследствие того, что не известен вид функции $V = V(l)$. В условиях элементарного бесприточного участка с медленноизменяющимся течением может быть принято с достаточной для практических нужд точностью $V(l) = const$. Этим значительно упрощается решение поставленной задачи. В сущности, чаще всего река рассматривается как составленная из множества однородных участков, представленных с их осредненными гидравлическими характеристиками.

$$\tau = \frac{l_2 - l_1}{V} \qquad /3/$$

Так как $Q = V \cdot F$ и $l = l_2 - l_1$, то

$$\tau = \frac{l \cdot F}{Q} \qquad /4/$$

F - площадь поперечного сечения водного потока;
Q - расход воды.

В речных участках, для которых существуют устойчивые зависимости между F, Q и уровнем воды H, формула /4/ может быть выражена уравнением вида :

$$\tau = L \cdot f(H) \qquad /5/$$

Для ее упрощения заранее могут быть подготовлены подходящие графики или номограммы.

Русловое время добегания τ для всей длины реки $L = \sum_1^n l_i$ будет определено посредством суммирования элементарных интегралов времени τ_i, определенных по формуле (3) или (4), т.е.

$$\tau = \sum_1^n \frac{1}{V_i} \cdot l_i \text{ или } \tau = \sum_1^n \frac{F_i}{Q_i} \cdot l_i \qquad /6/$$

где:

n - число элементарных бесприточных участков, составляющих общую длину L;
F_i, Q_i, V_i - гидрологические характеристики средние для i участка.

Определение τ является необходимым элементом при составлении гидрологических прогнозов. С целью чтобы полученные результаты явились основой при разработке карты с изохронами, должно быть выполнено следующее условие: длины элементарных участков рек l_i должны быть определены так, чтобы было выполнено равенство:

$$\tau_i = const \qquad /7/$$

Последнее может быть выражено так:

$$\frac{1}{V_1} \cdot l_1 = \frac{1}{V_2} \cdot l_2 = \cdot \cdot \cdot \cdot = \frac{1}{V_n} \cdot l_n \qquad /8/$$

После элементарных преобразований получаем уравнения:

$$l_n = \frac{V_n}{V_1} \cdot l_1 = \frac{V_n}{V_2} \cdot l_2 = \cdot \cdot \cdot \cdot = \frac{V_n}{V_{n-1}} \cdot l_{n-1} \qquad /9/$$

Если в указанных выше равенствах выразим скорость V с помощью формулы Шези $V = C \cdot \sqrt{RJ}$, согласно указанному выше приему для характера течения, получим следующее:

$$l_n = \frac{C_n}{C_1} \cdot \sqrt{\frac{R_n}{R_1}} \cdot \sqrt{\frac{J_n}{J_1}} \cdot l_1 = \cdot \cdot \cdot \cdot = \frac{C_n}{C_{n-1}} \cdot \sqrt{\frac{R_n}{R_{n-1}}} \cdot \sqrt{\frac{J_n}{J_{n-1}}} \cdot l_{n-1} \qquad /10/$$

где:

C - коэффициент Шези;
R - гидравлический радиус сечения;
J - средний гидравлический уклон течения.

В естественных условиях обычно ширина потока во много раз превышает его среднюю глубину h, при этом $R \approx h$; $F \approx b \cdot h$. Тогда:

$$\sqrt{\frac{h_n}{h_1}} = \sqrt{\frac{h_n}{h_1}}; \cdot \cdot \cdot \cdot; \sqrt{\frac{h_n}{h_{n-1}}} = \sqrt{\frac{h_n}{h_{n-1}}} \qquad /11/$$

Означаем $\frac{h_n}{h_{n-1}} = K$. После нескольких цепных замен можем представить K следующим образом:

$$K^{n-1} = \frac{h_n}{h_1} \qquad /12/$$

В конечном виде формула определения величины будет:

$$l_n = \sqrt{K^{n-1}} \cdot \frac{C_n}{C_1} \cdot \sqrt{\frac{J_n}{J_1}} \cdot l_1 = \cdot \cdot \cdot \cdot \sqrt{K} \cdot \frac{C_n}{C_{n-1}} \cdot \sqrt{\frac{J_n}{J_{n-1}}} \cdot l_{n-1} \qquad /13/$$

Коэффициент K, в сущности, выражает непрерывное изменение водных глубин h_2 между соседними речными пунктами при прохождении приточной волны. Для определения K используется подходящий эмпирический материал, учитывая при этом величину n. При обработке эмпирических данных проведенных многочисленных гидрометрических измерений на станциях в поречьях нескольких рек в Болгарии (р.р. Арда, Марица, Искыр) установлено, что с увеличением протекающего расхода воды Q, значение K быстро становится устойчивым и тогда $K = const$. Такие зависимости для р.Искыр у Кунино ($K_{n2-116} - q$) и Курило ($K_{104-112} - q$) показаны на рис. 1.

Оптимальное значение n, соответственно K, l_i определяется путем последовательного приближения с целью выполнения контрольных равенств:

$$\tau_i = const \text{ и } \sum_1^n l_i = L \qquad /14/$$

В случаях, когда участок является приточным, приводим аналогичные указанным выше вычисления с соответствующими характеристиками притока, при котором

$$\tau_i = \frac{l_{гл.р.i}}{V_{гл.р.i}} + \frac{l_{пр.i}}{V_{пр.i}} = \tau_1 = \tau_2 = \cdot \cdot \cdot = \tau_n \qquad /15/$$

где:

$l_{гл.р}; V_{ni}$ - расстояние от устья притока до нижнего изохрона и средняя скорость в нем;
$l_{пр}; V_{пр}$ - соответствующие характеристики притока.

Так может быть определено русловое время добегания по всем ветвям речной системы, для чего необходимо дополнительно изучить закономерности изменения K. При относительной устойчивости K, и сходных гидрологических условиях формирования стока можно совершить пространственную экстраполяцию зависимости $K - q$. В противном случае метод будет основан на интерполяции между установленными зависимостями в двух соседних гидрометрических пунктах в отношении которых располагаем данными о Q, V, h, J, τ

В связи с определением Q_i отметим следующее : Q_i может быть расход воды, протекающий через определенный гидрометрический пункт. В этом случае метод позволяет изучить движение волны стока по длине реки. Это является предпосылкой для сооружения автоматической предупредительной системы, которая предизвестила бы о продвижении катастрофических высоких приточных волн в густо застроенных и населенных речных долинах.

В другом случае расход воды рассматривается как расход, формирующийся в границах последуемого водосборного бассейна вследствие равномерного повсеместного и продолжительного выпадания осадков в сравнительно одинаковых и постоянных условиях стока. Тогда в силе будет равенство:

$$Q_i = \Omega_i \cdot q_i \qquad /16/$$

где:

Ω_i - площадь водосборного бассейна до пункта i;
q_i - средний модуль стока.

Такое обобщение стокообразующих факторов тем вернее, чем меньше рассматриваемый речной объект. На больших водосборочных бассейнах это может быть получено посредством их расчленения на небольшие однородные водосборные бассейны. Предложенная методика позволит учесть все изменения в условиях стока, посредством чего расширяется сфера ее применения. Если располагаем необходимой информацией о пространственном и временном распределении и изменении условий стока при каждом выпадании осадков, а

также для неминуемой трансформации приточной волны могли бы включить q_i в данную выше и во все другие формулы как переменную величину. При разработке оптимальных сразмерительных схем для гидротехнического строительства обычно величина q_i задается с нормативами.

В сущности, практическое применение предложенного метода сводится к следующему:

1. Определенный участок по длине реки, ограниченный гидрометрическими станциями, для которых располагаем данными для Q, y, h, J, C разграничиваем условно на n сектора, в которых элементарное время руслового времени добегания τ_i должно быть одинаковым и равным заранее указанному. Тогда l_i определяем по формуле 6.

2. При указанном выше n вычисляем K для нескольких разных значений Q соответственно q, после чего выполняем график зависимости K-Q или K-q для каждого участка в отдельности. Для вычисленного значения величины K, которая постоянна для всего исследуемого участка реки, принимаем ту, при которой кривая принимает вид прямой, параллельной оси O-Q или O-q с уравнением $K = const$. Решенные нами прикеры показывают, что обычно эти наблюдения при сравнительно низких значениях Q соответственно q Так например, для р.Искыр в участке от Курило до Кунино $K = const$ для $q \geqslant$ 0.1 м^3/с.кв.км.; для р.Арды у водохранилища "Кырджали" $K = const$ для $q \geqslant$ 0.3 м^3/с.кв.км. и т.д.

3. Проводим вычисления по определению l_n согласно формуле 13. Выбор K и l_1 считается правильным при $\sum_1^n l_i = L$. В противном случае изменяем l_1 и снова повторяем вычисления. Если все же результат неудовлетворителен, изменяем n, после чего снова определяем $l_1; \ldots, l_n$

В результате вычислений, проведенных по предложенной нами схеме, уточним границы участков рек с одинаковым элементарным временем руслового добегания. Это сделано для среднего течения р.Искыр, самого большого правого притока р.Дуная в НР Болгарии - рис. 2. В целях внести упрощение в вычислительную работу предположили $\frac{C}{C_{n-1}}$ = 1 и приняли, что водоотдача водосборного бассейна равномерна, то есть $q = const \approx 0.05$ м^3/с.кв.км. В участке между гидрометрической станцией Курило и Кунино, протяженностью 117.8 км., оформляется 15 участков с элементарным временем руслового времени добегания τ_i = 50 мин, или в целом 12 ч. 30 мин. Сравнение этого результата с полученным путем вычисления показывает незначительное отклонение, которое дает нам основание утверждать, что предложенный нами метод и сделанные упрощения для практического его применения вполне приемлемы для практической разработки.

Литература

1. Алехин Ю. Краткосрочные прогнозы стока на равнинных реках. Ленинград, Гидрометеоиздат, 1956.

2. Минчев Р., Мандаджиев Д., Вылев М. Краткосрочный прогноз притока в водохранилище им.Г.Димитрова. Известия ИГИ, том XI, 1967 год, стр. 5, София.

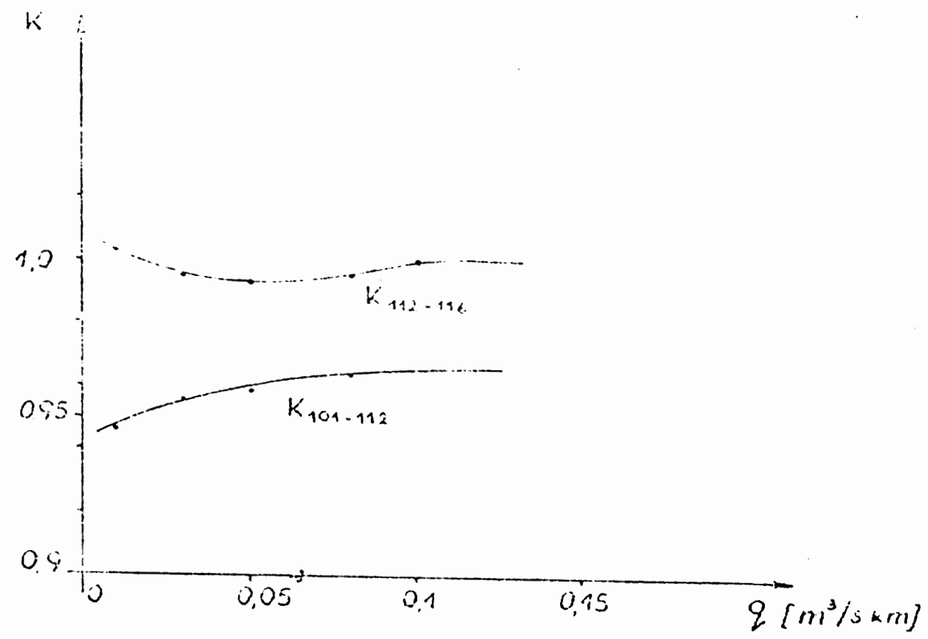
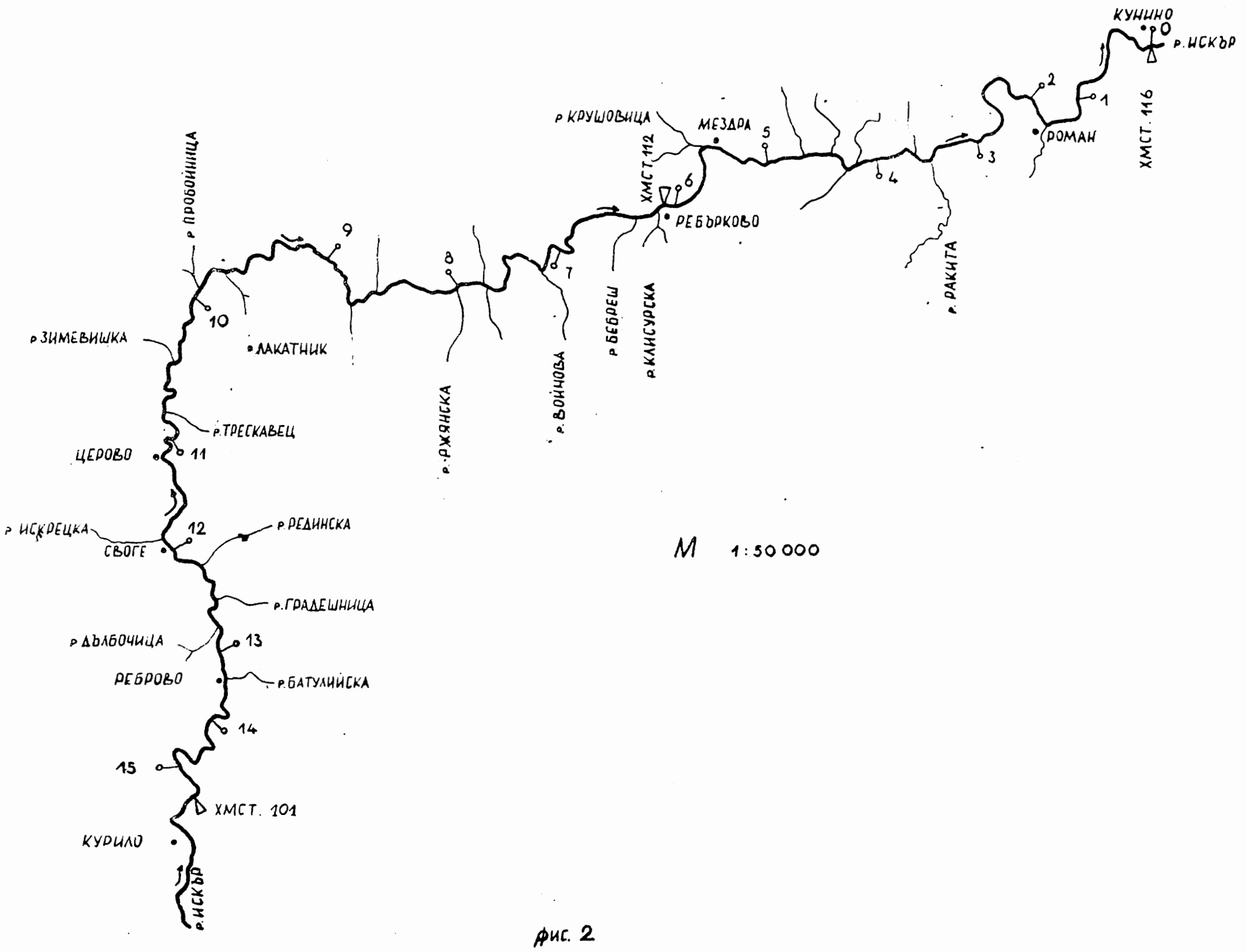


Рис. 2.


КУНИНО
р. ИСКЪР
ХМСТ. 116
РОМАН
МЕЗДРА
р КРУШОВИЦА
ХМСТ. 112
РЕБЪРКОВО
р. РАКИТА
р. ВОЙНОВА
р. БЕБРЕШ
р. КЛИСУРСКА
р. РЖЯНСКА
р ПРОБОЙНИЦА
р ЗИМЕВИШКА
ЛАКАТНИК
р. ТРЕСКАВЕЦ
ЦЕРОВО
р ИСКРЕЦКА
СВОГЕ
р. РЕДИНСКА
р. ГРАДЕШНИЦА
р ДЪЛБОЧИЦА
РЕБРОВО
р. БАТУЛИЙСКА
ХМСТ. 101
КУРИЛО
р. ИСКЪР
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
М 1:50 000

фиг. 2

MAHTEMATICAL MODEL OF A RIVER BASIN AND FLOOD WAVES SIMULATIONS PROBLEMS

Dr. SLAVOLJUB JOVANOVIĆ and MILIVOJE BRAJKOVIĆ
Institute for Water Ressources "Jaroslav Černi", Beograd

Р е з ю м е

Для анализа эффекта системы аккумулированных водохранилищ в бассейне р.Велика Морава, был сделан математическо-физический модель этого бассейна. С этой целью, бассейн этой реки,площадью примерно в 37.000 км^2, разделен на 31 под-бассейнов. С помощью гидрограмм с под-бассейнов,которые представляют входные данные модели, на около 10 профилей вдоль главных водотсков в бассейне, можно получить соответствующие волны больших вод.Реализированный модель до сегодня был пользован в следующих направлениях: 1/ с целью симулирования волн больших вод через осадки, 2/ для анализирования эффекта аккумулированных водохранилищ на ослабление затопительных волн вниз по течению и 3/ с целью развития концепции о методах для прогноза стекания в бассейн р.Белика Морава.

S u m m a r y

To analyse the effects of the system of storage reservoirs, a mathematical model of the Morava river basin was developed. For this purpose,the entire catchment area,of about 37,000km^2, was divided into 31 sub-areas. On the basis of hydrographs for sub-areas, representing the input data of the realized mathematical model, on about ten profiles along the main watercourses corresponding flood waves can be obtained. The model of the basin was used so far for: 1) Flood waves simulation,2) Analysis of the effect of the storage reservoirs on flood waves attenuation and 3)Development of methods for runoff forecasting in the Morava river basin.

INTRODUCTION

For water and sediment regime regulation purposes it is planned to build a number of storage reservoirs in the Morava river basin. With the reservoirs already existing and those built in the first phase, the number of reservoirs will amount over 20. The area with runoff controlled by these reservoirs makes approximately a half of the total catchment area in the Morava river basin. In this situation, storage reservoirs may considerably affect the water regime in downstream water courses.

To investigate the influence of the system of reservoirs on discharges in principal water - courses in different hydrologic conditions, numerous hydrographs on the corresponding profiles have to be available.Since the number of observed flood waves with feasible records for such analysis was too modest, no data were available for some smaller basins, synthetic hydrographs should have been developed.From the point of view of exploitation the proposed storage reservoirs and considering the present situation, it was of interest to develop conceptions of methods for runoff forecasting on the corresponding catchment areas. To accomplish this, a mathematical model was developed to reflex the present situation of the basin, i.e. giving the corresponding hydrographs on selected hydrologic stations on the basis of input data. On the other hand, the model was aimed at testing the effect of each important project in the basin, either construction of storage reservoirs or river regulation for flood protection.

1. MODEL OF THE BIG MORAVA BASIN

1.1 The model conception

Having in mind the foregoing requirements, the model conception of the Morava river basin consists the following.For some sub-basins, within the whole catchment area,which are sufficiantly small, to be considered homogeneous from the viewpoint of precipitation distribution and runoff conditions,runoff hydrographs were to be predicted. The "input" hydrographs for upper parts of the basin are transformed in its route along the watercourses and superposed to give the hydrographs in the downstream profiles.The flood waves obtained in this way are further routed and superposed by hydrographs of the downstream sub-basins to obtain the flood waves on the outlet profile.

Regarding the dam location and the existing hydrologic stations, and being aware of the equality of the observation records.available,the West Morava river basin was devided into 14 sub-basins

and the South Morava into 13 sub-basins; within the Big Morava river 4 sub-basins were selected (Fig.1). In selecting the basins care was taken so that their surface area to be no more than 3.000 km^{2+}. Provided that hydrographs on each sub-basin are known ("input" hydrographs), computation of hydrographs on one of the profiles at the West or South Morava river might be in conformity with previously indicated model conception, represented schematically in Figs. 2 and 3. Marked symbols (encircled) at the given schemes indicate that the corresponding flood wave should be routed for the given streamflow reach.

From the point of view of studying the runoff process on a sub-basin, it is necessary to know the reduction function (namely the rainfall-runoff relation) through which we may obtain the input in the sub-basin, then the function of runoff transformation in time, through which we may get the output, i.e. the runoff hydrograph.

Regarding the reduction function, it might principally be the same function both for the purpose of runoff forecasting and for runoff simulation. If runoff simulation is simultaneously carried out on a series of profiles within a large catchment area, the number of individual catchment areas within the basin is appreciably great and it is impossible to make a detailed analysis of the factors affecting the precipitation-runoff relation, particularly if proper observation data are not available for the area in question.

Because it is traditionaly considered that the phase of runoff process by which precipitation is being reduced to runoff (i.e. to excess rainfall) does not affect the second phase, in which the effective precipitation is being transformed to outflow hydrograph, the second phase analysis may be carried out as if the reduction function is known. As far as the base flow is considered, in principle it needs to be differently treated : in one way when simulation is in question, and in another way when runoff forecasting is considered.

Having in mind the foregoing facts, first part of the paper is dealing with the second phase, i.e. with those components of the model that remain unchanged either simulation or runoff forecasting is in question. The second part is dealing with the base flow hydrograph and the way used at determination of effective precipitation to simulate the flood waves hydrograph.

The use of model for hydrologic forecasting requires clear understanding of the corresponding reduction functions (i.e. forecasting relations ships for each sub-basin) and of the methods for obtaining the base flow hydrograph. Since no important results are yet obtained for the Morava river basin this problem is not to be discussed here.

The unit - hydrograph method was used for deriving the sub-basins hydrographs.

+) Exception is the basin No.10 with 4 110 km^2

1.2 Principles for determining the unit hydrograph

Unit hydrographs were derived for the upper part of the basin by classical procedure for several recorded flood waves, either from isolated storm or by separation of the complex hydrographs.

For the basins between storage reservoirs (i.e. between upstream and downstream control section) we used the data on recorded flood waves for the upstream and downstream section (A and B-Fig.4). Provided that no lateral inflow occurs from the part of the basin between A and B, the flood wave A in its route to the station B would transform retaining the same volume (A - Fig.4). Volume difference of water discharged at A and B represents inflow contributions from sub-basins; them we may say that difference of hydrographs ordinates A and B corresponds to flood wave from the same area. Consequently, if a sub-basin hydrograph is to be determined it is necessary to route the flood wave on the river section between station A and B, then by subtracting the transformed wave ordinates from the corresponding hydrograph ordinate on the downstream station, the hydrograph of uncontrolled part of the basin can be determined. By means of the hydrograph so obtained, and using a standard procedure we develop a unit hydrograph.

On the basis of precipitation analysis that caused significant flood waves on principal watercourses, it was found out that within one day of many days rainfal period, rainfal duration of more important and relatively uniform intensity ranges from 8 to 15 hours. Owing to this, 12-hours effective rainfall was taken for unit rainfall duration so that 12-hours unit hydrographs were developed for each sub-basin.

1.3 Flood routing

Flood waves routing in natural watercourses may be defined, as it is known, by St. Venant's equations, the solution of which is possible by several mathematical methods. Flood waves is one section of a watercours can be also routed by some of the so called "engineering methods" which are simple for use and may give quite satisfactory results in the given conditions. With respect to the purpose of undertaken studies and the rate of accuracy expected from the Morava river model, flood routing was carried out by the Puls method. With this method, neglecting the inertial term and velocity head, dynamic equation and the equation of continuity get the form:

$$J_o = J_{tr} = \frac{1}{B}\frac{\partial \omega}{\partial s} \qquad (1.1)$$

$$dQ = \frac{dV}{dt} \qquad (1.2)$$

where dynamic equation 1.1) represents the Chezy equation. Since this equation essentially resembles the curve A = Q (h) which can be substituted by V = V(h) it means that dynamic equation 1.1) can be represented by an equation giving the storage of a river reach as a function of discharge:

$$V = V(Q) \qquad (1.3)$$

The equation of continuity 1.2) represented by finite increments may be written as

$$Q = \frac{\Delta V}{\Delta t} \qquad (1.4)$$

i.e.

$$\bar{Q} - \bar{q} = \frac{\Delta V}{\Delta t} \qquad (1.5)$$

where $\bar{Q} = (Q_{i+1} + Q_i)/2$ and $\bar{q} = (q_{i+1} + q_i)/2$ are inflow and outflow, respectively in the time interval $\Delta t = t_{i+1} - t_i$.

The storage curves V = V/Q/ are determined by balancing the input and output discharges on the observed reach at which the equation of continuity 1.5) was used. For all the sections of the West and South Morava, average curves V = V(Q) were used. It is evident that an error is introduced by using the invariable discharge storage relationships.

During the model verification, correction of the storage curves were accomplished, which resulted in a sufficiently representative storage curves for the given sections.

For some sections of certain watercourses in the West and South Morava river basins it was impossible to develop the curves V = V(Q). In this event, approximation was introduced in the computation sheme, aimed for obtaining the same effect in the key profiles as if the correct computing procedure was applied.

1.4 Model verification

The verification of the model of the Morava river basin was done by the use of a) unit hydrographs and b) observed flood waves in the input profiles.

To verify the model by the first method, unit hydrographs were derived for several profiles in the West and South Morava river. The verification, without the base flow, consisted in comparing the computed flood waves (unit hydrographs) with the "observed" unit hydrographs (developed for entire basin area). Some of the results obtained are shown in Figs 5 and 6. Computed hydrographs are obtained in the following way:

Hydrologic station Kraljevo - West Morava (F=4.721 km^2)

$$Kra = (G.M. + 4a + 4b) + 8$$

Hydrologic station Korvin grad-South Morava (F = 9.396 km^2)

$$K.G. = (Gr + 18) + (16 + 17) + (19) + 20 + 21$$

Hydrologic station Jasika - West Morava (f = 14.721 km^2)

$$Jas. = (U.I + Kra) + 11$$

Hydrologic station Mojsinje - South Morava (F = 15.446 km^2)

$$Mo = (K.G. + U.N.) + 24 + 25$$

These equalities follow from the computation scheme illustrated in Figs 2 and 3. The symbols used have the following meaning (See Dig.1):

GM - hydrograph at the Gugaljski most station

4a - hydrograph at the Gorijevnica reservoir

4b - hydrograph at the Semedraž reservoir

GM + 4a + 4b - ordinates of the three hydrographs should be summed and routed on the reach Gugaljski most - Kraljevo.

8 - hydrograph of uncntrolled part of the basin between Gugaljski most and Kraljevo.

Kra - hydrograph at the Kraljevo hydrologic station.

U.I. - hydrograph in the Ibar river mouth, etc.

The same computation scheme is applied to input hydrographs of flood from May 1965 (Fig. 7 and 8). Somewhat higher discrepancies of computed waves from those observed in two profiles on the South Morava river are the consequence of the computation procedure schematisation on the South Morava river. This is particularly emphasized because several important control sections are left (e.g. the section before and after the Nišava river tributary, hydrologic station Aleksinac, etc. which results in relatively extensive area of sub basins 21 and 22).

2. FLOOD WAVES SIMULATION

2.1. Principle

By means of the model discribed, unlimited number of synthetic hydrographs representing direct runoff for each of 30 sub-basins can be obtained, by variation of height, distribution and duration of rainfall for individual parts of the basin. Routing and superposition of these hydrographs give the corresponding flood waves in the key profiles of the main watercourses.

In this phase of the study, as a model of rainfall distribution, several characteristical isohyetal situation within the whole area were used. For each typical areal distribution rainfall of different intensity was applied provided that peak discharges on the key profiles within previously determined limits are obtained.

2.2 Ordinates of the runoff hydrograph

The runoff hydrograph for a sub-basin consists of direct (surface) and base flow hydrograph. Thus, the ordinate of the total runoff hydrograph in time t will be:

$$Q(t) = Q_d(t) + Q_b(t) \qquad (2.1)$$

Ordinates of the hydrograph of direct runoff from a complex rainfall may be determined, as it is known, in the following way:

$$Q_d(t) = \sum_{j=1}^{n} u\left[t - (j-1)T\right] \cdot P_j \qquad (2.2)$$

where: u(t) - ordinate of T-hour unit hydrograph in time t, T - duration of an effective rainfall, P_j (j = 1,2,.....,n) - effective rainfall $P_j \geqslant 0$.

At determining the runoff hydrograph of an isolated storm, it is usually taken that the base flow contribution in the total runoff is relatively small, so that no high accuracy is expected in evaluating the ordinated $Q_b(t)$. However, when a rainfall lasting several days is concerned with, the base flow may represent an important component of the total runoff.

The principle of determining the base flow hydrograph is illustrated in Fig. 9. If TP denotes time from t = 0 to the occurrence of the peak of direct runoff hydrograph, and TS the time

from $t = o$ to the instant of cessation of the direct, runoff, then one of the following cases may occur:

$$A)\ TP_i - TS_{i-1} < 0$$

$$B)\ TP_i - TS_{i-1} = 0$$

$$C)\ TP_i - TS_{i-1} > 0$$

In other words, the peak of the following hydrograph may appear before or after cessation of the surface runoff of the preceeded hydrograph, or the hydrograph peak coincides with cessation of surface runoff of the preceeded hydrograph.

In case of continuous rainfall or if it occurs with smaller interruptions, the case A or B will appear. At this, it was supposed that the base flow hydrograph can be approximated by a straight line:

$$Q_b\ (t) = Q_b(0) + K.t \qquad (2.3)$$

where $Q_b(o)$ is the base flow in an initial instant. Since K 0 which means that during the given period ground water is being recharged, it is clear that such a scheme cannot be applied at one very long rainfall period. In the case of the Morava river, where rainfall duration is of the order of 5 - 10 days, with 1 - 2 days cessation, by the foregoing scheme good results were obtained.

In case C, i.e.when $TP_i - TS_{i-1} > 0$, it was taken that after completion of surface runoff of the preseeded hydrograph, ground water recession occurs so that for the base flow hydrograph the following equation is valid:

$$Q_b\ (t) = Q_b(o)\ .\ e^{-\alpha t} \qquad (2.4)$$

in the time interval $TP_i - TS_{i-1}$, i.e. up to the appearance of the peak of the subsequent hydrograph. For $t > TP_i$ the straight line equation is valid again.

Equation (2.3) gives average ordinates $Q_b(t)$, and $K \Delta t = \Delta Q_b$ gives an average increment of the base flow in time interval Δt. For the example in Fig.9, ordinates of the base flow will be:

- from $t = 0$ to $t = t_1$: $Q_b(t) = Q_b(o)\ .\ e^{-\alpha t}$
- from $t = t_1$ to $t = t_2$: $Q_b(t) = Q_b(t_1) + K(t-t_1)$
- from $t = t_2$ to $t = t_3$: $Q_b(t) = Q_b(t_2).e^{-\alpha(t-t_2)}$

Values of the constant K equation (2.3) as well as of the recession constant α in equation (2.4) are determined by the analysis of the hydrographs observed. It appears that there is quite good relationship between the basin area F and values of these constants (Fig.10 and 11).

2.3 Areal and time distribution of rainfall. Excess rainfall

As a consequence of the areal distribution of rainfall, certain parts of the Morava river basin have, as a rule, different contribution in forming the flood waves in key profiles of the main watercourses. In regard to flood waves occurrence, an important factor is duration of rain and its distribution in time. It is characteristic for the Morava river basin that the flood waves in the main watercourse are the consequence of rainfall lasting more than three days over the whole basin. Fifteen days may be taken as upper limit of rainfall duration. Approximately 1/3 of the rainfall period makes high-intensity rainfall. In regard to time distribution of rainfall during one day, duration of high-intensity rainfall is, as a rule, of the order of 8 - 15 hours.

For the purpose of simulation of flood waves, 5 isohyetal situations, which were characteristic for areal and time distribution in the past, were selected. In this way we obtained 5 rainfall models according to area - duration parameters. Rainfall with several different intensities were applied at each of these models.

Relatively simple relation which gives quite satisfactory results for flood simulation purposes was used as a reduction function, i.e. the rainfall - runoff relation. It is $\eta = \eta$ (P,D) where η is the runoff coefficient, P - depth of daily rainfall and D - number of days with rainfall preceeded by the day with rainfall P (Fig.14).

2.4 Analysis of the results obtained

Synthetic hydrographs obtained in control profiles by means of the model described, represent all the characteristics of the Morava river basin with respect to form and peak discharges. This statement is illustrated by hydrographs in Figs 15 and 16 for outlet profiles Jasika on the West and Mojsinje on the South Morava river which were obtained as a result of 9-day rainfall. For each sub-basin a rain with different intensity was applied in conformance to the corresponding isohyetic model. The hydrograph with the least discharges approximately corresponds to the observed rainfall and has to be compared with the recorded hydrograph. The rest of four hydrographs are obtained when the "observed", i.e. some initial rainfalls are increased for 20, 50, 75 and 100 %. Using selected isohyetal situation, 20 hydrographs, mutually different in volume and maximum discharge, for each profile were obtained. With respect to the maximum discharge, a condition was provided that simulation must not overcome 1000-year floods on any of the profiles in question.

For this purpose, a frequency analysis of floods observed in the past was conducted, as well as a regional analysis of maximum specific discharges q_m(m3/sec/km2) with difference recurrence interval T_R ; as a result of this analysis, diagram $q_m = q_m(T_R, F)$ for the Morava river basin was obtained. Maximum discharges of synthetic hydrographs were plotted on so prepared diagrams (Fig.17).

3. COMPUTATION PROCEDURE BY DIGITAL COMPUTER+)

Figs 2 and 3 illustrate the scheme for hydrograph computation at hydrologic stations on the West and South Morava river. Flood waves

---

+) This part was written by S. Opricović, dipl.inž. Computation Center at the Institute for Mathematics, Beograd.

routing on the reaches indicated, was done by the use of the basic eq. 1.5) which, after being arranged, may be written as follows:

$$\frac{V_{i+1}}{\Delta t} + \frac{q_{i+1}}{2} = \frac{Q_{i+1} + Q_i}{2} - \frac{q_i}{2} + \frac{V_i}{\Delta t} \qquad (3.1)$$

Since $V = V\ (q)$, the left hand side of the eq. (3.1) is a function of q. Hence, for the time interval Δt, the relation

$$F\ (q) = \frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2} \qquad (3.2)$$

may be formed.

Equation 3.1) may read:

$$F_{i+1} = \frac{Q_{i+1} + Q_i}{2} - \frac{q_i}{2} + \frac{V_i\ (q_i)}{\Delta t} \qquad (3.3)$$

The relation (3.2) is previously computed for discrete values of q_i, then relation $F_i - q_i$ is tabulated. In the beginning of computation (for i = o) the value of the right hand side of the equation (3.3) is determined to obtain F_1. From the table F_i q_i and by interpolation, the corresponding value for $q_1 = q\ (0 + \Delta t)$ is determined. To determine ordinate of the output hydrograph q_2 in time $t = 2\Delta t$ (i.e. for i = 2) this procedure is itteratively repeated: by introducing q_1 in 3.3) F_2 is computed, then the outflow q_2 (from the table $f_i - q_i$) etc.

Computation of hydrographs on any profile is conducted by the procedure shown in the block diagram, Fig.18. Input data are given as follows:

- ordinates of the unit hydrograph for each subbasin (table $T_i \leftrightarrow U_i$ for T = Const = 12 hours)
- Effective 12-hours rainfall (table $T_i \leftrightarrow P_i$)
- Coefficient α (eq.2,4) and K (eq. 2.3) for each sub-basin
- Number of points in the table $T_i \leftrightarrow P_i$ (M)
- Number of points in the table $T_i \leftrightarrow Q_i$ (N)

Symbols in the block diagram represent:

Q_b - base flow

T - time

Q - ordinate of the total runoff Hydrograph

N_1 - number of points in rising limb of the unit hydrograph

N_2 - number of points in the falling limb of the unit hydrograph

4. PROGRAM FOR FURTHER ANALYSIS

The described mathematical model of the Morava riber basin was used so far for: 1) flood waves simulation, 2) analysis of the influence of the reservoirs system on flood waves attenuation and 3) development of methods for runoff forecasting for the Morava river basin.

At present phase of the study, flood waves were simulated by rainfall, using several characteristical isohyetal situations on the catchment area. Such treatment, applied mainly for the purpose of testing and further development of the model, statistically does not correspond to simulation procedure. In order to get synthetic hydrographs for each of the observed profiles with various recurrence intervals (regarding volume and maximum discharge), it is necessary to apply many combinations of rainfall, in regard of the depth, areal and time distribution. For this purpose, a research is being carried out to determine the relations: depth - duration - probability of occurrence - areal distribution, for high-intensity rainfall over the whole area of the Morava river basin.

To simulate flood waves by rainfall, particularly for the purpose of giving positive hydrologic forecasting, it is necessary to define the reduction functions for each sub-basin. Although certain results are obtained (1) an extensive work on determination of the rainfall - runoff relation is forthcoming. In this connection, significant extension and modernisation of the net of meteorologic and hydrologic stations in the basin have to be accomplished.

Lastly, mathematical model of the basin, which is so far obtained its practical application (2) has to be, further on, developed and improved. Conditions for its improvement already exist, its further extension will develop step by step in conformance with improvement of hydrological knowledge of the watercourses, particularly those in the upper part of the basin.

Acknowledgement

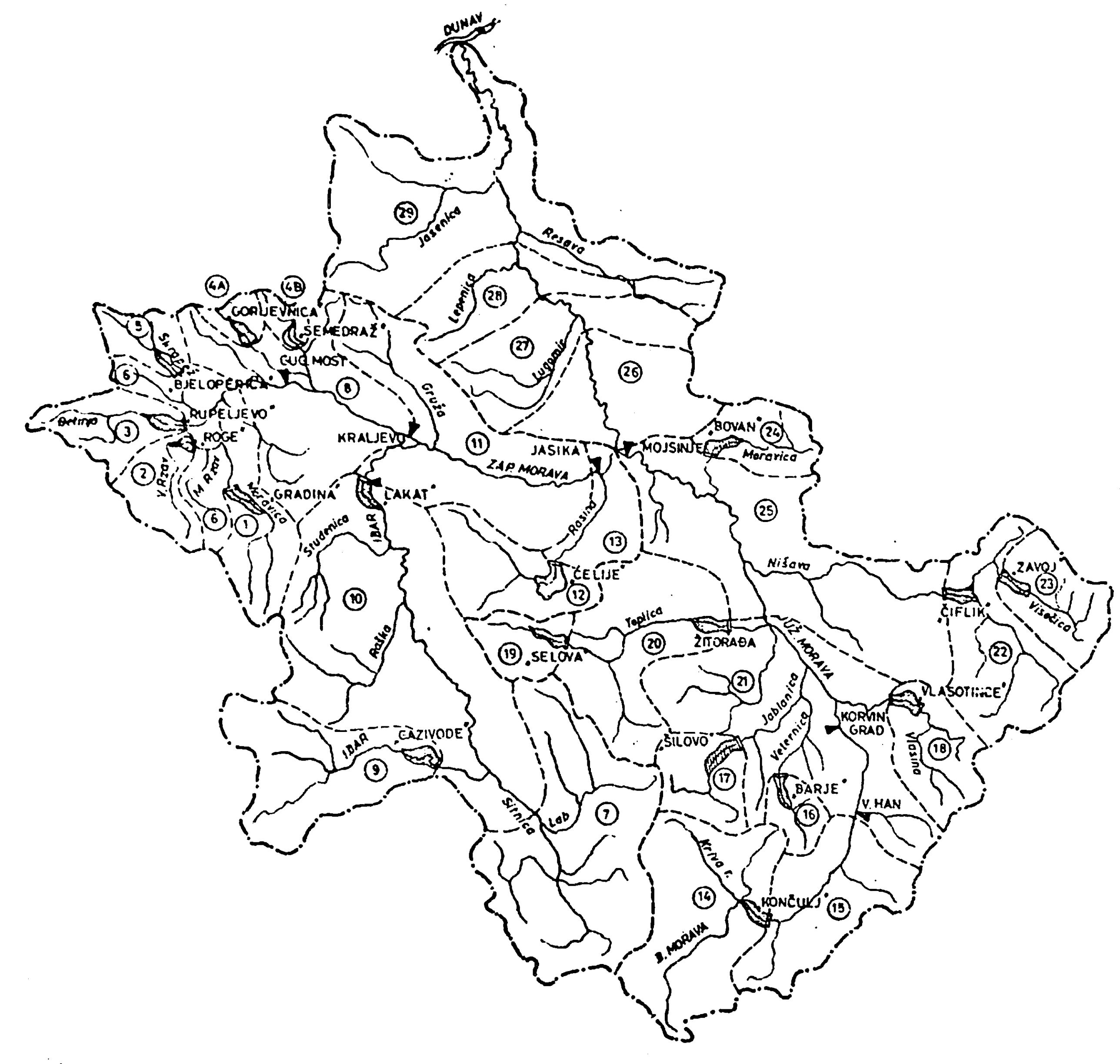
The authors, with pleasure, emphasize valuable collaboration with the Institute for Mathematics, Beograd. They particularly acknowledge contribution of Mr.Serafim Opricović, dipl. inž. who managed computation procedure and greatly contributed to the realisation of the model.

References

1. S. Jovanović: Istraživanja režima voda i problemi eksploatacije akumulacionih basena (Water Regime Research and Storage Reservoir Operation Problems). Saopštenja Instituta za vodoprivredu"Jaroslav Černi", No.41-42, 1967.

2. B. Djordjević: Delovanje sistema akumulacionih basena u slivu Velike Morave na smanjenje talasa velikih voda (The Effect of the System of Storage Reservoirs in the Morava River Basin on Flood Waves Attenuation). Peta konferencija podunavskih zemalja o hidrološkim prognozama, Beograd, maja 1969.

FIG. 1 - VELIKA MORAVA RIVER BASIN WITH SUB-BASINS



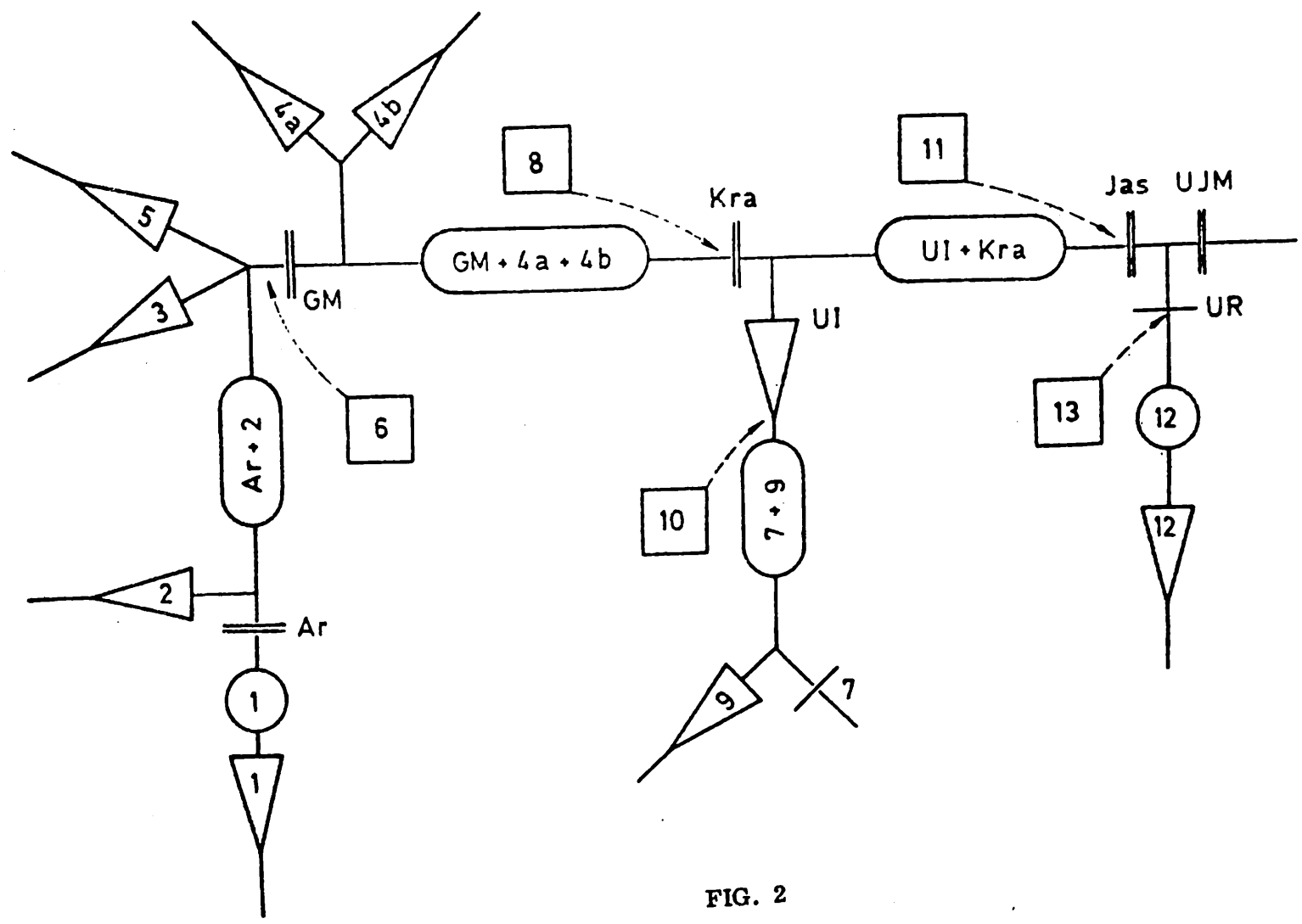

4a
4b
5
3
GM
GM + 4a + 4b
8
Kra
11
Jas
UJM
UI + Kra
UI
UR
6
Ar + 2
10
7 + 9
13
12
12
2
Ar
1
1
9
7

FIG. 2

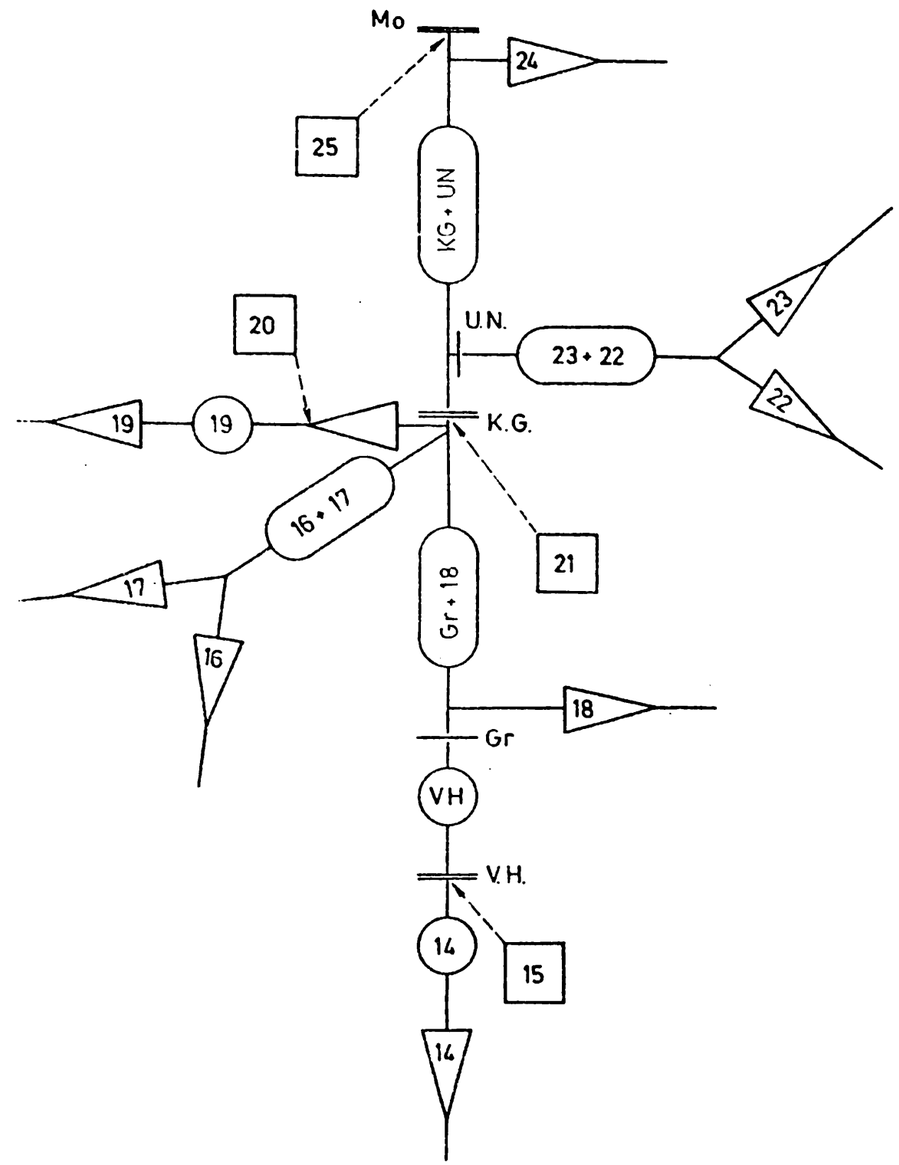

Mo
24
25
KG + UN
U.N.
23 + 22
23
22
20
19
19
K.G.
16 + 17
21
17
16
Gr + 18
18
Gr
VH
V.H.
14
15
14

FIG. 3

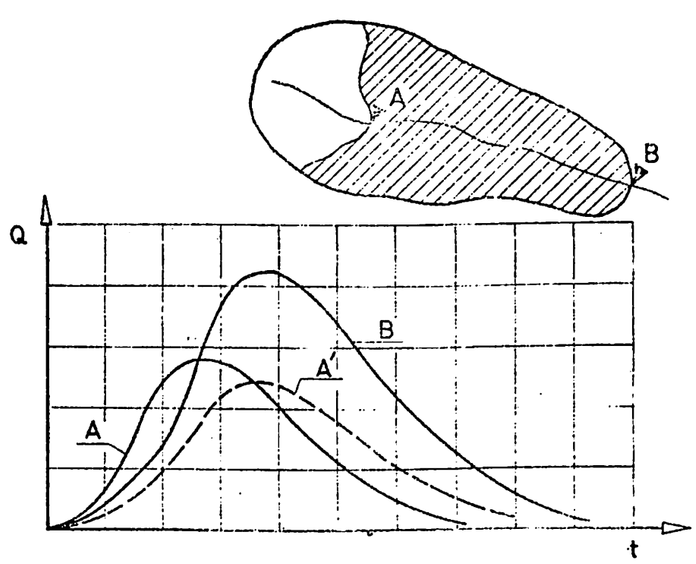


FIG. 4

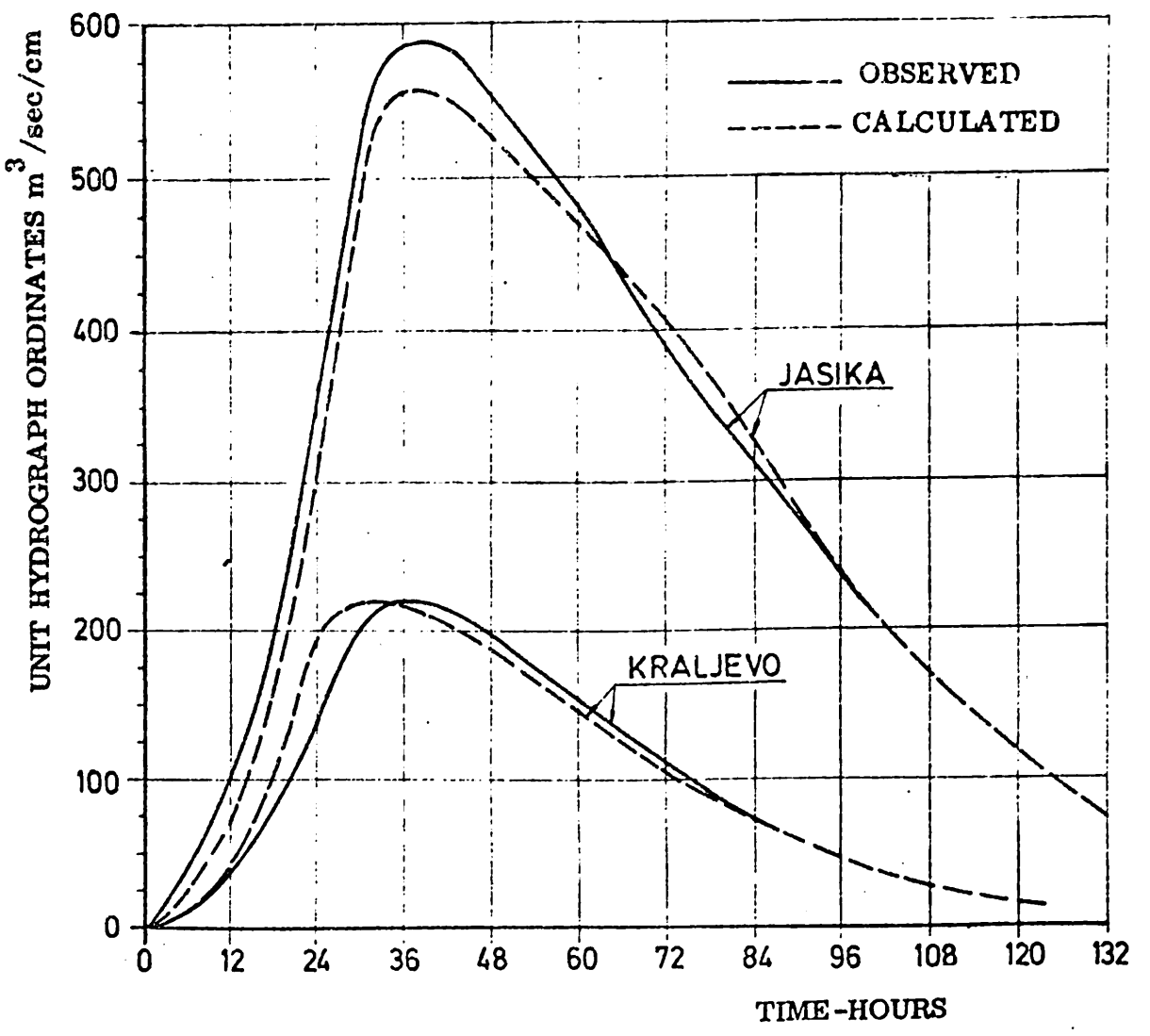

UNIT HYDROGRAPH ORDINATES m3/sec/cm
600
500
400
300
200
100
0
0
12
24
36
48
60
72
84
96
108
120
132
TIME-HOURS
OBSERVED
CALCULATED
JASIKA
KRALJEVO

FIG. 5

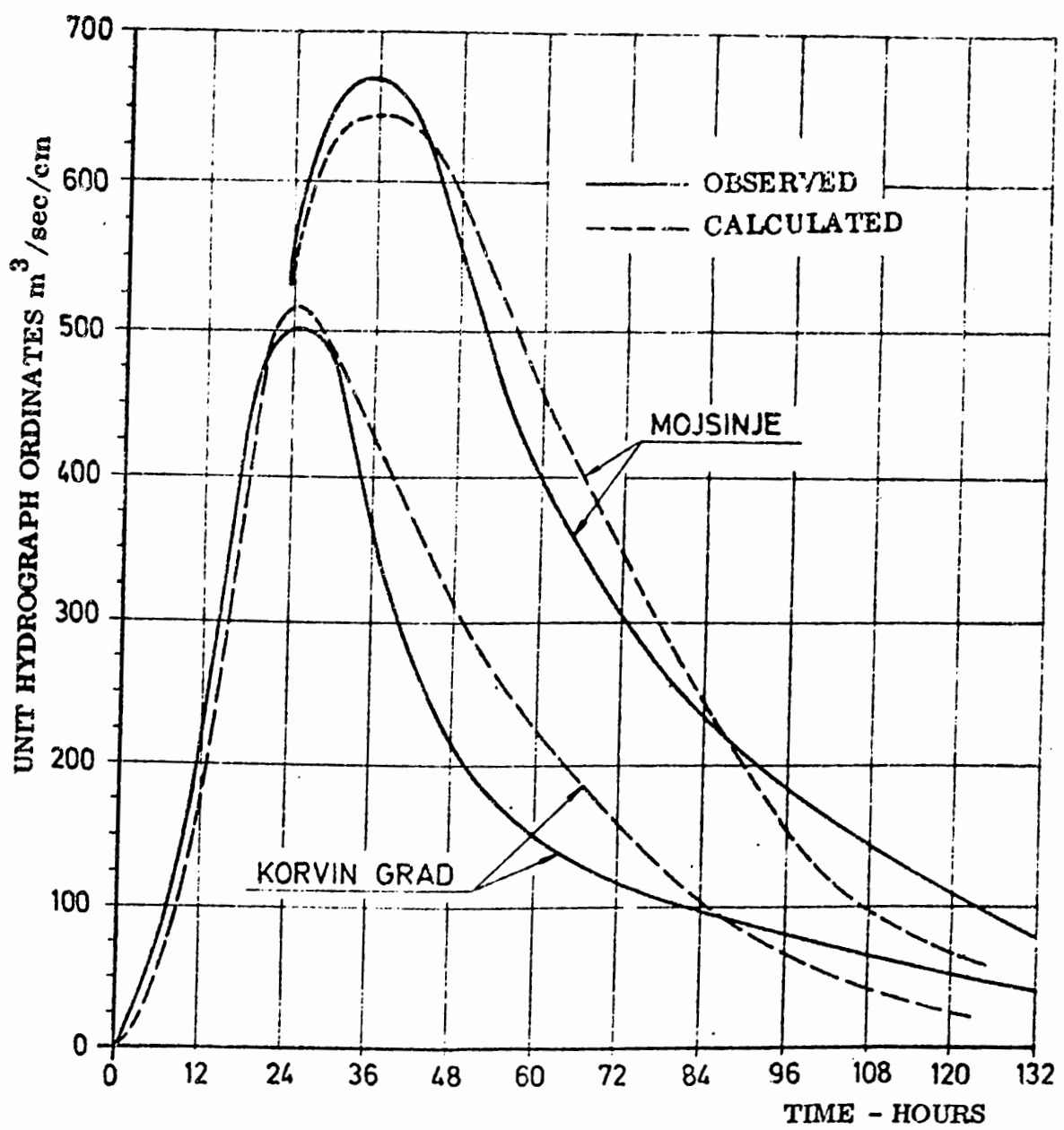

700
600
500
400
300
200
100
0
UNIT HYDROGRAPH ORDINATES m3/sec/cm
OBSERVED
CALCULATED
MOJSINJE
KORVIN GRAD
0
12
24
36
48
60
72
84
96
108
120
132
TIME - HOURS

FIG. 6

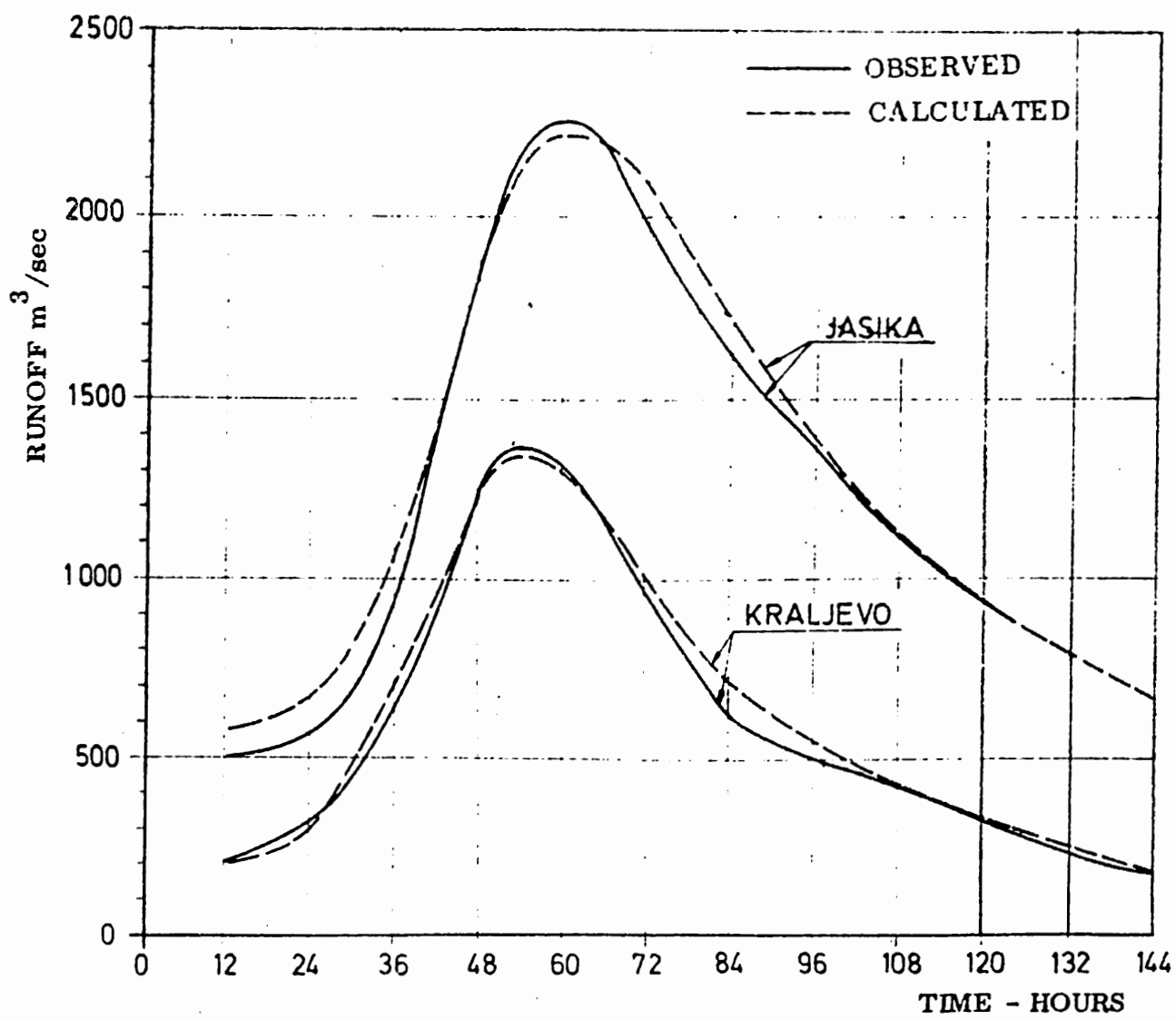

OBSERVED
CALCULATED
JASIKA
KRALJEVO
RUNOFF m3/sec
2500
2000
1500
1000
500
0
0
12
24
36
48
60
72
84
96
108
120
132
144
TIME - HOURS

FIG. 7

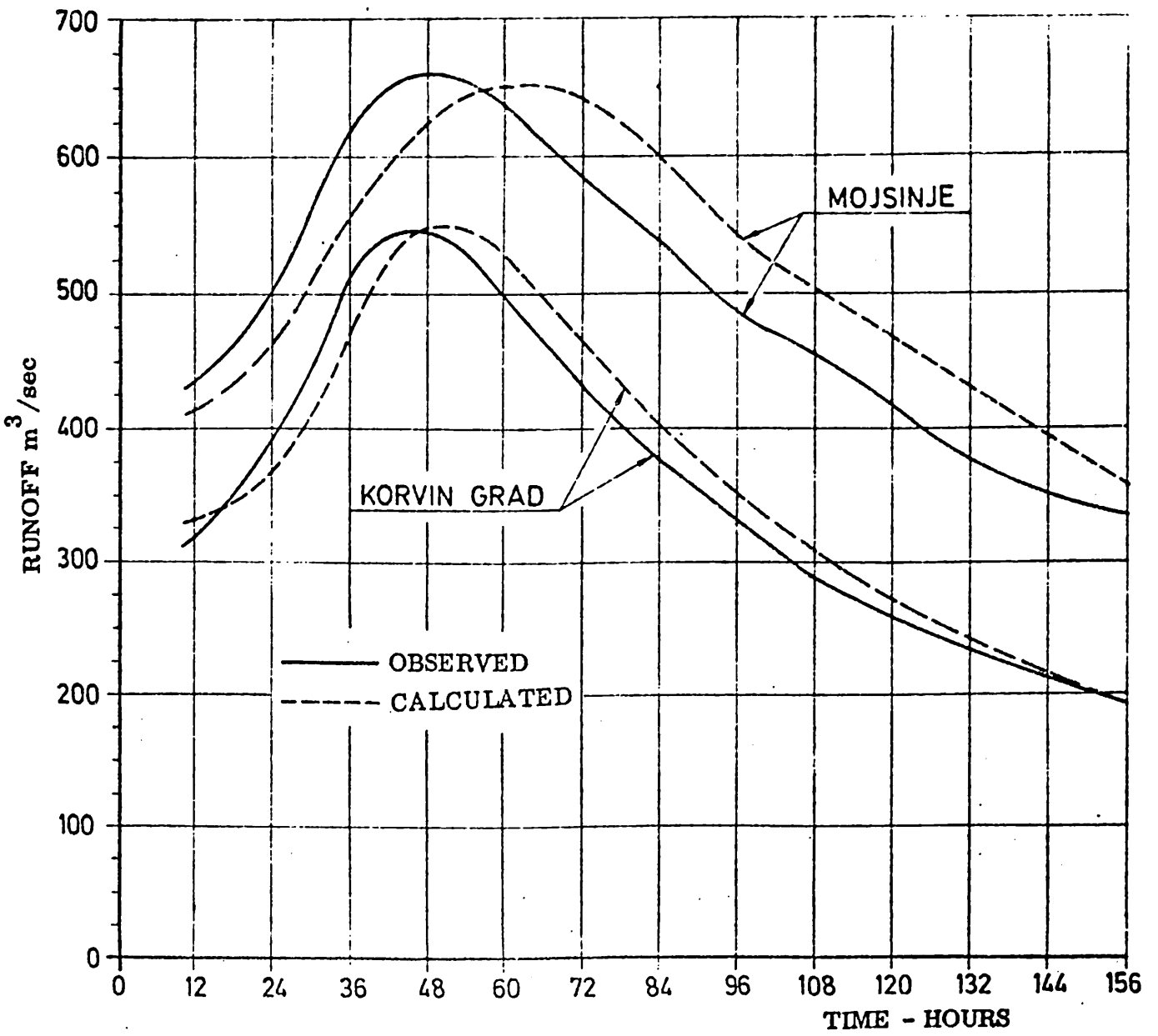

700
600
500
400
300
200
100
0
RUNOFF m³/sec
0
12
24
36
48
60
72
84
96
108
120
132
144
156
TIME - HOURS
MOJSINJE
KORVIN GRAD
OBSERVED
CALCULATED

FIG. 8

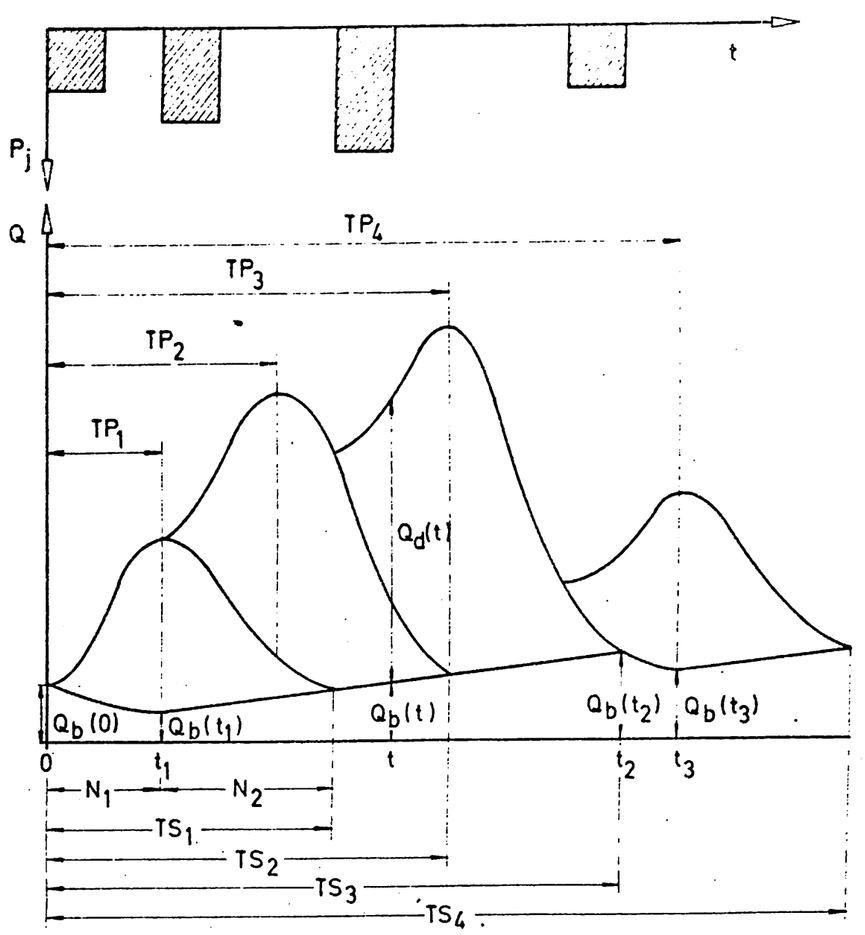

t
P_j
Q
TP_4
TP_3
TP_2
TP_1
$Q_d(t)$
$Q_b(0)$
$Q_b(t_1)$
$Q_b(t)$
$Q_b(t_2)$
$Q_b(t_3)$
0
t_1
t
t_2
t_3
N_1
N_2
TS_1
TS_2
TS_3
TS_4

FIG. 9

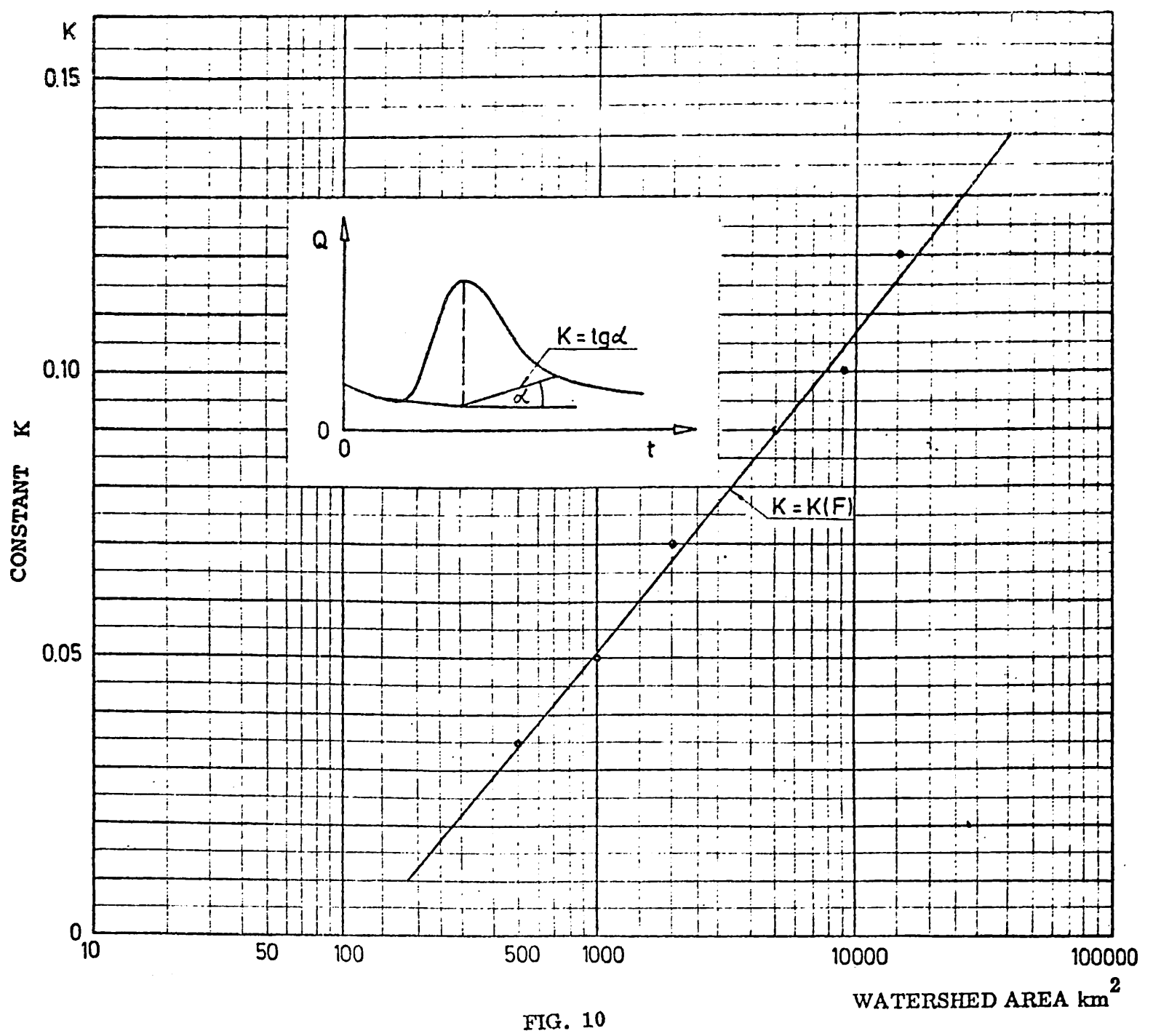

K
0.15
0.10
0.05
0
CONSTANT K
10
50
100
500
1000
10000
100000
WATERSHED AREA km²
Q
0
0
t
K = tgα
α
K = K(F)

FIG. 10

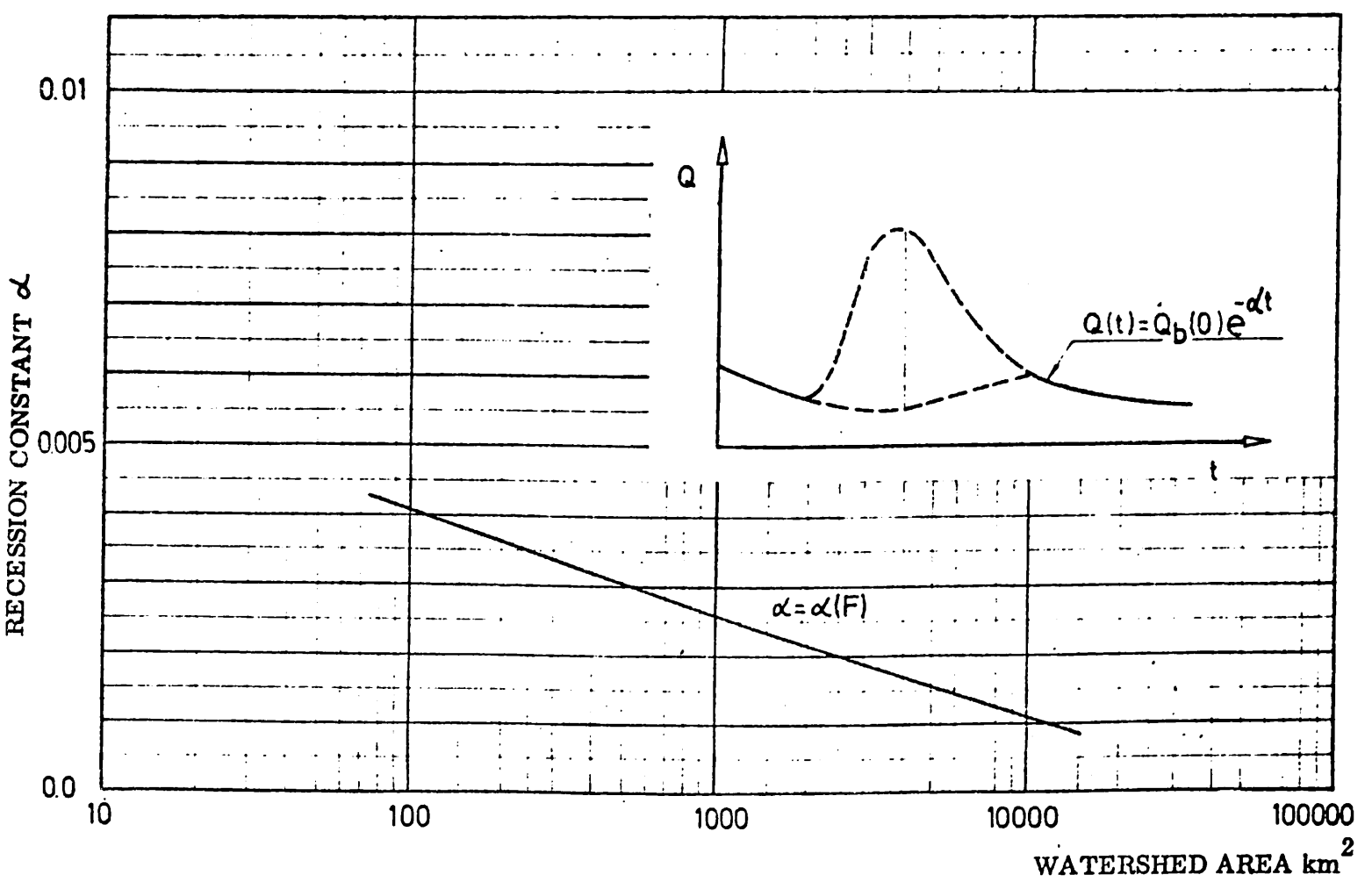
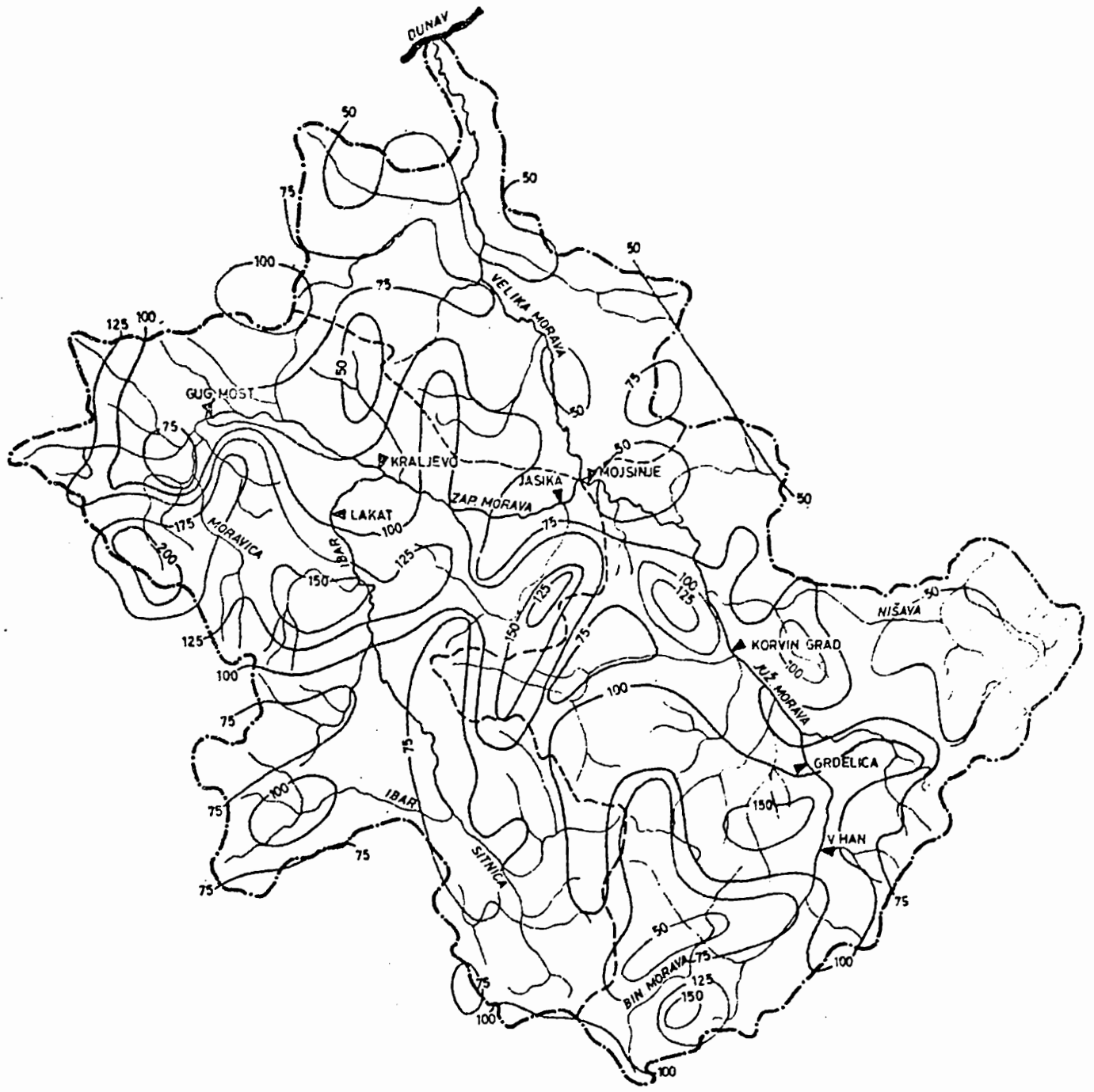

0.01
0.005
0.0
RECESSION CONSTANT α
10
100
1000
10000
100000
WATERSHED AREA km²
Q
t
Q(t)=Q_b(0)e^{-αt}
α=α(F)

FIG. 11

FIG. 12 - TYPICAL ISOHYETAL SITUATION No. 1

FIG. 13 - TYPICAL ISOHYETAL SITUATION No. 3



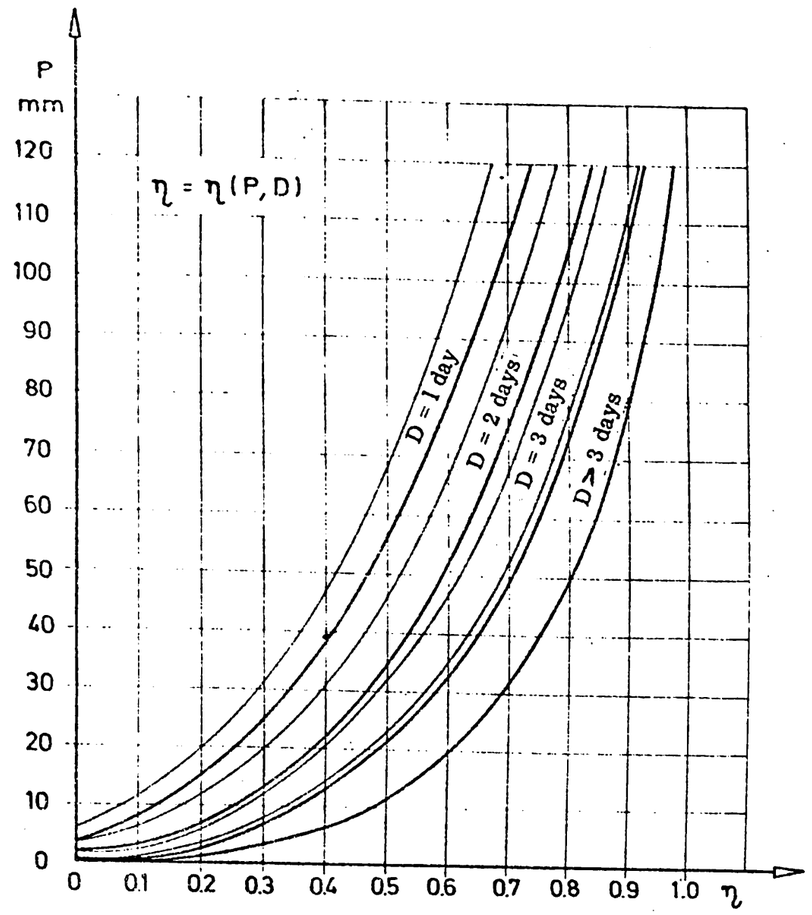

P
mm
120
110
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
η = η(P, D)
D = 1 day
D = 2 days
D = 3 days
D ≥ 3 days
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0
η

FIG. 14

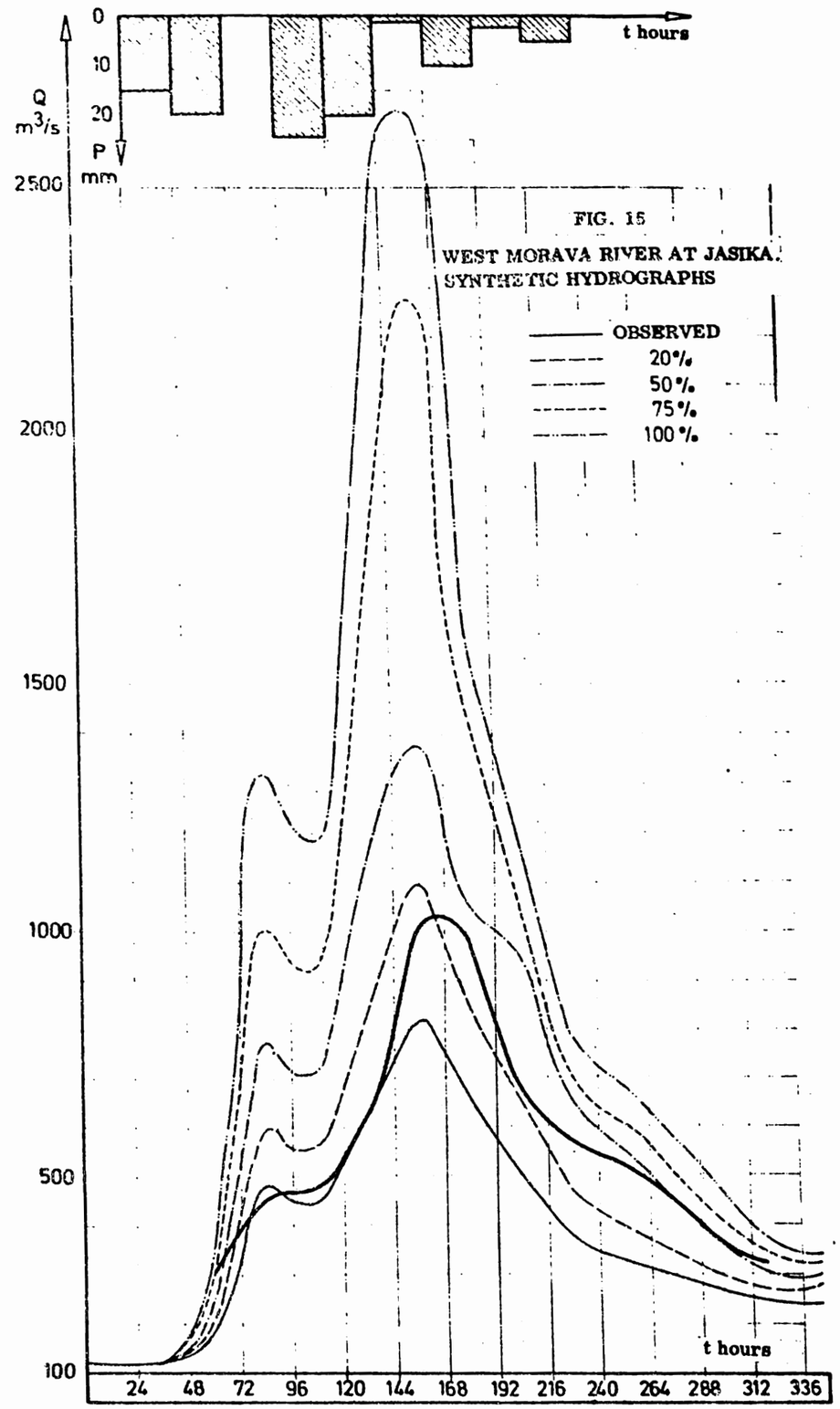


FIG. 15

WEST MORAVA RIVER AT JASIKA.
SYNTHETIC HYDROGRAPHS

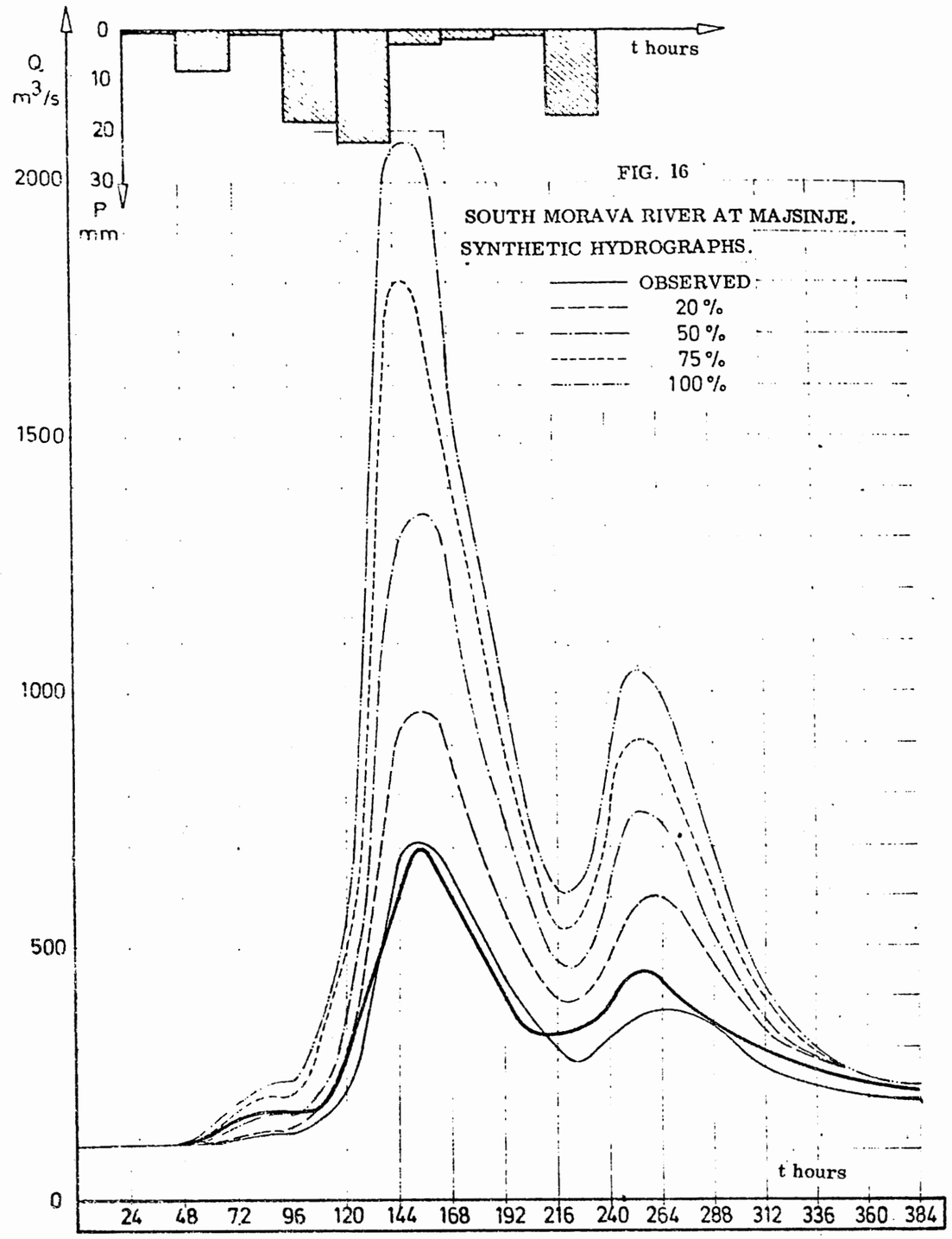


FIG. 16

SOUTH MORAVA RIVER AT MAJSINJE.
SYNTHETIC HYDROGRAPHS.

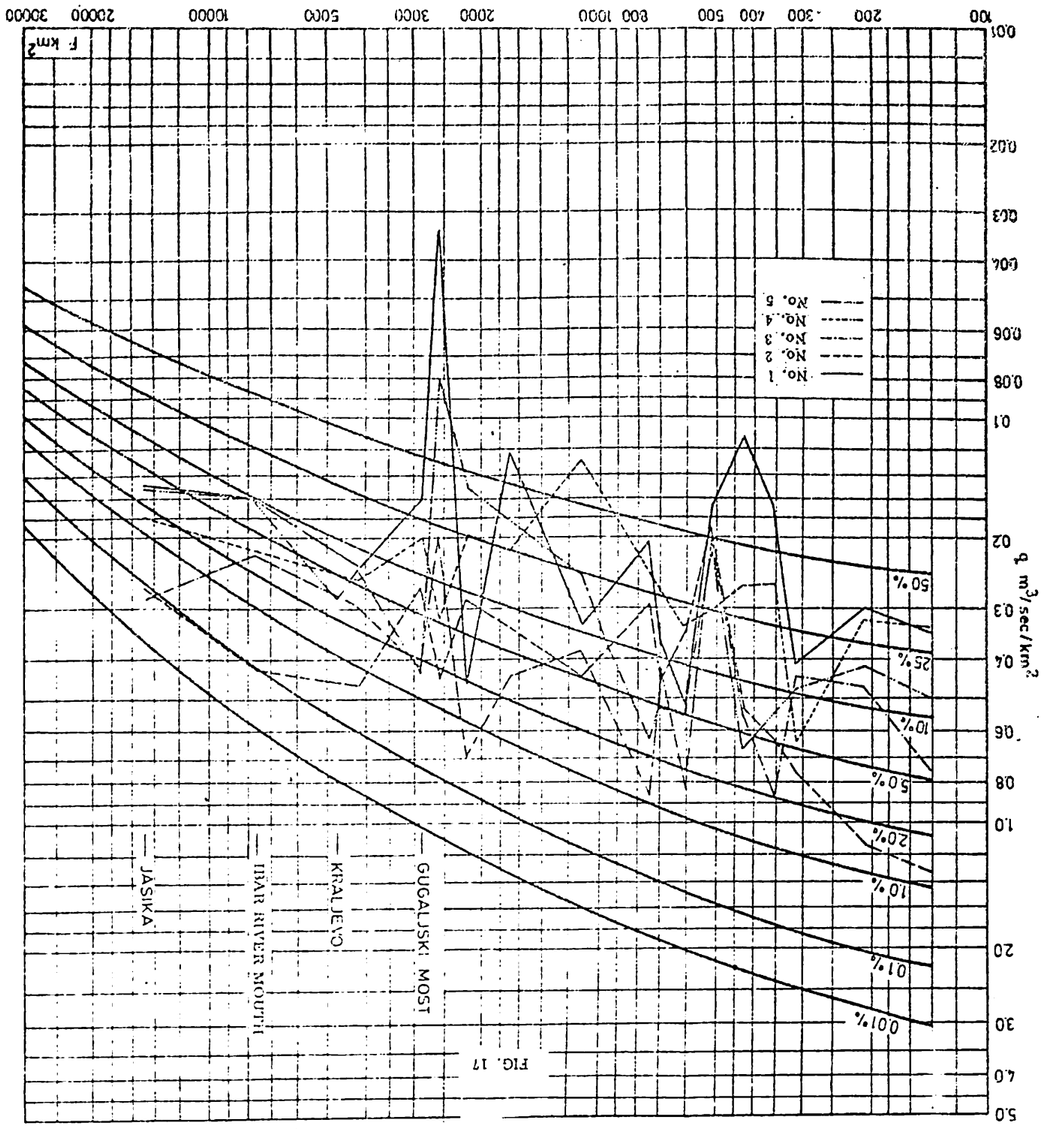
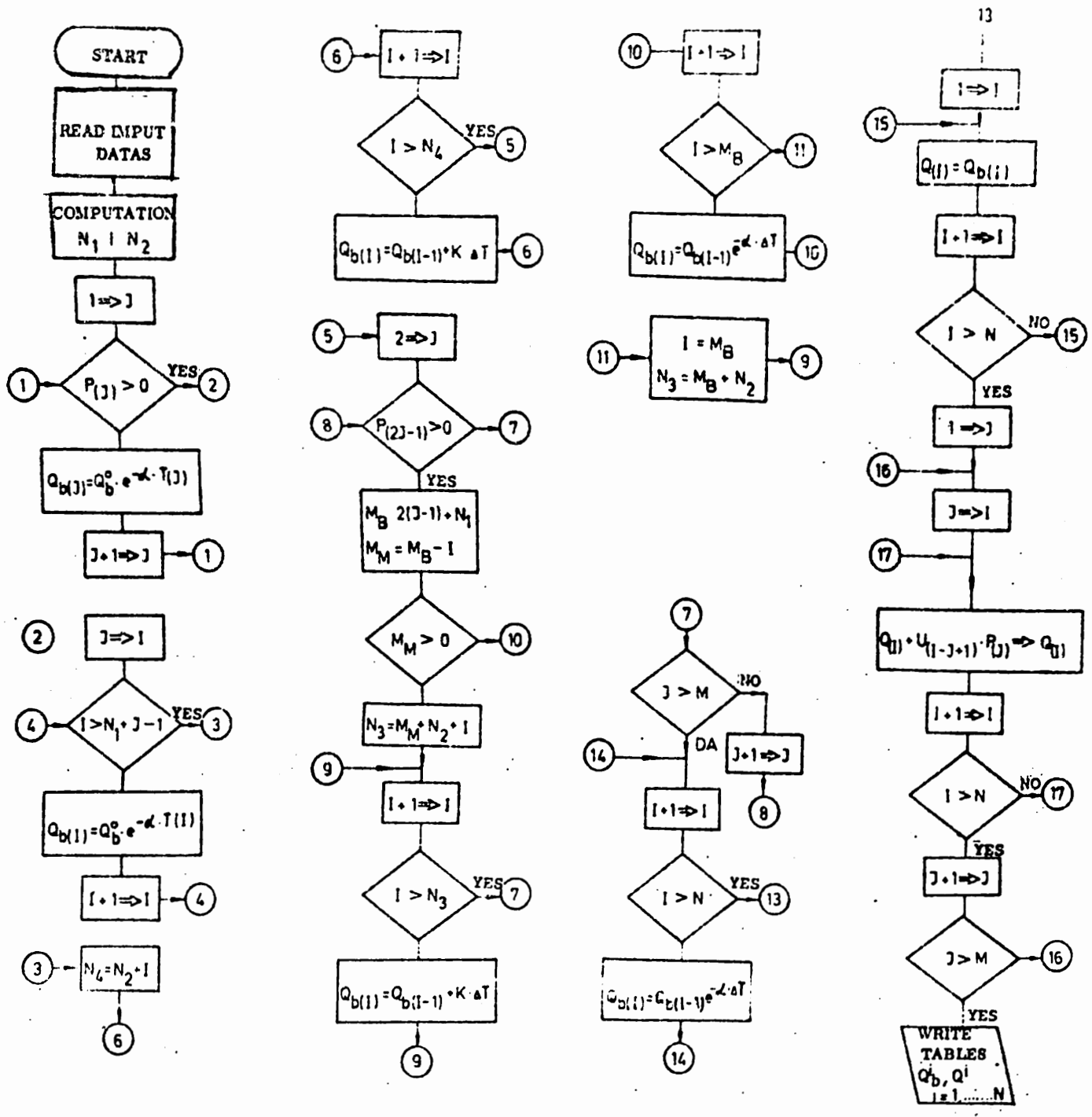

q m³/sec/km²
F km²
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
0.8
0.6
0.4
0.3
0.2
0.1
0.08
0.06
0.04
0.03
0.02
0.01
100
200
300
400
500
600
1000
2000
3000
5000
10000
20000
30000
0.01%
0.1%
1%
10%
20%
50%
10%
25%
50%
No. 1
No. 2
No. 3
No. 4
No. 5
GUGALJSKI MOST
KRALJEVO
IBAR RIVER MOUTH
JASIKA

FIG. 17

FIG. 13


START
READ INPUT DATAS
COMPUTATION N1 I N2
I=>J
P(J) > 0
YES
Qb(J)=Qb°·e^-α·T(J)
J+1=>J
J=>I
I>N1+J-1
YES
Qb(I)=Qb°·e^-α·T(I)
I+1=>I
N4=N2+I
I+1=>I
I > N4
YES
Qb(I)=Qb(I-1)+K ΔT
2=>J
P(2J-1)>0
YES
MB 2(J-1)+N1
MM = MB - I
MM > 0
N3=MM+N2+I
I+1=>I
I > N3
YES
Qb(I)=Qb(I-1)+K·ΔT
I+1=>I
I>MB
YES
Qb(I)=Qb(I-1)e^-α·ΔT
I = MB
N3 = MB + N2
J > M
NO
DA
J+1=>J
I+1=>I
I > N
YES
Qb(I)=Qb(I-1)e^-α·ΔT
13
I=>I
Q(I) = Qb(I)
I+1=>I
I > N
NO
YES
I=>J
J=>I
Q(I)+U(I-J+1)·P(J) => Q(I)
I+1=>I
I>N
NO
YES
J+1=>J
J>M
YES
WRITE TABLES Qb^i, Q^i i=1,.....N

KINETIC ENERGY AND MOMENTUM FLUX IN CZECHOSLOVAK REACH OF THE DANUBE-RIVER, WITH RESPECT TO THEORETICAL COMPUTATIONS OF THE NONSTEADY FLOW

By VILIAM STRAUSS

Institute of Hydrology and Hydraulics of the Slovak Academy of Sciences Bratislava, Czechoslovakia

Р е з ю м е

В предлагаемой статье автор занимается значениями коэффициентов конетической энергии и количества движения в чехословацком участке Дуная. Исходя из того, что продольные скорости в отдельных точках поперечного сечения течения можно считать однородной статистической совокупностью, для которой за определяющую величину распределения скоростей в поперечном сечении избран коэффициент вариации поля продольных скоростей в водомерных створах этого участка реки.

Из непосредственных измерений определенный коэффициент вариации был использован для установления действительных коэффициентов кинетической энергии и количества движения (α, α_0), в исследованном участке. Связь между коэффициентом вариации и коэффициентами α и α установлена в статье теоретическим путем. Обследование изменчивости распределения местных продольных скоростей в отдельных сечениях позволяет применять для гидравлических расчетов движения воды в среднем участке Дуная действительные значения α и α_0, чем можно расчет уточнить. Определенные значения α и α в чехословацком участке Дуная можно использовать тоже для других рек схожего характера.

Summary

In this article the author exposes the value of living force coefficient and the quantity of movement on the Czechoslovakian part of the river Danube. He assumes that the longitudinal velocities on particular points of the bias may be considered as similar ones to the static unity because of which the field coefficient of variation of prolonged velocities in the water measuring dams of this river has been chosen for determination of the size of velocity distribution on the axis.

During the immediate measurement a definite coefficient of variation has been used for determination of actual coefficients of living force and quantity of myement (α , α_0) within the section investigated. The link between the coefficient of variation and the one α and α_0 has been theoretically established in the article. The review of distribution change of local and longitudinal velocities in particular months allows to be used for the hydrological calculations of water movement on the mid part of the Danube, the actual value α and α_0 in the Czechoslovakian section of the Danube may be used for the other rivers of similar character.

A part of the computations, allowing to forecast the water stages and discharges in open channels, is based on hydraulic equations of the nonsteady flow of liquids. These equations, essentially, are the power balances or the energy balances of the watercourse in a certain reach. With these balances the watercourse is assumed to be massed into its center stream tube, where the mean values of the determining hydraulic parameters are then introduced. The energy balances and dynamic balances, thus performed, are from the theoretical point of view affected by the disadvantage that the use of the mean velocity, in form of the main dynamic factor of the flow, is, to a certain degree, quantitatively distorting the balance. The reason for this lies in the fact, that the specific profile energy, as a consequence of the irregular longitudinal velocity distribution in the cross-section, is greater than that, we obtain by calculation from the mean velocity in the profile. This error of the calculations, resulting from the Bernoulli equation, is to be corrected by introduction of a correction factor of the kinetic energy α , or by the momentum correction factor α_0, according to calculations, based on the Newtonian equation on the momentum change.

The values of the correction factors α and α_0 are dependent on the distribution of the longitudinal velocities in the cross-section of the channel.

In accordance with the general theory of the correction factors (1), the correction factor of the kinetic energy takes the form of

$$\alpha = \frac{\int_f \int u^3 df}{v^3 f} \tag{1}$$

and the momentum correction factor, of

$$\alpha_0 = \frac{\int_f \int u^2 df}{v^2 f} \tag{2}$$

u - local longitudinal velocity

v - mean velocity in the profile

f - discharge area.

From equation (1) and (2) it is to be seen, that the correction factors are representing a certain relationship between local longitudinal velocities and the mean value of these velocities in the profile. As the basic statistical values represent the similar relationships, that is, the relationships between the mean and the population components (the moments about the mean), there must exist a relationship between these basic statistical values and the correction factors. These relationships will be derived as follows.

Derivation of the relationships between the basic statistical values and the correction factors α and α_0.

The longitudinal velocities in the single points of the cross-section of the flow u may be taken as representing a homogeneous statistical population. The variable u of this population is one dimensional and its variable range yields the relationship.

$$0 < u < u_{max} \tag{3}$$

The number of the population components is represented by the sum of the elementary areas of the cross-section (perhaps infinitely or finitely small ones) :

$$f = \int_f \int df \qquad f = \sum_f \sum df \qquad (4a),(4b)$$

for the analysis, we will take into consideration the number of components, following to relationship (4a). The mean velocity is defined in form of the arithmetical mean of the population,

$$v = \frac{\int_f \int u\, df}{f} \tag{5}$$

The deviation of the variable from the arithmetical mean will be

$$\varepsilon = u - v \tag{6}$$

The first central moment is equal to zero. We are investigating the second central moment, characterising d i s p p e r s i o n of the population, represented by

$$\mu_{u,2} = \frac{\int_f \int \varepsilon^2 df}{f} \tag{7}$$

After setting in from the equation (6), and modifying, we obtain

$$\mu_{u,2} = \frac{\int_f \int (u-v)^2}{f} = \frac{\int_f \int u^2 df}{f} - \frac{2v \int_f \int u\, df}{f} + v^2 \frac{\int_f \int df}{f}$$

yielding with respect to the equations (4a) and (5),

$$\mu_{u,2} = \frac{\int_f \int u^2 df}{f} - v^2 \tag{8}$$

Dividing this equation with v^2 we get

$$\frac{\mu_{u,2}}{v^2} = \frac{\int_f \int u^2 df}{v^2 f} - 1 \tag{9}$$

The first right side term of this equation, following to (2), represents the momentum correction factor α_0 of the given cross section:

$$\alpha_0 = \frac{\mu_{u,2}}{v^2} + 1 \tag{10}$$

Supposed, we introduce the s t a n d a r d deviation

$$\sigma_u = \sqrt{\mu_{u,2}} \tag{11}$$

we may write as follows:

$$\alpha_0 = \frac{\sigma_u^2}{v^2} + 1 \tag{12}$$

In case we select for determining statistical value the c o e f i c i e n t of v a r i a t i o n

$$C_v = \frac{\sigma_u}{v} \tag{13}$$

that is, the scale of relative dispersion of the local longitudinal velocity values about the mean, we get the desired relationship between the momentum correction factor, and the variation coefficient of the statistical sample of the longitudinal velocities in the cross-section:

$$\alpha_0 = C_v^2 + 1 \tag{14}$$

From this equation and knowing the value of it is possible to determine the value of the variation coefficient

$$C_v = \sqrt{\alpha_0 - 1} \tag{14}$$

As to the equation (14), it is obvious that the momentum correction factor, in consequence of the function of the variation coefficient, will be

$$\alpha_0 = \varphi_1(C_v) \tag{15}$$

meaning that its value is dependent on the dispersion of values of the local longitudinal velocities.

For determining of the dependence between the kinetic energy correction factor and the basic statistical values of the profile local longitudinal velocities population let us analyse the third moment about the mean

$$\mu_{u,3} = \frac{\int_f \int \varepsilon^3 df}{f} = \frac{\int_f \int (u-v)^3 df}{f} \tag{16}$$

After division of this question by v^3, and after modification we may write as follows:

$$\frac{\mu_{u,3}}{v^3} = \frac{\int_f \int u^3 df}{v^3 f} - 3\frac{\int_f \int u^2 df}{v^2 f} + 3\frac{\int_f \int u\, df}{v f} - \frac{\int_f \int df}{f} \tag{17}$$

When substituting from equations (4a) and (5), we obtain:

$$\frac{\mu_{u3}}{v^3} = \frac{\int f \int u^3 df}{v^3 f} - 3\left(\frac{\int f \int u^2 df}{v^2 f} - 1\right) - 1$$

and further, in respect to the equations (1) and (9) we get:

$$\alpha = \frac{\mu_{u3}}{v^3} + 3\frac{\mu_{u2}}{v^2} + 1 \qquad (18)$$

Let us introduce the coefficient of assymmetry (or of skewness), which is given by the relationship of

$$C_S = \frac{\mu_{u,3}}{\sigma_u^3} \qquad (19)$$

In case we substitute the central moments, following the equations (11), and (19), to equation (18), we will obtain :

$$\alpha = C_S \frac{\sigma_u^3}{v^3} + 3\frac{\sigma_u^2}{v^2} + 1 \qquad (20)$$

and with respect to the equations (13), there will be :

$$\alpha = C_S C_v^3 + 3C_v^2 + 1 \qquad (21)$$

whereupon the kinetic energy correction factor is expressed as the function of statistical values, namely as the function of the variation coefficient and of the asymmetry coefficient of the longitudinal velocity population in the profile :

$$\alpha = \varphi_2(C_S ; C_v) \qquad (22)$$

With the values of the correction factors α and α_o known, we could in turn compute the coefficient of asymmetry C_S. By solution of the equations (14') and (21) we obtain

$$C_S = \frac{\alpha - 3\alpha_o + 2}{\sqrt{(\alpha_o - 1)^3}} \qquad (23)$$

The variability of distribution of the local longitudinal velocities in profiles of the Danube-river chechoslovak reach and its effect of the kinetic energy (or the momentum flux) of the flow in the river bed.

The flow mean velocity in a definite profile of an open channel is usually the only dynamic parameter used when water levels are subject to hydraulic computations. It should be noted however that the mean velocity neither elucidates explicitly the distribution of the velocities in the profile nor gives a true picture of the kinetic energy quantity or of the momentum flux of water passing through the profile. In two profiles with completely different distribution of the longitudinal velocities the mean velocity value may be well equal but the kinetic energy quantity or the momentum flux may be quite different. The magnitude of the error arising from the computation procedure of the kinetic energy or of the momentum flux on the basis of the mean velocity can be seen from the value of the correction factors α and α_o, which indicate the ratio between the effective kinetic energy (or the momentum flux) of the flow, computed from the values of local longitudinal velocities and the theoretical kinetic energy (or the momentum flux), computed from the flow mean velocity in the profile. As the results obtained by the author of the studies (1), (2) gave clear evidence that the errors, arising from the computation of the kinetic energy value in the profiles of open channels, may reach significant values, the decision has been made to investigate the Czechoslovak reach of Danube-river in order to obtain more accurate data for hydraulic computations of the flow in the river bed (the records measured in nature have been kindly submitted by the Hydrometeorological Institute at Bratislava).

The subject to investigations were the values of the correction factors α and α_o, and the determination of their dependence on the local longitudinal velocities in the profile characterized by the basic statistical values as a homogenous population. The theoretical basis of this analysis has been outlined already in part one of this study.

Altogether 17 records of measured local velocities in the profiles of the Czechoslovak reach of the Danube-river have been evaluated: the local velocities were measured in profiles over a river length of about 150 km, both in straight reaches as well as in bends under various discharge. For each profile the corresponding contours of equal velocity were plotted. Then, on the basis of the evaluated profiles, the values of integrals were determined with the assumption that the distribution of velocities in the perspendicular direction to the contours of equal velocity is linear. More details on the evaluation method of those integrals are given in (1). Arising out of the values of these integrals it was then possible, by using the equations described in the theoretical part of this study, to compute all the values of interest to us, i.e. in addition to the values of Q, f, v also the values of the basic statistical values $\mu_{u,2}$, $\mu_{u,3}$, σ_u, C_v, C_S as well as the values of the correction factors α, α_o, of single profiles, these being shown in the table on the following page (the numbers of equations used for the computation of the particular values are designated in the head of the table).

From the analysis of the values shown in the table the following conclusions can be made:

a. - with concern to the correction factors α and α_o :

1. Practically the discharge has no effect on the values of the correction factors. This phenomena can be confirmed by comparing the values of the correction factors determined for various discharges in the same profiles, for instance in the profile at km 1869 (Bratislava, lines 15, 16, 17) the differences between α and α_o, values for discharges in the range of about 500 - - 2500 m^3/s are of nearly equal value. The same conclusion also can be made when comparing the values in lines 1 and 2 (Šturovo) and in lines 13 and 14 (Hrušov).

2. The correction factors of profiles in

the direct reach are characterized by substantially lower values when comparing them with the values in profiles sited in bends. As can be seen in the table the minimum α, values have been measured in the profiles Štúrovo, Komárno, Medvedov km 1805,35, Gabčíkovo km 1819 and Bratislava (lines 1, 2, 4, 5, 9, 15, 16, 17) all of them being situated in the direct reach and within the range of the α value = 1,12 ~1,18. In the remaining other profiles situated in the bends the α value may rise up to 1,35. Besides the bending of the channel also the mouthing of river branches and crosswise built regulating structures may cause the rise of the α values.

3. Arising out of the determined α and α_o, values it can be stated that the effective kinetic energy of water flowing through the profile of the investigated Danube channel is higher of 12% up to 35% than the kinetic energy corresponding to the mean profile velocity. With concern to the momentum flux this difference is markedly lower, only 5 - 12 %.

- with concern to the basic statistical values σ_u, C_v, C_s, characterizing the distribution of the longitudinal velocities in the cross-section:

1. The dispersion of the longitudinal velocities about the mean velocity, characterized by the coefficient of variation (in the table column 19) is represented by the C_v values expressed in %, i. e. C_v 100) is in the range from 21 % to 42 %, in average about 28 %, in the investigated reach of the Danube-river.

2. The skewness characterized by the coefficient of asymmetry C_s is for the most part of the investigated profiles relatively small (-0,0019 ~ -2,5487, column 11). Due to the fact that value of skewness has explicitly a negative sign it may be concluded that the mostly frequent value of the local longitudinal velocities in the profile (the mode) is greater than the value of the mean velocity.

3. In computing the value of the correction factor α through equation (21)

$$\alpha = C_s C_v^3 + 3C_v^2 + 1$$

we made the experience that the value of the first term on the right side of the equation

$$C_s C_v^3 = \xi \qquad (24)$$

practically approaches zero (column 12) and consequently this first term can be neglected, thus the assumption being justified that the value of the arising difference $\xi = 0$, which means a simplification of the equation (21). For practical use then only two equations for the computation of the correction factors α and α_o will be needed

$$\alpha_o = C_v^2 + 1 \qquad (25)$$

$$\alpha = 3C_v^2 + 1 \qquad (26)$$

From these equations it can be seen that for the computation of the values of the correction factors α and α_o it is sufficient for the practice to determine only one statistical parameter, i.e. the coefficient of variation C_v of the local longitudinal velocities population in a certain profile. By using the equations (25) and (26) for solution we obtain a genuine quantitative relatinship between α and α_o (1):

$$\alpha = 3\alpha_o - 2 \qquad (27)$$

As regards the mentioned conclusions it is necessary to remark that they refer to the flows, flowing through the proper channel but they cannot be referred to flood discharges, in which a part of the discharge is flowing through the channel and a part is flowing over the flood plain.

At the computation of the correction factors, on the basis of the equations (25) and (26) it is sufficient to determine the coefficient of variation of the local longitudinal velocities in the channel. To determine promptly the values of C_v it will be sufficient to divide the profile area f by means of vertical and horizontal straight lines in such a way, that the measured velocity points u are in the centre of gravity of the particular planes Δf and then to determine directly the square of the variation coefficient C_v^2 from the analogic relationship to the equation (9).

$$C_v^2 = \frac{\sum_f \sum u^2 \Delta f}{v^2 f} - 1 \qquad (28)$$

The values of the correction factor of the kinetic energy α, computed thereby, differed from the values, as stated by the curves of equal velocities of the particular Danube cross-sections, approximately on the average by 5 %. The total of points, where the velocity has been measured varied between 60 - 120 in one cross-section (representing the normal amount of measurements of local velocities for the determination of the discharge).

The values of correction factores obtained over the Czechoslovak reach of the Danube, can be used for the hydraulic computations also for other river reaches of a similar character.

References :

(1) Strauss V., Štúdia korekčného faktora kinetickej energie a korekčného faktora hybnosti prudenia v otvorených korytách, Vodohospodársky časopis SAV, No.3/1963.

(2) Strauss V., The kinetic energy correction factor and the momentum correction factor in open channels, XIIth Congress IAHR, Fort Collins, USA.

COLUMN: 1	2		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
LINE No.	PROFILE IN KM	STATION	YEAR OF MEAS	Q	f	v	$\mu_{u,2}$	$\mu_{u,3}$	σ_v	C_v	C_s	ξ	α	α_o
	UNITY:			m^3/s	m^2	m/s				x 100(%)				
	EQUATION No.:				4	5	11 (8)	19 (16)	13 (11)	14 (13)	23 (19)	24	1 (21)	2 (14)
1	1718,48	ŠTÚROVO	1953	3242,7	2779	1,167	0,0749	-0,0413	0,2737	23,45	-2,0139	-0,02597	1,139	1,055
2	1718,6	ŠTÚROVO	1954	7129,2	4196	1,699	0,1356	-0,0833	0,3683	21,68	-1,6689	-0,01698	1,124	1,047
3	1764	IŽA	1958	4059,2	3238	1,254	0,1132	-0,0512	0,3364	26,83	-1,3439	-0,02596	1,190	1,072
4	1766,1	KOMÁRNO	1958	2625,2	2286	1,148	0,0740	-0,0330	0,2721	23,02	-1,6375	-0,02179	1,139	1,053
5	1805,35	MEDVEĎOV	1958	2314,1	1681,2	1,376	0,0909	-0,0183	0,3015	21,91	-0,6669	-0,00702	1,137	1,048
6	1800,4	MEDVEĎOV	1958	3201,8	2131,6	1,502	0,4039	-0,6542	0,6355	42,31	-2,5487	-0,19306	1,344	1,179
7	1807,58	PALKOVIČOVO	1950	925,1	902	1,026	0,0703	-0,0140	0,2655	25,88	-0,746	-0,01293	1,188	1,067
8	1815-1816	GABČÍKOVO	1958	2139,3	1295,3	1,652	0,2346	-0,0896	0,4844	29,32	-0,789	-0,01988	1,238	1,066
9	1819-1820	GABČÍKOVO	1958	1915,4	1168,5	1,639	0,1315	-0,0173	0,3627	22,13	-0,3619	-0,00392	1,143	1,019
10	1821	GABČÍKOVO	1958	1928,8	1049,2	1,838	0,2601	-0,0684	0,5100	27,75	-0,5156	-0,01106	1,220	1,077
11	1816,6	GABČÍKOVO	1958	2093,9	1395	1,501	0,2681	-0,0611	0,5178	34,50	-0,4402	-0,01807	1,339	1,119
12	1816,6	GABČÍKOVO	1958	2168,6	1341	1,617	0,2379	-0,0510	0,4878	30,17	-0,4395	-0,01206	1,261	1,091
13	1841,35	HRUŠOV	1958	2403,5	1209	1,988	0,4427	-0,0005	0,6654	33,47	-0,0019	-0,00007	1,336	1,112
14	1841,35	HRUŠOV	1958	1177,3	733	1,606	0,2914	-0,1321	0,5398	33,61	-0,8399	-0,0319	1,307	1,113
15	1868,9	BRATISLAVA	1947	536,9	413	1,30	0,1048	-0,0417	0,3237	24,90	-1,2309	-0,0190	1,167	1,062
16	1869	BRATISLAVA	1949	2004,0	1146	1,749	0,2019	-0,0909	0,4493	25,69	-1,0023	-0,0170	1,181	1,066
17	1869	BRATISLAVA	1958	2426,4	1305	1,859	0,2452	-0,1535	0,4952	26,64	-1,2645	-0,0239	1,189	1,071

Q = DISCHARGE ; f = AREA ; v = MEAN VELOCITY ; $\mu_{u,2}$ = DISPERSION (2nd CENTRAL MOMENT); $\mu_{u,3}$ = 3rd CENTRAL MOMENT ; σ_v = STANDARD DEVIATION ; C_v = COEFFICIENT OF VARIATION ; C_s = COEFFICIENT OF ASYMMETRY; ξ = DIFFERENCE ; α = KINETIC ENERGY CORRECTION FACTOR ; α_o = MOMENTUM CORRECTION FACTOR

LIMITS IN THE USE OF THE LINEAR AND NON-LINEAR TREND METHOD FOR FLOOD FORECASTING ON THE DANUBE RIVER, IN THE SMEDEREVO - CEATAL IZMAIL REACH

By DUMITRU LAZARESCU
Chief of the Hydrological Studies and Forecasting Division Institute of Hydrotechnical Research, Bucharest - Romania

Р е з ю м е

Метод тенденции, основанный на линейной или нелинейной экстраполяции хронологической кривой расходов, достаточно часто используется в практике гидрологических прогнозов. Простота приложения приводит часто к злоупотреблению этим методом, выходя за пределы, установленные допустимыми погрешностями.

В настоящей работе рассматриваются возможности использования метода линейной тенденции (метод секанса и тангенса) и метода нелинейной тенденции, указывая наиболее подходящие методы и приемы для различных фаз режима расходов.

Сравнение приемов прогноза проводится на основе показателей точности, зависящих от средних квадратических отклонений контрольных прогнозов.

В работе даются также для каждого метода и приема прогноза значения допустимых погрешностей, рассчитанных в зависимости од средних квадратичных отклонений колебания прогнозированных значений в течение периода заблаговременности прогнозов.

Вышеуказанные методы и приемы рассматривались на трех гидрометрических станциях на Дунае: Смедерево, Олтеница и Чатал Измаил, станциях, расположенных на характерных секторах Нижнего Дуная.

S u m m a r y

The trend method, based on the linear or non-linear extrapolation of the chronological curve of discharges is used quite often in the practice of hydrological forecasts. The simplicity in applying of this method has often tempted to an excessive use of it, beyond the limits permitted by the admissible errors.

Possibilities of applying both, the linear trend method (the tangent and secant procedures) ant the non-linear trend one are examined in the present paper, pointing out the most adequate methods and procedures to be used forthe different phases of the discharge regime

Comparison of forecasting procedures is made taking into account the correlation indexes, depending on the square mean deviations of the control forecasts.

In the paper there are also given for each forecasting method and procedure the magnitude of admissible errors, calculated function of the square mean deviation of the variation of the forecasted values during the anticipation interval of forecasts.

The methods and procedures mentioned above are examined at three hydrometrical stations on the Danube river, namely: Smederevo, Oltenita and Ceatal Izmail, stations located on characteristic sites of the lower Danube sector.

1. Generalities

The trend method on account of its operational simplicity is one of the most frequently used short-term forecasting method. This has often led to an excessive use of it, with unsatisfactory results.

The present paper we undertake to examine the limits in applying of this method-under the Danube conditions, in the Smederevo-Ceatal Izmail reach and to indicate the most adequate procedures to be used for the different phases of the discharge regime.

The method consists mainly in forecasting the discharges after a certain period (anticipation period) based on the variation of discharges during the period, previous to the forecast issue moment.

The method assumes the law of discharge variation during the previous period remains

the same for the forecast period.

This assumption is justified for rivers with floods of slow rising and falling especially for large water courses.

According to the form of the variation law used when issueding the forecasts in anticipation period, we can distinguish the linear and non-linear trend method.

The linear trend method in used both for the water rising and falling during the floods, whilst the non-linear trend method can be used only for the failling of floods.

Forecasting according to the linear trend method is issued either by the secant or the tengent procedure.

The secant procedure is used in both analytical and graphical forms.The tangent procedure can be used only in the graphical form. The non- linear trend method is applied in the analytical form.

The below given table shows the use of methods and procedures for therising - falling flood phases.

Method	Procedure	Rising	Falling
Linear trend	Secant	Graphical analytical	Graphical analytical
	Tangent	Graphical	Graphical
Non-linear trend	-	-	Analytical

The variation law used for forecasting by the linear trend secant proeedure is expressed as:

$$Q_n - Q_{n-t} = Q_{n+t} - Q_n$$

or as:

$$Q_{p,\,n+t} = 2\,Q_n - Q_{n-t}$$

where $Q_{n,\,n+t}$ is the forecasted discharge after the anticipation period t, Q_n is the discharge in the moment of forecast issueing (n), and Q_{n-t} is the discharge, antecedent to the moment n with the anticipation period t.

Forecasting based on the non - linear - trend method uses the Horton type expression:

$$Q_t = Q_M \; e^{-K \; t^n}$$

where Q_t is the discharge with t units of time subsequent to the occurence moment of the maximum discharge Q_M, and K and n are the coefficients expressing the shape of the cession curve.

At the hydrometrical stations Smederevo (F=525,820 km^2)Oltenita (F=692,900 km^2) and Cetal Izmail (F=807,000 km^2) the trend method was anylysed from the applicability viewpoint, using: 1) 4 floods, in the period 1966 and 1967 summing up 140 days for the linear trend method and showing the frequent variation of discharges at these stations, 2) and 25 floods in the period 1941-1967 for the non-linear method selecting floods of the most frequent form: it should be pointed out that at Smederevo station the seasonal spring floods have been analysed separately from those of the seasonal summer-autumn floods, because of their considerable different form.

As a general criterion of applicability for the methods and procedures employed it was used the correlation index the expression of which is:

$$\eta = \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_N}\right)^2}$$

σ_y being the square mean deviation from reality of the forecasted discharge

$$\sigma_y = \sqrt{\frac{\sum (Y_{p,n+t} - Y_{n+t})^2}{m}}$$

n being the moment of the forecast issue Y_{n+t} - the actual discharge et the end of the anticipation period, t; $Y_{p,n+t}$ - the forecasted discharge for the $n+t$ moment, and m - the number of control forecasts.

σ_N is the mean square deviation from reality, using as forecasted value the mean discharge N

$$\sigma_N = \sqrt{\frac{Y_N - Y_{n+t})^2}{m}}$$

Forecasting methods and procedures are considered applicable when $\eta > 0,70$

They are good when $\eta > 0,90$, satisfactory when η 080 ...0,90 and acceptable when η0,7..0.8.

For each method and procedure the admissible (allowable) error (Δadm.) is also given, being considered good those forecasts the deviation from reality of which is under the admissible error.

The admissible error has the expression:

$$\Delta_{adm.} = 0,674\,\sigma_\Delta$$

where σ_Δ is the square mean deviation of the discharges variation (Δ) in the period covered by the forecast against the mean of these variation ($\bar{\Delta}$)

$$\sigma_\Delta = \sqrt{\frac{\sum (\Delta - \bar{\Delta})^2}{m}}$$

in which m is the number of cases during the control period.

2. The linear trend method

Table no.1 shows the values η and $\Delta_{adm.}$ both for the secant and tengent procedure, for the rising and falling periods,at Smederevo, Oltenita and Ceatal Izmail stations.

Variation of values and $\Delta_{adm.}$ along the studied reach is given in Fig.1; and the variation of percentage of the control forecasts, having errors below 20% is given in Fig.3 a

Examination of these data lead to the following conclusions:

a) The quality of forecasts for any of these procedures and for all periods covered by the forecast improves from the upstream towards the downstream zone if the studied reach.

b) The tangent procedure permits better forecasts than the secant one.

c) For periods longer than 5 days, the forecasts concerning flood rising have smaller errors than those refening to floods falling.

d) Along the entire reach the shorter the period lowered by the forecast the better the forecasts, both when using the secant and the tangent procedure.

Thus, all forecasts for periods below 5 days are good; forecasts covering a 10 days period are satisfactory when using the tangent procedure and acceptable when using the secant procedure (valid only for the down-stream zone of the studied reach). The forecasts covering a 15-day period are satisfactory, except for the upstream zone where they are only acceptable.

e) The admissible errors, for all periods covered and for both procedures, are slightly diminishing from the upper towards the lower zone of the studied reach and obviously, the shorter the period covered by the forecast the smaller the errors are.

3. The non-linear trend method

Table no.2 shows the parameters of the recession curves (K, n $Q_t/Q_0 = e^{-K t^n}$), the correlation index (η) and the admissible errors ($\Delta_{adm.}$) for the floods failling limb at Smederevo, Oltenita and Cestal Ismail stations.

Variation of values η and $\Delta_{adm.}$ along the studied reach is precected in Fig.2 and the percentage of the control forecasts having errors below 20% are given in Fig. 3-b.

Considering these data it may be assessed that:

The quality of forecasts improves as these draw near to the down-stream and of the studied reach

b) For the entire studied reach, the shorter the period covered by forecasts the better thir quality.

Thus, forecasts covering up to 10 days are good, except those for the upstream end of the reach (Smederevo) where forecasts are only satisfactory.

Forecasts covering a 15-day period are possible only for the Romanian sector of the Danube river and are satisfactory, while forecasts for a 20-day period may be issued only for the lower sector of the Danube, being acceptable.

c) The admissible errors diminish along the studied reach and obviously, the shorter the period covered by the forecast the smaller the erors are.

4. Conclusions

Taking into account the value of the correlation indexes and the fact that the analytical procedure is less laborious that the graphic one, it results the following suggestions with respect to the of the trend method for flood forecasting, occuring on the Danube river:

a) For the flood rising period good resuts are obtained when using the secant procedure for an anticipation interval not exceeding 5 days and the tangent procedure for an anticipation interval of 10 days in the medium and lower zone of the studied reach.

b) For longer anticipation intervals, during the using period, only the tangent procedure may be used with satisfactory accurecy, except the forecast for a 15-day period at Smederevo, where accurace is only acceptable.

c) For the falling period the recession curve can be used, with good accuracy for anticipation intervals up to 10 days, satisfactory accuracy for anticipation intervals of 15 days and acceptable accuracy for longer anticipation intervals

Table no3 gives a synoptic view for the cases in which the different methods and procedures can be applied, the quality of forecasts as well as the admissible errors being also mentioned.

LISTE OF FIGURES

Fig.1. Variation along the Danube river of values and adm., resulting by applying the linear trend method
s - secant
t - tangent
number - anticipation interval
c - rising period
d - falling period

Fig.2. Variation along the Danube river of values and adm., resulting by applying the non-linear trend method.

The number on the curve points out the anticipation period

Fig.3. Variation along the Danube river of the control forecast percentage having an error below 20%
a - results obtained when applying the linear trend method
b - results obtained when applying the non - linear trend method
s - secant
t - tangent
number - anticipation interval
c - rising period
d - falling period

CORRELATION INDEXES (η) AND ADMISSIBLE ERRORS OF FORECASTS (Δ adm.) WHEN USING THE LINEAR TREND METHOD

TABLE 1

Anticipation interval (days)	Procedure	Phase	Smederevo		Oltenita		Ceatal Izmail	
			η	Δ adm (mc/s)	η	Δ adm (mc./s)	η	Δ adm (mc/s)
2	Secant	rising	o,99	13o	o,99	95	o,99	6o
		falling	o,99	1o5	o,99	1o5	o,99	6o
	Tangent	rising	o,99	13o	o,99	95	o,99	6o
		falling	o,99	1o5	o,99	1o5	o,99	6o
3	Secant	rising	o,98	185	o,98	145	o,98	85
		falling	o,98	145	o,98	145	o,98	85
	Tangent	rising	o,99	185	o,99	145	o,99	85
		falling	o,99	145	o,99	145	o,99	85
5	Secant	rising	o,91	26o	o,95	19o	o,95	12o
		falling	o,91	21o	o,93	21o	o,95	135
	Tangent	rising	o,97	26o	o,98	19o	o,98	12o
		falling	o,97	21o	o,98	21o	o,98	135
10	Secant	rising	-	-	o,75	-	o,75	17o
		falling	-	-	-	-	o,74	24o
	Tangent	rising	o,85	29o	o,92	26o	(o,94)	17o
		falling	o,78	27o	o,92	27o	o,94	24o
15	Secant	rising	-	-	-	-	-	-
		falling	-	-	-	-	-	-
	Tangent	rising	o,78	39o	o,84	33o	(o,87)	3oo
		falling	o,75	375	o,84	36o	o,87	3oo

Note - Values in brackets are valid in the case the rising period of the flood is longer than 15 days.

THE PARAMETERS OF THE RECESSION CURVES (K, n, Q_t / Q_M), CORRELATION INDEXES (η) AND THE ADMISSIBLE ERRORS (Δ adm.) OF FORECASTS WHEN USING THE NON-LINEAR TREND METHOD

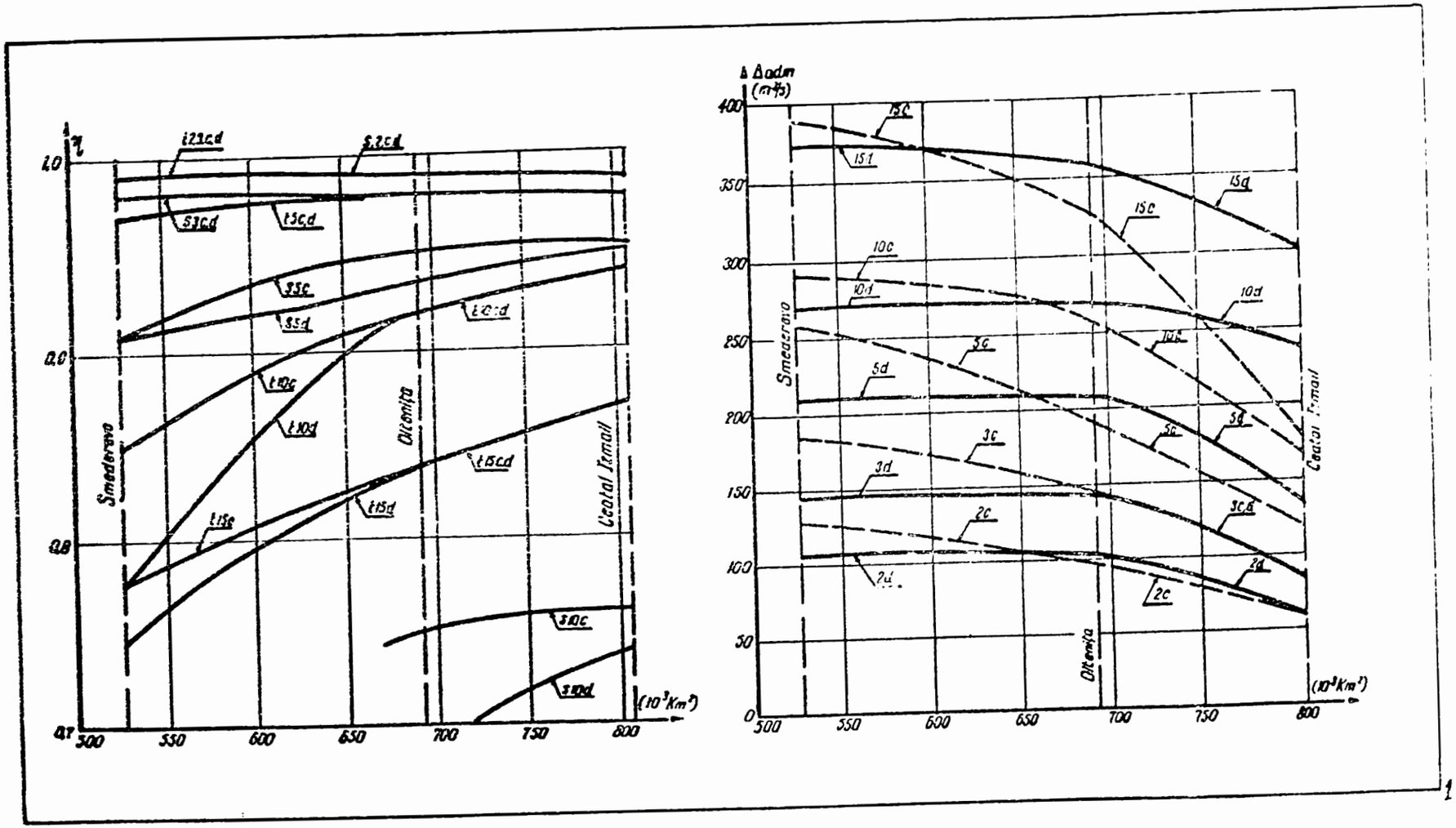
TABLE 2

Anticipation interval (days)	Smederevo spring K=26,8x10^{-3} n=1.07			Smederevo summer-aut K=24 x 10^{-3} n=1.30			Oltenita K=13.3x10^{-3} n=1.28			Ceatal Izmail K=5.9x10^{-3} n=1.40		
	Q_t/Q_M	η	Δ adm (m^3/s)	Q_t/Q	η	Δ adm (m^3/s)	Q_t/Q_M	η	Δ adm (m^3/s)	Q_t/Q_M	η	Δ adm (m^3/s)
2	0,946	0,99	130	0,942	0,99	120	0,967	1,00	130	0,987	1,00	90
3	0,916	0,99	180	0,905	0,99	170	0,946	0,99	180	0,972	1,00	125
5	0,861	0,96	300	0,823	0,67	280	0,900	0,99	270	0,946	0,99	200
10	0.729	0,80	500	0,619	0,81	500	0,779	0,94	500	0,863	0,95	360
15	0,614	-	600	0,436	-	690	0,644	0,81	590	0,766	0,82	450
20	0,517	-	-	0,311	-	-	0,543	-	730	0,677	0,77	560
25	0,429	-	-	0,206	-	-	0,440	-	-	0,580	-	570

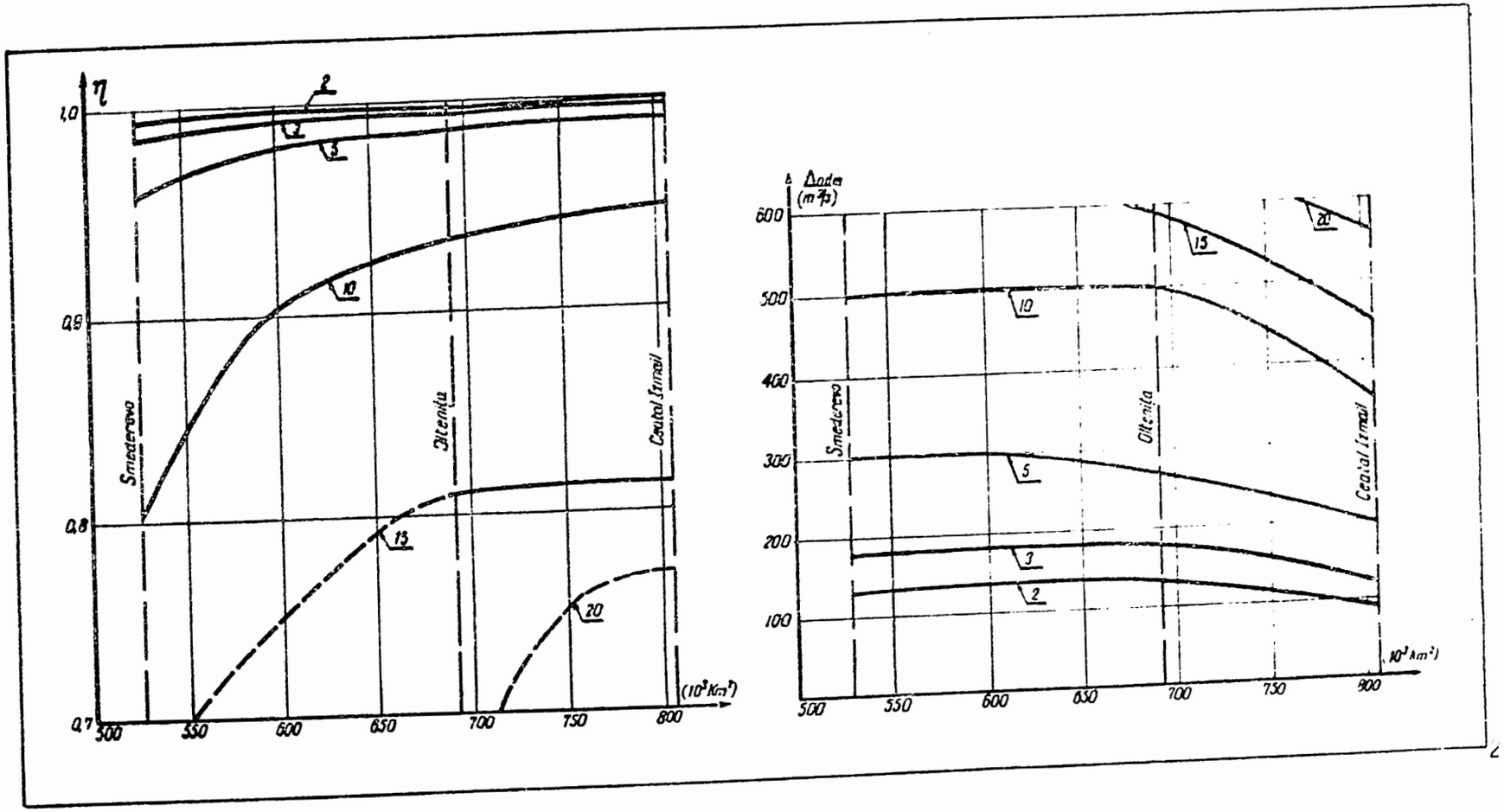
SYNOPTIC TABLE, INCLUDING APPLICABILITY CASES OF THE TREND METHOD

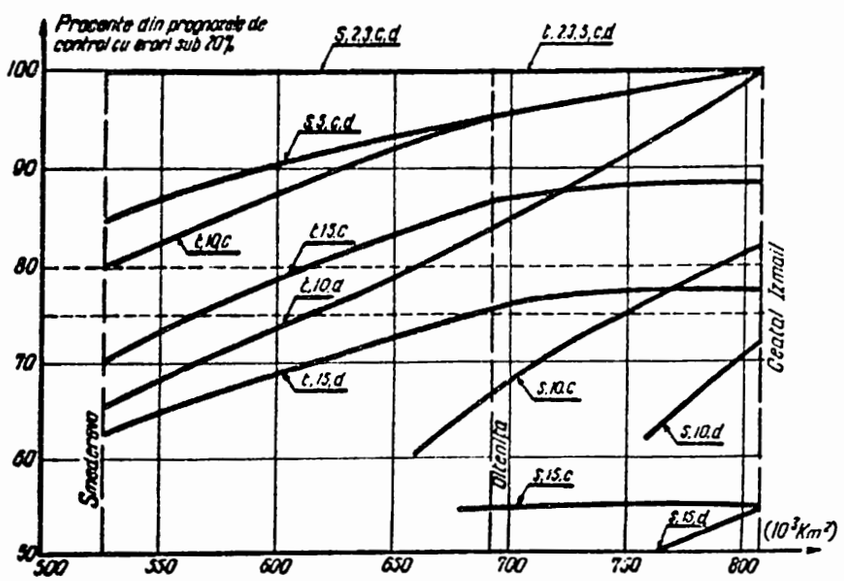
TABLE 3

Anti-cipation interval (days)	Smederevo				Oltanita				Ceatal Izmail			
	Rising		Falling		Rising		Falling		Rising		Falling	
	Proce-dure	Δ adm (m^3/s)	Proce-dure	Δ adm (m^3/s)	Proce-dure	Δ adm (m^3/s)	Proce-dure	Δ adm (m^3/s)	Proce-dure	Δ adm (m^3/s)	Proce-dure	Δ adm (m^3/s)
2	Secant	130	Recession curve	130	Secant	95	Recession curve	130	Secant	170	Recession curve	90
3	"	185	"	180	"	145	"	180	"	250	"	125
5	"	260	"	300	"	190	"	270	"	380	"	200
10	Tangent	290	"	500	Tangent	260	"	500	Tangent	720	"	360
15	Tangent	390	Tangent	375	Tangent	330	Recession curve	590	Tangent	930	Recession curve	450
25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Recession curve	560

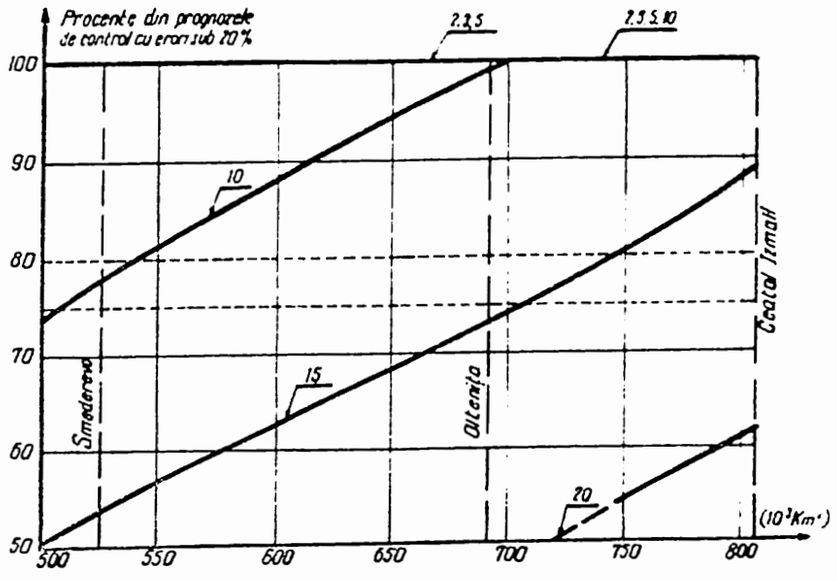


η
1,0
0,9
0,8
0,7
500
550
600
650
700
750
800
(10³Km²)
Smederevo
Oltenița
Ceatal Izmail
Δ Δadm
(m³/s)
400
350
300
250
200
150
100
50
0
15c
15d
10c
10d
5c
5d
3c
3d
2c
2d


η
1,0
0,9
0,8
0,7
500
550
600
650
700
750
800
(10³ Km²)
Smederevo
Oltenita
Ceatal Izmail
2
3
5
10
15
20
Δ odes
(m³/s)
600
500
400
300
200
100
500
550
600
650
700
750
800
(10³ Km²)
Smederevo
Oltenita
Ceatal Izmail
2
3
5
10
15
20


Procente din prognozele de control cu erori sub 20%
S.2,3,c,d
t.2,3,5,c,d
S.3,c,d
t.10c
t.15c
t.10,d
t.15,d
S.10,c
S.10,d
S.15,c
t.15,d
Smederevo
Oltenita
Ceatal Izmail
(10³Km²)
100
90
80
70
60
50
500
550
600
650
700
750
800

a


Procente din prognozele de control cu erori sub 20%
2,3,5
2,3,5,10
10
15
20
Smederevo
Oltenita
Ceatal Izmail
(10³Km²)
100
90
80
70
60
50
500
550
600
650
700
750
800

b

SHORT-TERM FORECASTS OF RUNOFF IN RAINLESS PERIODS

By J.BUCHTELE and J.HLADNY
Head of Hydrological Forecasting Center, Hydrometeorological Institute
Ceske Budejovice and Pragus

Р е з ю м е

В докладе производится оценка кривых истощения в бассейне реки Отавы в Чехословакии, полученных двумя способами:

а/ традиционным способом на основании расходов с понижающейся тенденцией;

б/ с помощью расходов, соответствующих периодам без осадков.

Прогнозы на неделю вперед, составленные с помощью обоих вышеуказанных соотношений, отличались друг от друга на 15 процентов.

Было установлено, что при составлении прогноза нельзя пренебрегать испарительнотранспирацион - ным циклом, влияние которого повышается с увеличением срока прогноза. Прогнозы, составленные на основании средних кривых истощения и не учитывающие вышеуказанное влияние, отличались в период самых интенсивных понижений на 7 - 25 процентов от значения расхода, прогнозируемого по кривым истощения, составленным для отдельных месяцев.

Анализ погрешности показал, что допускаемое на практике отклонение - 20 процентов истинного значения - не удавалось соблюдать у прогнозов на более длительный период, чем 7 дней.

Вторая часть доклада посвящена составлению линейного уравнения для прогноза объема стока на период, в котором по метеорологическому прогнозу не ожидаются осадки. Приводится определение и физический анализ избранных для этой цели параметров. В качестве критерия для взаимного сопоставления уравнений с различным количеством параметров и их комбинаций были приняты статистические характеристики так называемой контрольной совокупности, т.е. множества данных не учитываемых при вычислении уравнений. Кроме начального расхода и длительности периода без осадков значительную роль играли и другие факторы, которые пока редко используются при составлении прогнозов. Средняя ошибка при составлении прогноза объема стока на 6 дней вперед составляла 9,5 процентов истинного значения при использовании уравнения с шестью параметрами и 10,9 при использовании кривых истощения.

S u m m a r y

The paper deals with an estimation of the curve of losses within the river basin of Otava in Czechoslovakia, obtained in two ways :

a) in the traditional way on the basis of inflow with a tendency of decline ;

b) by means of inflow during the corresponding period without precipitation.

The forecasts made for a week in advance, composed by means of both forementioned ways, differ one from another by 15 per cent.

It has been proved that on the occasion of composing of forecasts, the effect of evaporation and transpiration cycle, that is increased along with the increase of forecasting term, should not be neglected. The forecasts composed on the basis of average curves of losses, and for which the above mentioned effect has not been taken into account, differ by 7 to 25 per cent of the inflow value during the period of the most intensive decline, that is forecast towards the curve of losses and composed for a definite period.

An analysis of errors has showed the aberrance by 20 per cent from the proper value that is allowed in practice could not be observed with the forecasts for a period loger than 7 days.

The second part of the paper is devoted to the composition of a linear equation for forecasting of the quantity of torrents for the period during which precipitations are not expected according to the meteorological forecasts. The definition and physical analysis of parameters chosen for that purpose have been indicated. The statistical characteristics so-called control unities, that is a larger number of the data taken into account on the occasion of calculation of the equation have been accepted as the criteria for mutual comparision of the equations with various values of parameters and their combination. In addition to the beginning inflow and length of period without precipitation, the other factors also play an important part, that are rarely used for composing of the forecasts. In composing the forecasts of torrents for 6 days in advance the average error amounts 9.5

per cent from the proper value when the equation with six parameters is used, and 10,9 per cent when the curves of losses are used.

INTRODUCTION

The ever growing water requirements make it necessary, especially in periods of insufficient water supply to provide still more refined information on the future course of the runoff process. Inquiry into the relations hips involved in the forecasting of runoff during its lowering phase is supposed to raise relatively simpler problems then during rainfall. In the former cases, rainfalls occurring in the course of water stage or discharge depletion used to be excluded a priori from consideration. In contrast with this convention the study to be reported here among others aims at an appraisal of the weight involved in the neglect of this seemingly subordinate factor in the pattern of basic relationships. It is the objective of this study to develop a reliable forecasting practice dealing with discharge depletions occurring with high frequency in small basins (600 - 5,000 km^2) during shorter rainless intervals and permitting meteorological prediction.

Two methodical approaches to prediction were tested using

1. recession surves
2. linear runoff equations.

The requirements and possibilities involved in the use of recession curves were investigated for the basin of the Otava River. The linear runoff equations were tested for the basins of three important tributaries to reservoirs forming part of the Vltava Cascade, i.e. for the Vltava River at Hluboká for the Lužnice River at Bechyně, and for the Otava River at Písek.

1. Selection and appraisal of basic data

The magnitude of "neglectable" rainfalls, i.e. such which do not disturb the continual tendency of discharge depletion depends on the magnitude of discharge. If these discharges are small, even minute rainfall will suffice to produce effect; if they are larger, no disturbance of their continual depleting tendency will be brought about even by precipitations continuously covering the entire basin to a total depth up to about 10 mm, as ilustrated in Tab. 1. Basic data of this kind to not permit stipulation of clear-cut conditions when employed for the derivation of forecasting relationships.

Variations of most present as well as past phenomena that influence the course of runoff in rainless periods being influenced also by the evapotranspiration cycle, we tried to eliminate the above mentioned uncertainities by adequantely preparing the raw data required for the derivation of forecasting relationships.

As basic data we secured daily mean discharges from the 1926-65 period registered in water gaging stations on the Otava River and its tributaries (see Fig. 1) at Rojštejn, Sušice, Katovice, Nemětice, Podedvory and Tísek, as well as from stations at Hluboká on the Vltava River, and Bechyně on the Lužnice River.

We listed the daily mean discharges for the May to September period in which the probability is least for runoff to be influenced by melting show. Data from all stations were entered on one list. Along with discharges we established daily totals of rainfall from rainfall gaging stations in the respective intermediate basins. Such preparation of basic data permits reliable delimitation of rainless periods and the corresponding series of depleting discharges. If there were no extracts of rainfall recordings made one could not claim the recession series selected to be free from distortion ("showed down")by secondary rainfall, or, conversely, in the case of intense depletions, it would be open to doubt whether they, did not reflect inclusion of the quickly variable surface runoff. It presents some difficulty to delimit the depletion series within the range of small discharges which might be influenced by artificial manipulation. Frequently interruption of the depleting tendency only reflects the fluctuating character of the discharge regimen.

In many cases however the important role of change of air pressure is to be borne in mind.Its effect upon the yield of springs is generally taken for granted.During longer rainless periods, discharges on smaller streams behaving like functions of underground runoff, validity of this relationship for smaller rivers cannot escape attention as was proved earlier by Beurle .

In many instances there has been no other explanation for temporary minute increases of discharge during rainless periods. The relative density of the rainfall gaging network in the Otava drainage basin (one station on 80 km^2) leaves little probability for important rainfalls to escape registration. This assumption appears so much justified as it is usual for the increase to become manifest in all cross-sections especially in periods in which part of the rainfall gaging stations registered only minute rainfall or rainfall has fallen in immeasurable quantities. This phenomenon may indicate changes in atmospheric pressure influencing drainage of groundwater by streams. This hypothesis, which is illustrated in Tab. 2 requires more detailed investigation.

To be able to compare the differences between both approaches to the construction of recession curves, i.e. (i) from rainless intervals, and (ii) based only on depletion tendency, we proceeded,in both ways, for the Písek cross- section.

Table 3 gives an example of a set of depleting discharge series pertaining to corresponding rainless periods. This kind of data permit elimination of cases subjected to chance distortion, i.e. such markedly disturbing the continual tendency of series and columns.

2. Forecasts by recession curves

2.1 Definition of a recession curve

The recession curve is a graphical representation of the time course of runoff in the closing cross-section of a given basin derived at a time when water storage in the basin is not being recharged by precipitations or snowmelt. The runoff process being related to many unsteadily and nonsynchronously changing influences, the course of recession curves is different in every single case, though characteristic of the given basin (Fig.2).

Separation of total runoff into direct (a) and basic (b) runoff has been generally accepted for analysis of individual discharge waves. From Fig. 3 it is evident that the falling segment of the hydrograph results from runoffs (a), and (b), each of different variability and thus entailing a different course also of the falling segment. Direct runoff moves quicker and falls under short-term forecasts (involving both hydrometrical and hydrometeorological methods). To permit prediction of the course of discharge after the end of direct runoff, we prepared the data underlying the construction of forecasts in rainless periods for the Otava basin by eliminating from the depletion series those discharges occurring on the first, or on the first and second days of the rainless peridd.

2.2 Construction of the mean recession curve (MRC)

We derived the mean recession curve for each month separately and plotted the discharge depletion series as shown in Fig. 4. Discharge intervals (in given case marked 1 - 60) were chosen by magnitude of their beginnings,and ends, or by change of curvature, in the graphically plotted depletion series. Durations of depletion corresponding to the selected discharge sections were read from the diagrams and then averaged. The sequential summation of mean depletion times (beginning with the largest discharge) expresses the mean recession curve (MRC) which represents the summation curve of mean depletion times within the selected discharge sections.In Fig. 5 MRC is constructed for the Písek cross-section.Fig.6 shows MRC constructed only on the basis of depleting tendency.

2.3 Computation of MRC validity limits

In constructing the MRC a different number of elements will be averaged (i.e. depletion durations in the individual selected section). It follows that the intensity of depletion in each section will be subject to different error. Such a number of elements must therefore be determined to which the subsequent addition of another one does not engender any further substantial decrease of error-method of the " qualitative jump". In this way the valid section of the MRC is ascertained in which the number of elements is equal, or greater than, the one previously determined.

The number of elements required was determined by Student's test (5), Investigation of three cross-sections showed the qualitative jump to take place at a number of 5 - 6 elements. Similar results obtained from all cross- sections under study justify the assumption of this number of elements constituting the limit also for all other cross-sections of the Otava River.From validity range of MRC marked off in this way we computed the parameters of MRC equations.

2.4 Determination of the form of MRC equations

From literature (1), (3), (8), (9), it may be inferred that for most Czechoslovak rivers it ought to be possible to express the course of recession curves by a Reitz (1) or Boussinesque (2) type of equation as follows :

Reitz : $$Q_t = Q_o \, e^{-k \sqrt{t}} \qquad (1)$$

Boussinesque : $$Q_t = Q_o \, e^{-kt} \qquad (2)$$

where Q_t ... discharge in time t

Q_o ... initial discharge

k ... recession coefficient

e ... basis of natural logarithms.

For this reason MRC were plotted in a semilogarithmical system(see Fig.7).The shape of the curves approximates a parabola for MRC constructed from either data i.e. (i) both derived from rainless periods, and (ii) based only on depletion tendency. To give them a straight course the MRC were also plotted in a log-square-root system. However, a straight course will be obtained only if the beginning of the new system of coordinates coincides with the peak of the parabola. In the semilogarithmical system of coordinates this peak lies within the range of negative values of time, i.e. t = -1 which requires that the discharge values, plotted in time t = 0 semilogarithmically, be plotted in time t = 1 in the log-square-root system.

An example of MRC presented in the log-square-root system is shown in Fig. 8. The Reitz type of equation gives a fairly true picture of the course of MRC. Uneveness of the course of the curves is due to the data employed.

The parameters Q_o and k as a rule are computed by the method of three selected points(3). However,the points to be selected forming part of a curve not absolutely smooth,their choice necessarily involves subjectivity. We found the straight course of MRC in a log-square-root system for the Písek cross-section practically unaffected by a shift of one day. It follows that it would be of no practical value to aim theoretically at a more precise definition of the location in time of the parabolic peak. Therefore assumed $t_{Q_o} = -1$ as generally valid for all MRC.

The MRC equation was then evaluated as an equation of the regression curve y by x, where $y = \log Q$, and $x = \sqrt{t}$. A list of the computed parameters and k is added to Tab. 4 and 5.

2.5 Checking the exactitude of MRC equations

We checked the accuracy of MRC-based forecasts for the Písek cross-section by comparing the series of depleting discharges listed in Tab. 3 ($Q_{observed}$) with discharges computed from derivaed equations ($Q_{computed}$). Errors of fore -

cast were evaluated from the relation

$$\bar{\delta}(\%) = \frac{1}{n} \sum_{i=1} \frac{Q_{i,observed} - Q_{i\,computed} \cdot 100}{Q_{i,observed}} \qquad (6)$$

where n = number of members in set.

The depletion series for each month were treated as discrete sets and the mean error was computed for each one separately (see Tab. 6a). The results were then re-arranged into four sets by magnitude of discharges, irrespective of month. See results in Tab. 6b.

In addition, mean errors were computed from

$$\bar{\delta}(\%) = \frac{1}{n} \sum_{i=1} \frac{Q_{i,observed} - Q_{i,computed}}{Q_{i,observed}} \cdot 100 \qquad (7)$$

From the above computation it follows :

1. Errors grow continually with increase of time advance. At a seven-day time advance the mean error exceeds 20% $Q_{observed}$ limit asually (tolerated in practice).
2. The magnitude of errors are independent of both the season and the magnitude of discharges.
3. Forecasts involving one-to two-day time advance will be overestimated on the average ; and, conversely, discharges predicted with three and more days time advance will prove smaller on the average than actual discharge. This may be explained as follows :
   a) in selecting depletion series of discharge it was not possible to eliminate completely such series in which discharge was influenced by a tapering surface runoff;
   b) the type of equations used was based on specific theoretical assumptions which cannot claim validity over their full range.

Used for the predicting of discharge volume the method provides better results. With forecasts involving 6-day time advance the mean error for 46 rainless periods amounts to 10,9% of actual discharge volume; these prediction values being under-estimated by 6,2 % on the average, minimum supposed inflow into reservoirs is guaranteed.

2.6 Evaluation of results obtained from derivation of recession curves

From 305 rainless intervals in the May to September period selected from the past 40 years for the construction of MRC :

168 intervals lasted at least 5 days
64 " lasted at least 7 days
16 " lasted at least 10 days.

From Tab. 4 and 5 it follows that the parameters Q_o and k depend not only on the character of the basin, but also on the season. Table 7 gives a comparison of the depletion series computed for rainless intervals (Q_b) and from MRC equations derived on the basis of depleting tendency (Q). Differences between both methods found by computation and expressed in % Q_b increase with growing time advance of the forecast. Forecasts involving one-week time advance may differ by as much as 15 %; the smallest occur in May, the greatest in August. Selection of adequate depletion series is of decissive importance for the derivation of reliable MRC.

To appraise the role of the evapotransporation cycle we used derived equations for evaluating the courses of discharge depletion for rainless periods. Beginning discharge was assumed to correspnnd to a frequency of 120 - 180 - day discharge, i.e. such occurring most often, and therefore calling for most frequent production. For an example see Tab. 8. Mean one-day to 21-day depletions are period of May to September have been compared with depletion occuring in the month with extreme recession. Table 9 shows the percentual difference between mean, and extreme depletions for the individual cross-sections. Prolongation of time advance of the forecast evidently increases the effect of the evapotranspiration cycle. With forecasts involving one-week time advance the difference between extreme and mean depletion amounts to 7-25 % of the extreme value and to 25 - 100 % with three-week time advance predictions. Roughly approximated, this difference shows a falling tendency with increasing area of basin.

Establishment of the effect of the evapotranspiration cycle upon the course of discharge depletion during rainless periods and evaluation of its weight for the rest of the year, with generalization arrived at in the last analysis , would make it possible to produce forecasts with workable confidence limits. This would permit avoiding the frequently used simplified typisa - tion of MRC often lacking quantitative parameters.

3. Forecasting of runoff by means of linear runoff equations

For operation requirements in accumulation reservoirs during rainless periods it is important to know the anticipated runoff volume without necessarily depending on runoff forecasts for the individual days. We undertook finfing a workable method for this kind of forecasts.

3.1 Selection of parameters

Discharge depleting with time, if plotted graphically, always assumes the shape of a falling branch of some discharge wave. Like any other phase of the runoff process, that of rainless periods depends on a number antecedent influences, and on the conditions prevailing in the period under study. We attempted at doing justice to both factors by selecting independent variables which would be simple and easy to ascertain.

Observed discharge waves forming the integral expression of both preceding and actual conditions, we tried to take advantage mainly of the characteristics of these waves.

The notation of independent variables is to be seen in Fig. 9. The general form of the forecast equation has been chosen as follows :

$$O = aT + bQ_p + cUPQ + dQ_z + eQ_v + ft_Q + gT_e + h.t^o + i \qquad (8)$$

where O = runoff (mm)
T = duration of rainless period (days) (time advantage of the forecast)

Q_p = initial discharge (m^3/s)

UPQ = index of antecedent discharges (m^3/s)

Q_z = basic discharge at wave foot (m^3/s)

Q_v = peak discharge reduced by Q_z (m^3/s)

t_Q = time for which discharge exceeds Q_p

T_e = number of weeks in year counted from 28th week taken as starting point

t^o = mean temperature of rainless period

a - l = constants

For rainfall-runoff relations the parameter UPQ has a similar structure to API (6). It has been evaluated by

$$UPQ = \sum_{t=1}^{30} Q_t \cdot k^t \qquad (9)$$

where t = number of days counted back to the first day of the rainless period

Q_t = mean daily discharge on the t-th day

k = evapotranspiration constant 0.93 (equal to API).

3.2 Arrangement of basic set of data, and derivation of forecasting equations

Data forming the groundwork for appraisal of the complete set of parameters were listed from daily mean discharges as described in Chapter 1. The three sets of data-for the cross-section at Hluboká, Bechyně and Písek - comprise 68, 71 and 94 cases.

For the solution of the task i.e. finding of the adequate forecast equation type (8), we used two sets of cases. The first one - the construction set - served for the ascertaining of the adequate type, and number, of parameters, and determination of the corresponding coefficients. By the second - the checking set -as evaluated the accuracy of the forecast equations.

The construction set, and the checking set, will be obtained by separating the entire bulk of data into two groups,of which one - the checking set - would embrace appx.1/3 of all cases, 20 to 25 at least.

It should be borne in mind, however that both sets should include the whole range of magnitudes of individual parameters,e.g. in the case under discussion mainly the magnitudes of runoff and inflow, duration of rainless period and all seasons. Cases serving for the checking are best selected from the last years of observation thus providing the relatively nearest approximation of the future tendency.

The solution is based on the least squares theory. The processing was made by computer URAL II and was based on a programme prepared for the computation of forecasting equations of runoff volume from rainfall.

The great number of equations tested - 247 in total - including a different number of independent parameters (2 - 8) with all their combinations allows apprehension of their weight for the quality of the forecasts.The folowing characteristics served the testing of the equatinns.

1. Variation coefficient

$$C_v = \frac{n}{\sum_{i=1}^{n} O_{i,observed}} \sqrt{\frac{\sum (O_{i,observed} - O_{i,computed})}{n}} \qquad (10)$$

2. Percentual standard error

$$\bar{\delta}(\%) = \frac{\sum_{i=1}^{n} (O_{i,observed} - O_{i,computed})}{\sum_{i=1}^{n} O_{i,observed}} \qquad (11)$$

where n is the number of members of the checking set;

3. Correlation coefficient R

4. Reduced correlation coefficient $\bar{R}$ computed from the construction set.

The quantity C_v is considered the main criterion of accuracy of the individual relationships,especially because it is evaluated for the checking set and permits relative comparision of derived forecasting relations. The correlation coefficient is no perfect guide in appraising the accuracy of the relationships, a certain degree of association existing between the individual parameters figuring as independent variables in Eq. (8) and not being in fact fully independent.Tab.10 illustrates the differences in the order of forecasting equations arranged by various criteria.

The arrangement by criterion 1 - in Tab. 11a-c of equations with variously combined parameters permits appraisal of their relative weight by comparing them mutually. From the survey given it is evident that in rainless periods runoff depends on more influences than represented by the parameters Q_p and T most frequently used in the classical forecasting methods.The importance of Q_p and T appears most obvious,but not absolutely determining.The parameters UPQ and Q_z would follow by order of importance, the rest of them fluctuating in weight according to which factors are involved. These conclusions of course are valid for the type of forecasting relation selected here. In using another form of the equation it cannot be excluded that another order to importance of the parameters considered will be obtained.

By criterion 1 (Eq.10)the following equations obtained from the set of selected linear relationships were evaluated as most suitable :

for Hluboká cross-section:

$$O = 28{,}1T + 5{,}0\ Q_p + 7{,}7\ Q_z + 0{,}03\ UPQ - 11{,}7$$

Bechyně :

$$O = 33{,}1T + 7{,}4\ Q_p + 2{,}2\ Q_z - 0{,}4\ t^o - 11{,}3$$

Písek :

$$O = 29{,}7T + 6{,}09\ Q_p + 0{,}22\ UPQ - 0{,}17\ Q_v + 1{,}17 - t_Q - 0{,}23\ t^o - 9{,}14$$

11.3 Accuracy of computed equation

To be able to compare the newly proposed forecasting method with forecasts constructed by recession curves, we computed for the Písek cross-section forecasts from a 46-member set for the Písek cross-section based on a six-day rainless period. The mean error according to the recession curve amounts to 10.9% $O_{observed}$, with the recession curve, to 9.5 $O_{observed}$ with the 6-parameter linear equation. By the new method the forecasts will be underestimated by 0-2.3% on the average, based on the recession curve by 0 - 6.2% on the average.

It is an important feature of this method that it may be substantially amended further by introducing non-linear forms of equations.

Literature Cited

(1) Balco M.
Použitie výtokových čiar pre predpoved prietokov na Dunaji závěrečná zpráva Vodohospodárského laboratoria, SAV, Bratislava, 1958.

(2) Beurle G.
Grundzuge der Kurzfristigen Wassermengeprognosen Deutsche Wasserwirtschaft, Berlin 1927

(3) Bratránek A.
Dlouhodobé predpovědi vodních prutoku na Vltave ve Štechovicích pro období sucha. Separát z čas. Zaprávy verejné služby technicke, 1938.

(4) Dub O.
Hydrologia, hydrometria a hydrografia, SVTL, Bratislava, 1957.

(5) Hard A.
Statistical Theory with Engineering Applications John Wiley a Sous, Inc. Londnn 1962.

(6) Hladný J.
Poznámky k problematice parametru ve srážkoodtokových vztazích. Hydrologická mezinárodní konference, Smolenice 1962.

(7) Chow Wen Te
Handbook of Applied Hydrology. Mc Graw-Hill Book Company, New York, 1964.

(8) Kunsch I.
Některe poznatky z predpovidání prutoku podle výtokových čar v povodí Dunaje. Vodohospodárský časopis SAV č.4, 1965.

(9) Martinec J.
Stredně dlouhe predpovědi prutoku v povodi Odry. Vodohospodarský časopis SAV č.3, 1962.

Year 1946

Table 1

ADJUSTMENT OF DEPLETING DISCHARGE SERIES TO RAINLESS PERIODS IN OTAVA RIVER BASIN

DATUM	Summs of daily rainfall in mm at stations																	Mean daily discharges in m^3/s at water gage stations			
	Prášily	Kašperské Hory	Sušice	Kolinec	Nálžovy Hory	Kubova Huť	Volyně	Kestřany	Husinec	Vodňany	Vodňany ryb	Libějovice	Protivín	Vráž	Radošice	Blatná	Rožmitál	Sušice	Katovice	Písek	Nameštice
8/7	33.3	43.0	45.2	47.1	29.3	45.2	52.0	33.9	48.5	47.6	43.3	52.2	35.1	35.3	11.6	35.8	10.6	63.0	117.0	138.0	12.0
9/7	0.2	0.3	40.2	-	-	0.3	43.0	-	2.0	2.7	-	0.7	1.6	-	-	-	-	71.1	130.0	197.0	38.0
10/7	6.2	-	-	0.2	-	0.1	-	1.6	2.6	-	5.9	0.7	2.0	-	0.3	0.3	0.3	34.2	61.0	134.0	16.0
11/7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	25.4	43.1	39.0	12.0
12/7	-	-	0.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	18.8	31.6	70.8	10.0
13/7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.3	0.3	-	-	-	15.6	25.0	59.5	8.0
14/7	2.0	-	-	0.5	-	0.2	-	-	4.5	-	1.1	-	-	-	-	-	-	13.5	20.8	50.2	7.5
15/7	4.1	3.6	0.9	2.6	0.6	5.0	3.0	4.4	-	6.2	5.7	5.6	8.7	5.2	-	1.0	2.7	13.5	20.0	38.6	7.0
16/7	0.1	-	3.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12.8	19.3	36.2	7.0
17/7	-	-	-	0.3	-	-	-	-	-	0.3	-	-	-	-	-	-	0.4	11.2	17.1	31.4	6.5
18/7	-	0.6	-	4.7	1.6	-	0.8	0.3	3.5	0.8	-	4.9	-	0.6	-	0.5	0.3	10.7	15.1	26.8	5.0
19/7	2.3	2.7	11.6	1.4	0.4	2.1	-	1.1	3.6	-	0.6	-	0.8	1.0	-	0.8	0.3	10.5	15.1	26.3	5.0
20/7	1.2	-	1.8	0.7	5.6	11.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.0	-	10.3	14.4	25.1	4.0
21/7	3.2	3.5	-	0.9	3.4	2.0	1.0	4.5	5.2	11.6	11.6	13.8	4.9	5.5	-	0.6	3.5	10.0	12.7	24.0	4.5
22/7	-	-	1.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10.7	13.2	23.3	5.0
23/7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9.45	11.6	22.6	4.5
24/7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9.05	11.0	20.4	5.0
25/7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8.65	10.0	18.2	4.5
26/7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8.45	9.58	15.6	4.0
27/7	1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8.65	9.06	14.9	4.0
28/7	32.3	-	26.8	45.2	34.0	7.3	-	11.9	12.0	3.8	3.0	7.8	10.1	29.2	42.5	34.3	56.3	9.05	9.58	13.4	3.0
29/7	5.1	47.5	2.1	2.4	0.6	2.2	7.5	1.4	0.6	1.8	1.5	1.6	1.4	1.7	2.1	2.9	1.9	18.1	26.7	30.8	4.0
30/7	-	-	-	-	0.1	0.1	1.5	-	2.0	-	-	-	-	-	-	0.3	0.9	10.0	14.4	24.0	4.0

SYMBOLS:

rainless period

appears as continual series of depleting discharges

Year 1959

Table 2

ADJUSTMENT OF DEPLETING DISCHARGE SERIES TO RAINLESS PERIODS IN OTAVA RIVER BASIN

Datum	Summs of daily rainfall in mm at stations																													Mean daily discharges in m³/s at water gage stations							
	Železná Ruda	Nýrsko	Srní	Prášily	Kašperské Hory	Kolinec	Strašín	Churánov	Javorník	Čachrov	Borová Lada	Horní Vltavice	Vimperk	Volyně	Vacov	Vodňany	Protivín	Dříteň	Husinec	Nalžovy Hory	Chanovice	Horažd.Lhota	Katovice	Paračov	Strakonice	Kestřany	Sedlice	Paseky	Vráž	Blatná	Rejštejn	Sušice	Katovice	Písek	Nemětice	Podedvory	Protivín	Husinec (DOWNSTREAM DAM)
21/8	-	1.3	6.3	-	11.6	0.3	-	2.6	-	1.3	3.0	10.0	12.3	-	0.3	-	0.2	-	0.6	0.7	0.0	-	-	-	-	-	-	23.9	-	-	5.30	6.00	7.20	29.7	2.50	7.55	17.3	7.50
22/8	0.3	-	23.3	16.1	-	-	-	1.2	-	15.0	-	-	0.3	-	-	-	-	0.0	-	-	-	0.2	-	-	-	-	-	-	-	-	7.30	7.70	8.20	26.3	2.40	6.30	13.2	10.[illegible]
[illegible]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6.55	7.20	10.0	23.3	1.30	5.00	14.0	[illegible].50
[illegible]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5.00	5.3[illegible]	7.30	23.5	1.60	4.60	11.2	[illegible].00
26/8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.30	5.0[illegible]	6.70	17.2	1.20	4.10	3.15	5.40
27/8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.50	4.[illegible]0	6.30	16.6	0.36	3.70	7.75	5.00
[illegible]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.30	4.55	6.10	15.4	0.30	3.45	6.55	3.60
29/8	-	-	-	-	-	-	-	0.0	-	-	-	-	0.1	-	-	-	0.1	0.0	-	-	0.[illegible]	-	0.3	-	0.2	-	-	0.0	-	0.1	4.20	4.65	5.90	13.7	0.90	2.95	5.70	3.50
30/8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.10	4.55	5.30	13.2	1.00	2.70	5.60	3.50
31/8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.00	4.45	5.30	13.3	1.10	2.45	5.45	3.40
1/9	-	-	-	-	0.2	-	-	0.0	-	-	0.0	-	-	-	-	-	0.0	-	-	-	-	-	-	0.0	-	-	-	-	-	-	4.00	4.64	5.30	13.1	0.96	2.25	5.08	3.50
2/9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.00	4.64	5.70	12.8	0.96	2.00	5.08	3.50
3/9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.95	4.55	5.50	12.6	0.94	1.85	5.03	3.50
4/9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.95	4.50	5.50	12.3	0.94	1.60	4.99	[illegible]
5/9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.35	4.40	5.30	11.5	0.87	1.60	4.16	[illegible].30
6/9	0.3	-	-	-	-	-	0.0	0.0	0.0	-	-	-	2.2	-	0.0	-	-	0.0	-	-	-	-	0.0	-	-	-	-	-	0.2	-	3.70	4.20	5.25	10.0	0.84	1.50	2.83	[illegible].70
7/9	-	-	-	-	-	-	-	0.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.45	4.05	5.15	9.00	0.84	1.35	2.10	[illegible]
8/9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.75	4.25	5.10	10.6	0.90	1.35	4.18	1.55
9/9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.90	4.25	5.05	9.90	0.87	1.35	3.08	1.35
10/9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.80	4.03	4.90	9.90	0.82	1.10	3.08	2.20
11/9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.80	4.03	4.80	9.70	0.84	1.08	3.20	2.20
12/9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.60	4.08	4.60	9.60	0.82	0.95	3.32	1.50
13/9	-	-	-	-	0.1	-	0.0	-	0.0	-	-	-	-	-	-	-	0.0	-	-	-	0.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.60	4.03	4.45	8.90	0.80	1.00	2.70	0.70
14/9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.10	3.75	4.70	8.20	0.82	1.00	1.90	2.05
15/9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.15	3.80	4.65	9.20	0.84	0.95	2.97	1.35
16/9	-	-	1.1	2.0	1.5	2.5	1.5	1.1	2.5	4.0	0.1	0.2	0.3	-	1.1	1.4	2.3	1.6	0.3	1.3	1.7	1.8	3.3	1.6	2.6	3.0	1.3	21	3.0	2.3	3.30	4.05	4.90	9.20	0.84	0.87	2.40	0.60

SYMBOLS:

rainless period

Table 3

SERIES OF DEPLETING DAILY MEAN DISCHARGES IN m^3/s

ARRANGED BY MINIMA

Otava River at Pisek — June — Period 1926 - 1965

Number	Date of starting depleting	Days 1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	16.6.65	101,0	120,0							
2	29.6.26	66,0	81,0	99,0						
3	20.6.65	64,0	80,0							
4	14.6.36	54,8	70,3							
5	6.6.40	48,6	57,7	79,3	94,0					
6	8.6.49	48,2	56,3	67,0						
7	18.6.59	47,0	54,0	67,0	95,0					
8	25.6.65	45,2	54,3							
9	28.6.32	43,5	53,1	67,7	84,0					
10	13.6.32	41,7	45,7	52,5	60,8					
11	26.6.44	38,4	45,0	54,9						
12	8.6.39	33,2	35,6	37,4	39,4	43,9	47,8	51,5	54,8	
13	30.6.65	32,5	42,0							
14	6.6.30	32,3	39,0	49,0						
15	9.6.62	31,0	34,5	39,0	45,0					
16	18.6.49	28,3	32,3	42,0						
17	18.6.32	27,5	35,0	40,6						
18	25.6.59	24,9	29,4							
19	21.6.61	23,6	26,3	28,9	33,0	36,0	45,0			
20	9.6.54	22,5	31,6							
21	14.6.44	21,5	23,0							
22	4.6.31	19,8	21,5							
23	9.6.38	19,6	21,8	25,7	28,8					
24	22.6.36	19,6	21,7	24,0	25,8	30,6	35,1	37,5		
25	28.6.49	18,6	20,3	23,2						
26	17.6.58	18,4	21,3	23,5	26,1	36,2				
27	4.6.56	16,3	18,2							
28	27.6.56	16,3	17,4	19,9						
29	14.6.35	16,0	17,1	17,6						
30	14.6.28	15,0	18,7							
31	5.6.55	15,0	17,0	19,0						
32	13.6.31	14,6	16,9							
33	25.6.62	13,3	13,7	17,5	19,6	21,7				

Table 3 continued

Number	Date of starting depleting	Days								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
34	22.6.51	13,1	17,0							
35	1.7.27	13,0	16,6							
36	23.6.35	12,7	15,6	18,7						
37	18.6.45	12,6	14,6	17,6						
38	25.6.41	12,3	14,6	15,1	17,6					
39	25.6.64	12,2	15,5							
40	4.6.63	12,1	12,6	14,0						
41	17.6.31	12,0	13,0							
42	18.6.30	11,6	12,0							
43	21.6.45	11,5	12,0	13,7						
44	30.6.46	11,2	12,3							
45	13.6.64	11,1	12,1	14,3	17,9					
46	6.6.46	10,9	12,3							
47	23.6.37	10,9	11,8							
48	30.6.52	10,7	12,3	16,1	21,6					
49	25.6.43	10,5	11,3	12,6	13,9					
50	7.6.59	10,5	11,2	12,1	13,3	15,5				
51	29.6.47	9,7	11,8	16,1	26,8	50,9				
52	6.6.33	9,5	10,8	11,1	13,8					
53	1.7.35	9,4	9,7							
54	25.6.60	8,9	9,6	10,3	11,4					
55	10.6.48	8,7	9,3	10,8	12,5	16,1				
56	30.6.57	8,4	9,5							
57	4.6.50	8,3	8,8	9,0	9,2					
58	17.6.57	8,1	9,0	10,2	10,7					
59	7.6.50	7,6	8,2	8,3						
60	20.6.50	7,5	8,4							
61	24.6.42	7,5	8,2	8,9	10,0	10,5				
62	13.6.50	7,0	8,0	9,0						
63.	5.6.47	6,4	6,7	6,9	7,0	7,5				
64	19.6.47	6,3	6,6	6,8						
65	15.6.34	5,9	6,2	6,6						

MAGNITUDE OF RECESSION COEFFICIENT k

Table 4

Gross section	P km^2	Months					Mean
		May	June	July	August	September	
Podedvory	200,8	1,093	1,285	1,093	0,998	0,662	1,026
Nemětice	384,1	0,706	0,794	1,040	0,628	0,482	0,740
Rejštejn	336,9	0,582	0,693	0,435	0,380	0,440	0,506
Sušice	538,7	0,810	0,686	0,645	0,618	0,356	0,623
Katovice	1.134,7	0,624	0,641	0,565	0,503	0,396	0,547
Pisek	2.858,9	0,725	0,828	0,805	0,679	0,639	0,735

MAGNITUDE OF INITIAL DISCHARGE RECESSION Q_o IN m^3/s

Table 5

Gross section	P km^2	Months				
		May	June	July	August	September
Podedvory	200,8	71,3	112	56,3	33,4	12,4
Nemětice	384,1	20,8	29,4	61,3	12,2	6,7
Rejštejn	336,9	61,5	50,2	19,5	15,5	17,1
Sušice	538,7	235	98,6	80,4	91,2	17,8
Katovice	1.134,7	115	75,5	58,1	49,5	21,4
Pisek	2.858,9	202	345	208	130	124

ABSOLUTE VALUES OF MEAN ERRORS OF FORECAST ACCORDING TO M R C EQUATIONS

Table 6a

Results dy individual months in % $Q_{observed}$

Months	Time advance in days											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
May	6,3	10,7	13,5	13,7	12,2	16,7						
June	5,9	8,5	9,3	11,8	14,6	21,4	25,1					
July	5,9	7,0	11,6	12,1	13,7	22,8						
Avgust	7,4	9,6	9,3	12,9	14,9	15,8	18,6	19,4	19,0	37,4	36,9	
September	5,4	7,6	9,7	13,5	15,0	17,7	23,5	28,7	32,6	34,7	42,6	39,0
Mean	6,1	8,7	10,4	12,9	14,5	18,0	22,3	25,0	28,1	35,4	40,3	39,0

Results by magnitude of discharges in % $Q_{observed}$

Table 6b

Discharge interval	Time advance in days											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$Q > 40$ m^3/s	6,2	11,3	6,5	5,5								
$Q = 20-40$ m^3/s	6,7	9,2	13,1	17,9	19,3							
$Q = 10-20$ m^3/s	6,4	8,3	9,6	11,4	15,2	20,1	24,5	26,7	29,7	38,0		
$Q < 10$ m^3/s	5,8	8,0	10,2	13,3	14,1	16,9	21,0	21,6	24,7	27,6		
Mean	6,2	8,4	10,2	13,1	14,9	17,8	22,0	23,4	26,3	31,1		

COMPARISON OF COMPUTED RECESSION CURVES

1/ from depletion series irrespective of rainfall Q_s

2/ from depletion curves from rainless period Q_b

Table 7

May	Q_z in m^3/s	Time advance in days							
		1	2	3	4	5	10	14	21
Q_s in m^3/s	20,0	17,9	16,2	14,6	12,1	10,1	7,81	5,67	3,40
Q_b in m^3/s		18,1	16,3	14,7	12,1	10,1	7,84	5,70	3,50
$\Delta = Q_s - Q_b$		-0,2	-0,1	-0,1	0,0	0,0	-0,03	-0,03	-0,10
Δ in % Q_b		-1,1	-0,6	-0,7	0,0	0,0	-0,4	-0,5	-2,9
June									
Q_s in m^3/s	20,0	17,6	15,5	13,8	11,0	8,82	6,53	4,48	2,47
Q_b in m^3/s		17,7	15,8	14,1	11,5	9,50	7,21	5,02	2,97
$\Delta = Q_s - Q_b$		-0,1	-0,3	-0,3	-0,5	-0,68	-0,68	-0,57	-0,50
Δ in % Q_b		-o,6	-1,9	-2,1	-4,3	-7,2	-9,4	-11,3	-16,8
July									
Q_s in m^3/s	20,0	17,4	15,5	13,5	10,6	8,33	6,02	4,00	2,08
Q_b in m^3/s		17,7	15,8	13,7	11,0	8,85	6,60	4,59	2,63
$\Delta = Q_s - Q_b$		-0,3	-0,3	-0,7	-0,4	-0,52	-0,58	-0,59	-0,59
Δ in % Q_b		-1,7	-1,9	-5,1	-3,6	-5,9	-8,8	-12,8	-22,4
August									
Q_s in m^3/s	20,0	17,3	15,3	13,1	10,1	7,98	5,71	3,91	2,02
Q_s in m^3/s		17,7	15,6	14,3	11,7	9,68	7,52	5,52	3,52
$\Delta = Q_s - Q_b$		-0,4	-0,3	-1,2	-1,6	-1,7	-1,81	-1,61	-1,40
Δ in % Q_b		-2,3	-1,9	-8,4	-13,7	-17,6	-24,1	-29,2	-40,9
September									
Q_s in m^3/s	20,0	17,6	15,6	13,9	11,1	8,98	6,68	4,64	2,53
Q_b in m^3/s		17,8	16,2	14,6	12,2	10,5	8,12	6,11	3,90
$\Delta = Q_s - Q_b$		-0,2	-0,6	-0,7	-1,1	-1,52	-1,44	-1,47	-1,37
Δ in % Q_b		-1,1	-3,5	-4,8	-9,0	-14,5	-17,7	-24,1	-35,1

Table 8

COMPARISON OF COMPUTED RECESSION CURVES FOR INDIVIDUAL MONTHS SERVING THE EVELUTION OF EVAPOTRANSPIRATION CYCLE EFFECT

Pisek	Q_z	Discharge depleting Q in m/s for given days							
		1	2	3	5	7	10	14	21
May	20,0	17,9	16,2	14,6	12,1	10,1	7,81	5,67	3,41
June		17,6	15,5	13,3	11,0	8,82	6,53	4,48	2,47
July		17,4	15,3	13,5	10,6	8,33	6,02	4,00	2,08
August		17,3	15,0	13,1	10,1	7,98	5,71	3,91	2,02
September		17,6	15,6	13,9	11,1	8,98	6,68	4,64	2,53
$\bar{Q}$		17,56	15,52	13,73	10,98	8,85	6,54	4,54	2,50
$\Delta = Q_{VII} = Q$		-0,26	-0,52	-0,68	-0,88	-0,87	-0,83	-0,63	-0,48
in %		-1,5	-3,5	-5,2	-8,7	-10,9	-14,5	-16,1	-23,8

Table 9

PROCENTUAL DIFFERENCE BETWEEN MEAN AND EXTREME DISCHARGE DEPLETION OF THE CORRESPONDING MONTH

Gross section	F km^2	Time advance in days							
		1	2	3	5	7	10	14	21
Podedvory	200,8	-2,21	-6,35	-8,30	-15,9	-25,3	-35,6	-56,3	-92,5
Nemčtice	384,1	-2,43	-5,82	-9,01	-16,5	-26,6	-38,4	-58,5	-100,0
Rejštejn	336,9	-0,70	-2,50	-4,61	-9,80	-14,9	-22,7	-33,9	-52,5
Sušice	538,7	-1,00	-1,60	-2,57	-4,57	-6,40	-9,58	-13,5	-29,2
Katovice	1,134,7	-1,45	-2,38	-3,74	-6,03	-8,75	-11,9	-17,5	-26,5
Pisek	2.358,9	-1,5	-3,5	-5,2	-8,7	-10,9	-14,5	-16,1	-23,8

ORDER OF VARIOUSLY COMBINED PARAMETERS IN A LINEAR FORECAST EQUATION ARRANGED BY CHARACTERISTICS

δ, % Cv COMPUTED FROM CHECKING SET AND R, $\bar{R}$

Otava River at Pisek

Table 1[illegible]

Parameters	δ (%)	Parameters	Cv	Parameters	R	Parameters	$\bar{R}$
T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v	14,67	T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v, t^o	0,2876	T, Q_p, Q_v, T_e, Q_z	0,9632	T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v, t^o, T_e, Q_z	0,[illegible]
T, Q_p, UPQ, t_Q, t^o	14,97	T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v	0,2890	T, Q_p, Q_v, t_Q, T_e, Q_z	0,9626	T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v, T_e, Q_z	0,[illegible]
T, Q_p, UPQ, Q_v, t^o	15,04	T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v, T_e	0,2902	T, Q_p, UPQ, Q_v, T_e, Q_z	0,9625	T, Q_p, t_Q, Q_v, t^o, T_e, Q_z	0,[illegible]
T, Q_p, UPQ, Q_v	15,09	T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v, t^o, T_e	0,2915	T, Q_p, Q_v, t^o, T_e, Q_z	0,9625	T, Q_p, UPQ, Q_v, t^o, T_e, Q_z	0,[illegible]
T, Q_p, UPQ, t_Q, t^o	15,42	T, Q_p, UPQ, t_Q, T_e, Q_z	0,2932	T, Q_p, Q_v, t^o, Q_z	0,9623	T, Q_p, UPQ, Q_v, T_e, Q_z	0,[illegible]
T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v, T_e	15,49	T, Q_p, UPQ, Q_v, t^o	0,2935	T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v, T_e, Q_z	0,9620	T, Q_p, Q_v, T_e, Q_z	0,[illegible]
T, Q_p, UPQ, t_Q, t^o, Q_z	15,55	T, Q_p, UPQ, t_Q, t^o, T_e, Q_z	0,2941	T, Q_p, t_Q, Q_v, t^o, T_e, Q_z	0,9619	T, Q_p, Q_v, t^o, T_e, Q_z	0,9662
T, Q_p, UPQ	15,60	T, Q_p, UPQ, t_Q, t^o, Q_z	0,2942	T, Q_p, Q_v, Q_z	0,9619	T, Q_p, UPQ, t_Q, t^o, T_e, Q_z	0,9655
T, Q_p, UPQ, t^o, Q_z	15,63	T, Q_p, UPQ, T_e, Q_z	0,2948	T, Q_p, UPQ, Q_v, t^o, T_e, Q_z	0,9613	T, Q_p, t_Q, Q_v, t^o, Q_z	0,9655
T, Q_p, UPQ, t_Q, T_e, Q_z	15,67	T, Q_p, UPQ, Q_v, T_e	0,2949	T, Q_p, t_Q, Q_v, t^o, Q_z	0,9618	T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v, t^o, Q_z	0,9655
T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_z	15,68	T, Q_p, UPQ, t^o, Q_z	0,2953	T, Q_p, UPQ, Q_v, t^o, Q_z	0,9617	T, Q_p, UPQ, Q_v, t^o, Q_z	0,9655
T, Q_p, UPQ, Q_z	15,83	T, Q_p, UPQ, Q_v	0,2955	T, Q_p, UPQ, t_Q, T_e, Q_z	0,9616	T, Q_p, UPQ, t_Q, T_e, Q_z	0,9654
T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v, t^o, T_e	15,96	T, Q_p, UPQ, t^o, T_e Q_z	0,2965	T, Q_p, t_Q, Q_v, Q_z	0,9614	T, Q_p, Q_v, t^o, Q_z	0,9654
T, Q_p, UPQ, t_Q, t^o, T_e, Q_z	16,02	T, Q_p, UPQ, t_Q, T_e	0,2970	T, Q_p, UPQ, Q_v, Q_z	0,9614	T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v	0,9647
T, Q_p, UPQ, t_Q, T_e	16,09	T, Q_p, UPQ, t_Q, t^o	0,2973	T, Q_p, UPQ, T_e, Q_z	0,9613	T, Q_p, UPQ, Q_v, Q_z	0,9646
T, Q_p, UPQ, Q_v, T_e	16,15	T, Q_p, UPQ, Q_v, t^o, T_e	0,2977	T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v, t^o, T_e, Q_z	0,9612	T, Q_p, UPQ, t^o, T_e, Q_z	0,9646
T, Q_p, UPQ, T_e, Q_z	16,19	T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_z	0,2980	T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v, t^o, Q_z	0,9611	T, Q_p, t_Q, Q_v, Q_z	0,9645
T, Q_p, t_Q, t^o, Q_z	16,30	T, Q_p, UPQ, Q_z	0,3008	T, Q_p, UPQ, t_Q, t^o, T_e, Q_z	0,9610	T, Q_p, UPQ, T_e, Q_z	0,9645
T, Q_p, t_Q, T_e, Q_z	16,35	T, Q_p, UPQ, t_Q, t^o, T_e	0,3012	T, Q_p, UPQ, t^o, T_e, Q_z	0,9608	T, Q_p, t_Q, t^o, T_e, Q_z	0,9641
T, Q_p, UPQ, T_e, t^o, Q_z	16,49	T, Q_p, UPQ, t^o, T_e	0,3028	T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v, Q_z	0,9608	T, Q_p, t_Q, T_e, Q_z	0,9640
T, Q_p, UPQ, t_Q, t^o, T_e	16,56	T, Q_p, UPQ	0,3045	T, Q_p, t_Q, T_e, Q_z	0,9607	T, Q_p, UPQ, t_Q, t^o, Q_z	0,9639
T, Q_p, t_Q, t^o, T_e, Q_z	16,62	T, Q_p, t_Q, T_e, Q_z	0,3047	T, Q_p, t_Q, t^o, T_e, Q_z	0,9602	T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v, t^o, T_e	0,9614
T, Q_p, UPQ, Q_v, t^o, T_e	16,68	T, Q_p, t_Q, t^o, Q_z	0,3052	T, Q_p, UPQ, t_Q, t^o, Q_z	0,9600	T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v, T_e	0,9631
T, Q_p, UPQ, t^o, T_e	16,74	T, Q_p, t_Q, t^o, T_e, Q_z	0,3065	T, Q_p, t_Q, t^o, Q_z	0,9597	T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_z	0,9630
T, Q_p, t_Q, Q_v	17,16	T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v, t^o, T_e, Q_z	0,3100	T, Q_p, UPQ, t^o, T_e	0,9595	T, Q_p, UPQ, t_Q, t^o, T_e	0,9630
T, Q_p, t_Q, Q_v, t^o, Q_z	17,21	T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v, T_e, Q_z	0,3103	T, Q_p, UPQ, t^o, Q_z	0,9594	T, Q_p, t_Q, t^o, Q_z	0,9630
T, Q_p, t_Q, Q_v, t^o	17,25	T, Q_p, t^o, Q_z	0,3108	T, Q_p, UPQ, t_Q, T_e	0,9593	T, Q_p, UPQ, Q_v, t^o, T_e	0,9629
T, Q_p, t_Q, Q_v	17,26	T, Q_p, T_e, Q_z	0,3115	T, Q_p, UPQ, Q_v, T_e	0,9592	T, Q_p, UPQ, t^o, T_e	0,9628
T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v, T_e, Q_z	17,28	T, Q_p	0,3117	T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v, T_e	0,9591	T, Q_p, UPQ, t^o, Q_z	0,9627
T, Q_p, t^o, Q_z	17,32	T, Q_p, t^o, T_e, Q_z	0,3132	T, Q_p, UPQ, Q_z	0,9590	T, Q_p, UPQ, t_Q, T_e	0,9627
T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v, t^o, T_e, Q_z	17,33	T, Q_p, t_Q, Q_v, T_e, Q_z	0,3135	T, Q_p, UPQ, t_Q, t^o, T_e	0,9589	T, Q_p, UPQ, Q_v, T_e	0,9626
T, Q_p, Q_z	17,36	T, Q_p, t_Q, Q_v, t^o, T_e, Q_z	0,3136	T, Q_p, UPQ, Q_v, t^o, T_e	0,9588	T, Q_p, UPQ, Q_z	0,9617
T, Q_p, Q_v, t^o, Q_z	17,40	T, Q_p, UPQ, Q_v, t^o, T_e, Q_z	0,3140	T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v, t^o, T_e	0,9587	T, Q_p, t^o, T_e, Q_z	0,9616

ORDER OF 2 - 7 PARAMETRICAL LINEAR EQUATIONS ARRABGED BY CRITERION

Vltava River at Hluboká

2-parameter Eq.		3-parameter Eq.		4-parameter Eq.		5-parameter Eq.		6-parameter Eq.		7-parameter Eq.	
Parameters	Cv	parameters	Cv	Parameters	Cv	Parameters	Cv	Parameters	Cv	Parameters	
T, Q_p	0,3671	T, Q_p, Q_z	0,3411	T, Q_p,Q_z, UPQ	0,3342	T, Q_p,UPQ, T_e,Q_z	0,3406	T, Q_p, UPQ, T_e, t^o, Q_z	0,3400	T, Q_p, UPQ, T_e,t_Q,t^o,Q_v	0,3[illegible]
T, Q_z	0,5593	T, Q_p, UPQ	0,3546	T, Q_p,Q_z,Q_v	0,3427	T, Q_p,UPQ, T_e t^o	0,3440	T, Q_p,UPQ, T_e, t^o, Q_v	0,3455	T, Q_p, UPQ, T_e, t_Q, t^o,Q_z	0,3430
T, UPQ	0,5668	T, Q_p, T_e	0,3606	T, Q_p,Q_z, t_Q	0,3465	T, Q_p,Q_z,t_Q, Q_v	0,3446	T, Q_p,UPQ, T_e,t^o,t_Q	0,3456	T, Q_p, Q_z, T_e, t_Q, t^o, Q_v	0,3503
T, Q_v	0,5982	T, Q_p, t_Q	0,3875	T, Q_p, Q_z,T_e	0,3500	T, Q_p, UPQ, t_Q,Q_z	0,3476	T, Q_p,UPQ, T_e,t_Q,Q_z	0,3468	T, Q_p, UPQ, T_e,t_Q, Q_z, Q_v	0,3675
T, T_e	0,6530	T, Q_p,Q_v	0,3926	T, Q_p, UPQ, T_e	0,3558	T, Q_p,Q_z,T_e, t^o	0,3506	T, Q_p,Q_z,T_e,t^o,Q_z	0,3510	T, Q_p,UPQ, T_e,Q_z, t^o, Q_v	0,3673
T, t_Q	0,6555	T, Q_z,Q_v	0,4870	T, Q_p, UPQ, Q_v	0,3563	T, Q_p,Q_z,T_e,Q_v	0,3512	T, Q_p,Q_z,T_e,t_Q,Q_v	0,3512	T, Q_p,UPQ,Q_z,t_Q, t^o, Q_v	0,3346
T, t^o	0,6620	T, Q_z, UPQ	0,5112	T, Q_p, T_e, t^o	0,3567	T, Q_p,Q_z,T_e,t_Q	0,3522	T, Q_p,Q_z,T_e,t^o,t_Q	0,3546	T, Q_z,UPQ, T_e,t_Q,t^o,Q_v	0,5070
		T, UPQ, Q_v	0,5480	T, Q_p, UPQ, t_Q	0,3583	T, Q_p,UPQ, T_e, t_Q	0,3560	T, Q_p,UPQ, T_e,t_Q,Q_v	0,3565		
		T, Q_z,t_Q	0,5585	T, Q_p,Q_z,t^o	0,3635	T, Q_p,UPQ, T_e,Q_v	0,3565	T, Q_p,Q_z,T_e,t_Q,Q_v	0,3666		
		T, Q_z, T_e	0,5680	T, Q_p, UPQ, t^o	0,3751	T, Q_p, UPQ, t_Q,Q_v	0,3581	T, Q_p,UPQ, Q_z,t^o,t_Q	0,3667		
		T, Q_v,t_Q	0,5681	T, Q_p, T_e, t_Q	0,3800	T, Q_p, UPQ, Q_z, t^o	0,3587	T, Q_p,UPQ, T_e,Q_z,Q_v	0,3675		
		T, UPQ, T_e	0,5720	T, Q_p,Q_v, T_e	0,3874	T, Q_p,Q_z, Q_v, t^o	0,3658	T, Q_p,UPQ, Q_z,t_Q,Q_v	0,3703		
		T, UPQ, t_Q	0,5735	T, Q_p,t_Q, t^o	0,3914	T, Q_p,Q_z,t_Q, t^o	0,3671	T, Q_p,UPQ, t_Q,t^o,Q_v	0,3760		
		T, Q_v, T_e	0,5892	T, Q_p,Q_v, t_Q	0,3957	T, Q_p,UPQ, Q_z,Q_v	0,3680	T, Q_p,UPQ, Q_z,t^o,Q_v	0,3835		
		T, UPQ, t^o	0,6143	T, Q_p,Q_v, t^o	0,3979	T, Q_p,UPQ,Q_v, t^o	0,3754	T, Q_p,Q_v,T_e,t^o,t_Q	0,3860		
		T, T_e, t_Q	0,6540	T, Q_z,Q_v, t_Q	0,4580	T, Q_p,UPQ, t_Q, t^o	0,3760	T, Q_z,Q_v,T_e, t^o,t_Q	0,4780		
		T, T_e, t^o	0,6820	T, Q_z, Q_v, T_e	0,4921	T, Q_p,t_Q, T_e, t^o	0,3794	T, UPQ, Q_z,T_e,t_Q, Q_v	0,4976		
		T, Q_p, t^o	1,1190	T, Q_z,UPQ, t_Q	0,5120	T, Q_p,Q_v, T_e,t^o	0,3836	T, UPQ, Q_z,t_Q, t^o,Q_v	0,5190		
		T, Q_z, t^o	1,1340	T, Q_z,Q_v, t^o	0,5145	T, Q_p, Q_v, T_e,t_Q	0,3895	T, UPQ, Q_v,T_e,t^o, t_Q	0,5235		
		T, t_Q, t^o	1,1880	T, UPQ, Q_v,t_Q	0,5202	T, Q_p,Q_v, t_Q, t^o	0,4102	T, UPQ, Q_z,T_e,t^o,Q_v	0,5470		
		T, Q_v, t^o	1,2560	T, UPQ, Q_z, T_e	0,5220	T, Q_z,Q_v,T_e, t_Q	0,4631	T, UPQ, Q_z,T_e,t^o,t_Q	0,5645		
				T, UPQ, Q_v,T_e	0,5395	T, Q_z,Q_v, t_Q,t^o	0,4920				
				T, UPQ, Q_z, Q_v	0,5442	T, Q_z,UPQ, t_Q,Q_v	0,5038				
				T, Q_v, T_e, t_Q	0,5590	T, Q_z, Q_v, T_e,t^o	0,5090				
				T, UPQ, Q_z,t^o	0,5640	T, UPQ, Q_v,T_e,t_Q	0,5162				
				T, Q_z,T_e, t_Q	0,5665	T, UPQ, Q_z,T_e, t_Q	0,5280				
				T, UPQ, Q_v, t^o	0,5695	T, UPQ, Q_z,T_e, Q_v	0,5335				
				T, Q_v, t_Q, t^o	0,5762	T, UPQ, Q_v, t_Q, t^o	0,5485				
				T, UPQ, T_e,t_Q	0,5882	T, UPQ, Q_z,Q_v, t^o	0,5501				
				T, Q_z, t_Q, t^o	0,5930	T, UPQ, Q_v,T_e, t^o	0,5580				
				T, Q_v, T_e, t^o	0,5972	T, UPQ, Q_z, T_e,t^o	0,5622				
				T, Q_z,T_e, t^o	0,6010	T, Q_v, t_Q, T_e,t^o	0,5650				
				T, UPQ, T_e,t^o	0,6063	T, UPQ, Q_z,t_Q, t^o	0,5675				
				T, UPQ, t_Q, t^o	0,6255	T, Q_z,t_Q, T_e,t^o	0,5987				
				T, t_Q, T_e, t^o	0,6832	T, UPQ, t_Q, T_e,t^o	0,6142				

Table 12.

ORDER OF 2 - 7 PARAMETRICAL LINEAR EQUATIONS ARRANGED BY CRITERION

Lužnice River at Bechyně

2-parameter Eq.		3-parameter Eq.		4-parameter Eq.		5-parameter Eq.		6-parameter Eq.		7-parameter Eq.	
Parameters	Cv	Parameters	Cv	Parameters	Cv	Parameters	Cv	Parameters	Cv	Parameters	Cv
T, Q_p	0,3602	T, Q_p, Q_z	0,3234	T, Q_p, Q_z, t^o	0,3088	T, Q_p, Q_z, t^o, UPQ	0,3104	T, Q_p, Q_z, t^o, UPQ, t_Q	0,3134	T, Q_p, Q_z, t^o, UPQ, T_e, [illegible]	0,3162
T,UPQ	0,4422	T, Q_p, UPQ	0,3465	T, Q_p, Q_z, T_e	0,3182	T, Q_p, Q_z, t^o, T_e	0,3131	T, Q_p, Q_z, t^o, UPQ, T_e	0,3143	T, Q_p, Q_z, t^o, UPQ, T_e, Q_v	0,3307
T, Q_z	0,4646	T, Q_p, T_e	0,3534	T, Q_p, UPQ, t^o	0,3256	T, Q_p, Q_z, t^o, t_Q	0,3136	$T, Q_p, Q_z, t^o, t_Q, T_e$	0,3165	T, Q_p, Q_z, t^o, UPQ, t_Q, Q_v	0,3377
T, t^o	0,7300	T, Q_p, t_Q	0,3675	T, Q_p, Q_z, UPQ	0,3267	T, Q_p, Q_z, T_e, UPQ	0,3196	T, Q_p, Q_z, T_e, UPQ, t_Q	0,3215	T, Q_p, Q_z, T_e, UPQ, t_Q, Q_v	0,3387
T, T_e	0,7546	T, Q_p, Q_v	0,3838	T, Q_p, Q_z, t_Q	0,3285	T, Q_p, Q_z, T_e, t_Q	0,3217	T, Q_p, UPQ, t^o, t_Q, T_e	0,3301	T, Q_p, UPQ, t^o, T_e, t_Q, Q_v	0,3405
T, t_Q	0,7635	T,UPQ, t^o	0,4150	T, Q_p, UPQ, T_e	0,3364	T, Q_p, UPQ, t^o, T_e	0,3276	T, Q_p, Q_z, t^o, UPQ, Q_v	0,3367	T, Q_p, Q_z, T_e, UPQ, t_Q, Q_v	0,3456
T, Q_v	0,8238	T,UPQ T_e	0,4170	T, Q_p, T_e, t^o	0,3445	T, Q_p, UPQ, t^o, t_Q	0,3277	$T, Q_p, Q_z, t^o, T_e, Q_v$	0,3375	T,UPQ, Q_z, t^o, T_e, t_Q, Q_v	0,4503
		T,UPQ, t_Q	0,4227	T, Q_p, UPQ, t_Q	0,3481	T, Q_p, Q_z, t_Q, UPQ	0,3292	$T, Q_p, Q_z, t^o, t_Q, Q_v$	0,3386		
		T,UPQ, Q_z	0,4356	T, Q_p, t_Q, t^o	0,3485	T, Q_p, Q_z, t^o, Q_v	0,3374	T, Q_p, UPQ, t^o, t_Q, Q_v	0,3398		
		T, Q_z, t_Q	0,4561	T, Q_p, Q_z, Q_v	0,3520	T, Q_p, UPQ, T_e, t_Q	0,3387	T, Q_p, UPQ, t^o, T_e, Q_v	0,3400		
		T, Q_z, T_e	0,4610	T, Q_p, t_Q, T_e	0,3584	T, Q_p, UPQ, t^o, Q_v	0,3396	T, Q_p, Q_z, T_e, UPQ, Q_v	0,3440		
		T, Q_z, Q_v	0,5305	T, Q_p, UPQ, Q_v	0,3584	T, Q_p, Q_z, T_e, Q_v	0,3438	$T, Q_p, Q_z, T_e, t_Q, Q_v$	0,3456		
		T,UPQ, Q_v	0,5512	T, Q_p, Q_v, t^o	0,3679	T, Q_p, t_Q, t^o, T_e	0,3497	T, Q_p, UPQ, T_e, t_Q, Q_v	0,3522		
		T, T_e, t_Q	0,7070	T, Q_p, Q_v, T_e	0,3788	T, Q_p, UPQ, T_e, Q_v	0,3517	T, Q_p, Q_z, t_Q, UPQ, Q_v	0,3532		
		T, Q_v, T_e	0,7910	T, Q_p, t_Q, Q_v	0,3788	T, Q_p, Q_z, UPQ, Q_v	0,3521	$T, Q_p, Q_v, t^o, t_Q, T_e$	0,3617		
		T, Q_v, t_Q	0,8010	T, UPQ, t_Q, t^o	0,4024	T, Q_p, Q_z, t_Q, Q_v	0,3536	T, UPQ, Q_z, t^o, t_Q, T_e	0,4096		
		T, Q_z, t^o	0,8272	T, UPQ, t_Q, T_e	0,4067	T, Q_p, UPQ, t_Q, Q_v	0,3590	T, UPQ, Q_z, t^o, t_Q, Q_v	0,4536		
		T, Q_p, t^o	0,8938	T, UPQ, Q_z, t^o	0,4128	T, Q_p, t_Q, t^o, Q_v	0,3616	T, UPQ, Q_z, T_e, t_Q, Q_v	0,4605		
		T, T_e, t^o	1,0602	T, UPQ, Q_z, T_e	0,4132	T, Q_p, T_e, t^o, Q_v	0,3680	T, UPQ, Q_v, t^o, t_Q, T_e	0,4738		
		T, Q_v, t^o	1,1100	T,UPQ, T_e, t^o	0,4176	T, Q_p, t_Q, T_e, Q_v	0,3732	$T, Q_z, Q_v, t^o, t_Q, T_e$	0,4746		
		T, t_Q, t^o	1,3750	T,UPQ, Q_z, t_Q	0,4221	T, UPQ, Q_z, t^o, t_Q	0,4028	T, UPQ, Q_z, t^o, T_e, Q_v	0,4758		
				T, Q_z, t_Q, T_e	0,4468	T, UPQ, Q_z, T_e, t_Q	0,4066				
				T, Q_z, t_Q, t^o	0,4673	T, UPQ, t_Q, t^o, T_e	0,4089				
				T, Q_z, T_e, t^o	0,4895	T, UPQ, Q_z, t^o, T_e	0,4165				
				T, Q_z, Q_v, t^o	0,4988	T, Q_z, t_Q, t^o, T_e	0,4745				
				T, Q_z, Q_v, t^o	0,4988	T, Q_z, t_Q, t^o, T_e	0,4745				
				T, Q_z, Q_v, T_e	0,5015	T, UPQ, t_Q, t^o, Q_v	0,4762				
				T, Q_z, Q_v, t_Q	0,5018	T, Q_z, t_Q, t^o, Q_v	0,4780				
				T, UPQ, Q_v, t^o	0,5082	T, UPQ, Q_z, t_Q, Q_v	0,4788				
				T, UPQ, t_Q, Q_v	0,5090	T, UPQ, Q_z, t^o, Q_v	0,4804				
				T, UPQ, Q_z, Q_v	0,5125	T, Q_z, Q_v, t^o, T_e	0,4841				
				T, UPQ, Q_v, T_e	0,5240	T, UPQ, Q_z, T_e, Q_v	0,4857				
				T, t_Q, T_e, t^o	0,7250	T, UPQ, t_Q, T_e, Q_v	0,4920				
				T, Q_v, t_Q, t^o	0,7550	T, Q_z, T_e, t^o, Q_v	0,4925				
				T, Q_v, T_e, t^o	0,7650	T, UPQ, T_e, t^o, Q_v	0,5023				
				T, Q_v, t_Q, T_e	0,7740	T, Q_v, t_Q, t^o, T_e	0,7523				

Otava River at Písek

Table 11c

ORDER OF 2 – 7 PARAMETRICAL LINEAR EQUATIONS ARRANGET. BY CRITERION

2-parameter Eq.		3-parameter Eq.		4-parameter Eq.		5-parameter Eq.		6-parameter Eq.		7-parameter Eq.	
Parameters	Cv	Parameters	Cv	Parameters	Cv	Parameters	Cv	Parameters	Cv	Parameters	Cv
T, Q_p	0,3420	T, Q_p, UPQ	0,3045	T, Q_p, UPQ, Q_v	0,2955	T, Q_p, UPQ, Q_v, t_Q	0,2810	$T, Q_p, UPQ, Q_v, t_Q, t^o$	0,2876	$T, Q_p, UPQ, Q_v, t_Q, T_e, t^o$	0,2[illegible]
T, UPQ	0,3549	T, Q_p, Q_z	0,3117	T, Q_p, UPQ, Q_z	0,3003	T, Q_p, UPQ, Q_v, t^o	0,2935	$T, Q_p, UPQ, Q_v, t_Q, T_e$	0,2902	$T, Q_p, UPQ, Q_z, t_Q, T_e, t^o$	0,2931
T, Q_z	0,5430	T, Q_p, t_Q	0,3264	T, Q_p, Q_z, t^o	0,3103	T, Q_p, UPQ, Q_z, T_e	0,2948	$T, Q_p, UPQ, Q_z, t_Q, T_e$	0,2932	$T, Q_p, UPQ, Q_v, t_Q, T_e, Q_z$	0,3109
T, Q_v	0,5930	T, Q_p, t^o	0,3416	T, Q_p, Q_z, T_e	0,3115	T, Q_p, UPQ, Q_v, T_e	0,2949	$T, Q_p, UPQ, Q_z, t_Q, t^o$	0,2942	$T, Q_p, Q_z, Q_v, t_Q, T_e, t^o$	0,3126
T, t^o	0,7210	T, Q_p, T_e	0,3423	T, Q_p, Q_v, t_Q	0,3263	T, Q_p, UPQ, Q_z, t^o	0,2953	$T, Q_p, UPQ, Q_z, T_e, t^o$	0,2965	$T, Q_p, UPQ, Q_v, Q_z, T_e, t^o$	0,3140
T, T_e	0,7212	T, Q_p, Q_v	0,3445	T, Q_p, t_Q, T_e	0,3326	T, Q_p, UPQ, t_Q, T_e	0,2970	$T, Q_p, UPQ, Q_v, T_e, t^o$	0,2977	$T, Q_p, UPQ, Q_v, t^o, Q_z, t_Q$	0,3170
T, t_Q	0,7215	T, UPQ, t^o	0,3447	T, Q_p, t_Q, t^o	0,3335	T, Q_p, UPQ, t_Q, t^o	0,2973	$T, Q_p, UPQ, t_Q, T_e, t^o$	0,3012	$T, UPQ, Q_z, Q_v, t_Q, T_e, t^o$	0,4240
		T, UPQ, T_e	0,3566	T, Q_p, Q_v, t^o	0,3446	T, Q_p, UPQ, Q_z, t_Q	0,2990	$T, Q_p, Q_z, t_Q, T_e, t^o$	0,3065		
		T, UPQ, t_Q	0,3582	T, Q_p, Q_v, T_e	0,3462	T, Q_p, UPQ, T_e, t^o	0,3023	$T, Q_p, Q_z, Q_v, t_Q, T_e$	0,3135		
		T, UPQ, Q_v	0,3723	T, Q_p, t^o, T_e	0,3472	T, Q_p, Q_z, t_Q, T_e	0,3047	$T, Q_p, UPQ, Q_z, Q_v, T_e$	0,3140		
		T, UPQ, Q_z	0,3303	T, Q_p, UPQ, t^o	0,3492	T, Q_p, Q_z, t_Q, t^o	0,3052	$T, Q_p, Q_z, Q_v, t_Q, t^o$	0,3142		
		T, Q_z, Q_v	0,4169	T, Q_p, UPQ, T_e	0,3500	T, Q_p, Q_z, T_e, t^o	0,3132	$T, Q_p, Q_z, Q_v, T_e, t^o$	0,3165		
		T, Q_z, t^o	0,5305	T, UPQ, Q_v, t^o	0,3525	T, Q_p, Q_z, Q_v, t_Q	0,3143	$T, Q_p, UPQ, Q_z, Q_v, t^o$	0,3205		
		T, Q_z, t_Q	0,5313	T, UPQ, Q_z, t^o	0,3529	T, Q_p, Q_z, Q_v, T_e	0,3165	$T, Q_p, UPQ, Q_z, Q_v, t_Q$	0,3225		
		T, Q_z, T_e	0,5415	T, Q_p, UPQ, t_Q	0,3562	T, Q_p, Q_z, Q_v, t^o	0,3174	$T, Q_p, Q_v, t_Q, T_e, t^o$	0,3320		
		T, Q_v, t^o	0,5705	T, Q_p, Q_z, t_Q	0,3590	T, Q_p, UPQ, Q_z, Q_v	0,3260	$T, UPQ, Q_z, t_Q, T_e, t^o$	0,3460		
		T, Q_v, T_e	0,5775	T, UPQ, Q_v, T_e	0,3604	T, Q_p, Q_v, t_Q, t^o	0,3265	$T, UPQ, Q_v, t_Q, T_e, t^o$	0,3575		
		T, Q_v, t_Q	0,5970	T, UPQ, Q_z, T_e	0,3625	T, Q_p, Q_v, t_Q, T_e	0,3282	$T, Q_z, Q_v, t_Q, T_e, t^o$	0,4030		
		T, t^o, t_Q	0,7210	T, UPQ, t_Q, t^o	0,3703	T, Q_p, t_Q, t^o, T_e	0,3365	$T, UPQ, Q_z, Q_v, t_Q, t^o$	0,4154		
		T, t^o, T_e	0,7285	T, Q_p, Q_z, Q_v	0,3716	T, UPQ, t_Q, t^o, T_e	0,3426	$T, UPQ, Q_z, Q_v, T_e, t^o$	0,4230		
		T, t_Q, T_e	1,3300	T, UPQ, Q_z, t_Q	0,3720	T, UPQ, Q_z, t_Q, t^o	0,3464	$T, UPQ, Q_z, Q_v, t_Q, T_e$	0,4246		
				T, UPQ, Q_v, t_Q	0,3740	T, Q_p, Q_v, t^o, T_e	0,3493				
				T, UPQ, t^o, T_e	0,3780	T, UPQ, Q_v, t^o, T_e	0,3515				
				T, UPQ, t_Q, T_e	0,3866	T, UPQ, Q_z, t^o, T_e	0,3518				
				T, Q_z, Q_v, t^o	0,4356	T, UPQ, Q_v, t_Q, t^o	0,3551				
				T, UPQ, Q_z, Q_v	0,4410	T, UPQ, Q_z, t_Q, T_e	0,3575				
				T, Q_z, Q_v, T_e	0,4450	T, UPQ, Q_v, t_Q, T_e	0,3668				
				T, Q_z, Q_v, t_Q	0,4535	T, Q_z, Q_v, t_Q, t^o	0,4020				
				T, Q_z, t^o, T_e	0,5270	T, Q_z, Q_v, t^o, T_e	0,4025				
				T, Q_z, t_Q, t^o	0,5272	T, UPQ, Q_z, Q_v, t^o	0,4086				
				T, Q_z, t_Q, T_e	0,5395	T, Q_z, Q_v, t_Q, T_e	0,4097				
				T, Q_v, t^o, T_e	0,5710	T, UPQ, Q_z, Q_v, T_e	0,4186				
				T, Q_v, t_Q, t^o	0,5770	T, UPQ, Q_z, Q_v, t_Q	0,4437				
				T, Q_v, t_Q, T_e	0,5870	T, Q_z, t_Q, t^o, T_e	0,5240				
				T, t_Q, t^o, T_e	0,7295	T, Q_v, t_Q, t^o, T_e	0,5815				

THE DRAINAGE BASIN OF THE OTAVA RIVER

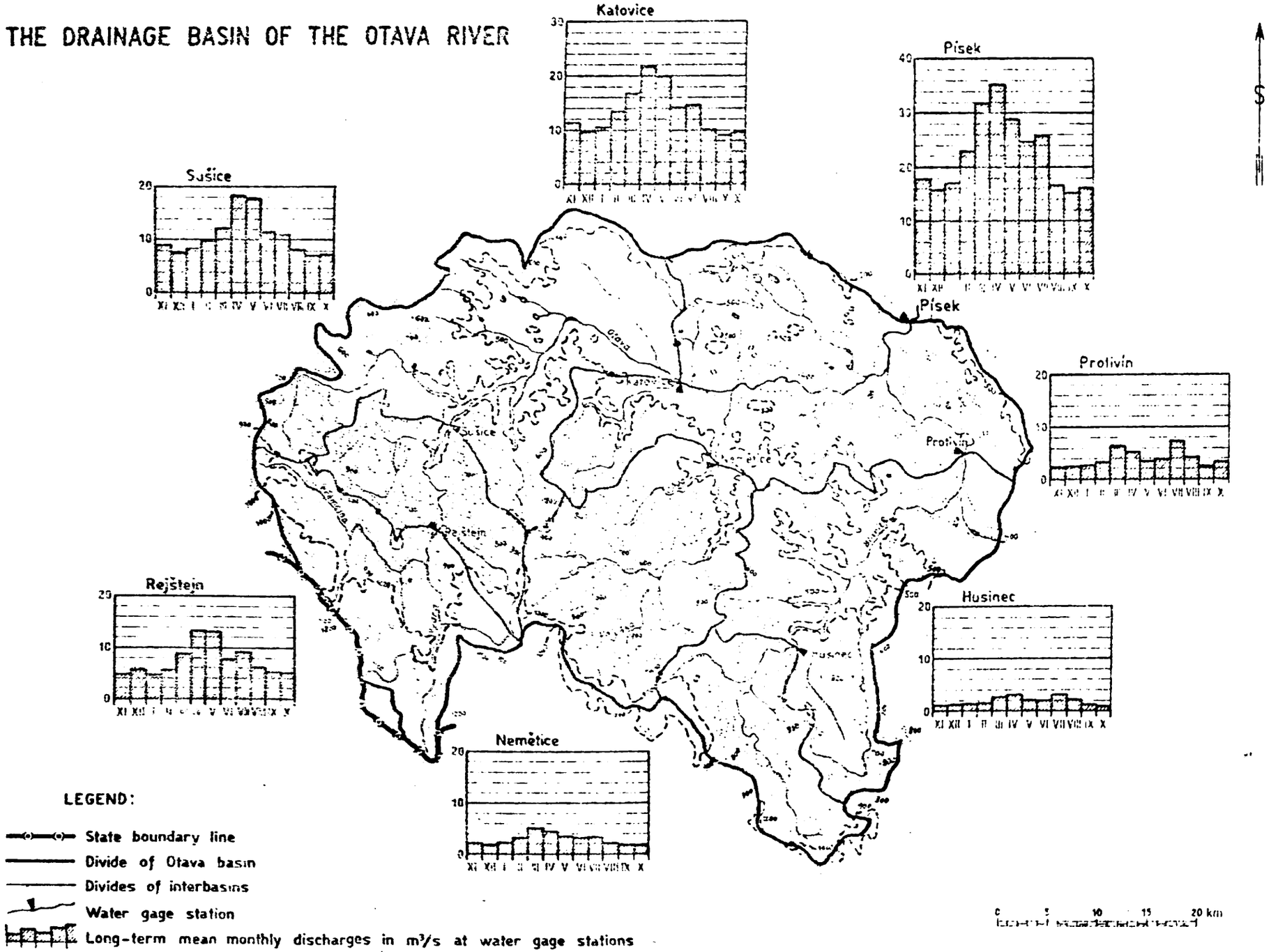


Fig. 1

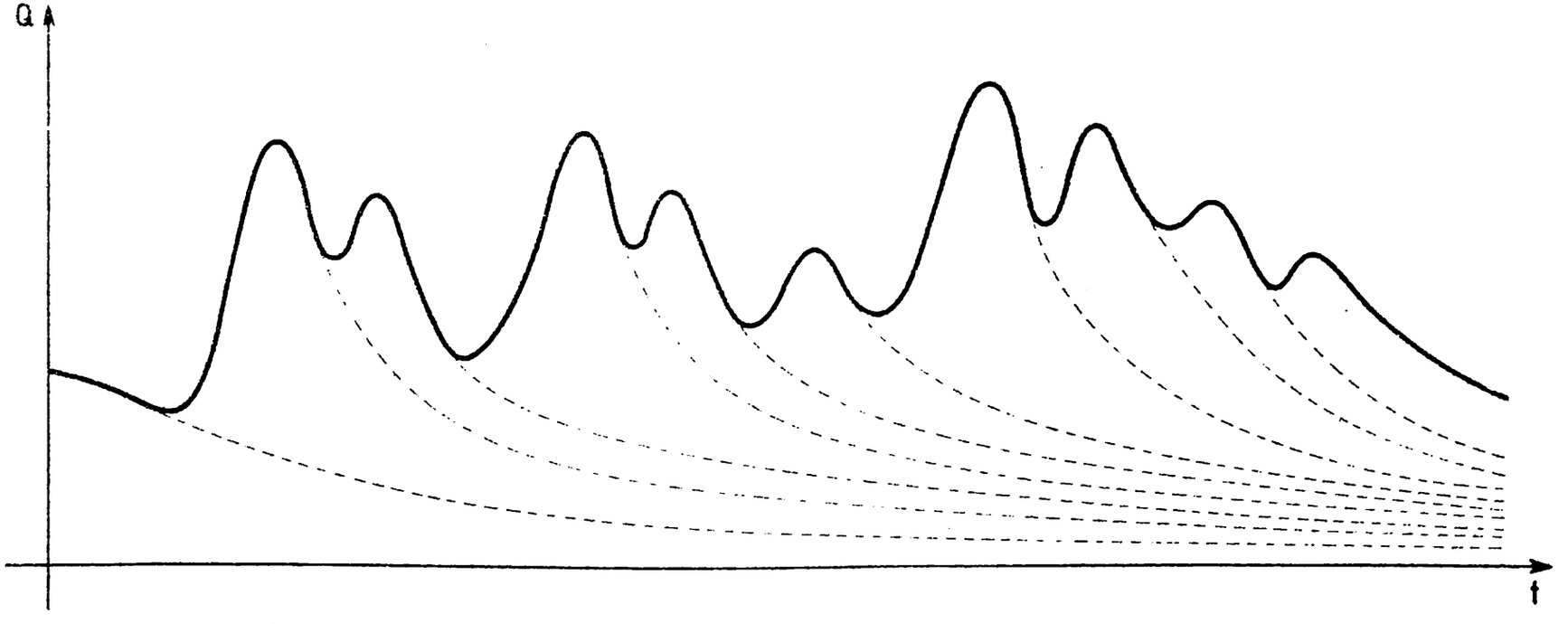


Fig. 2

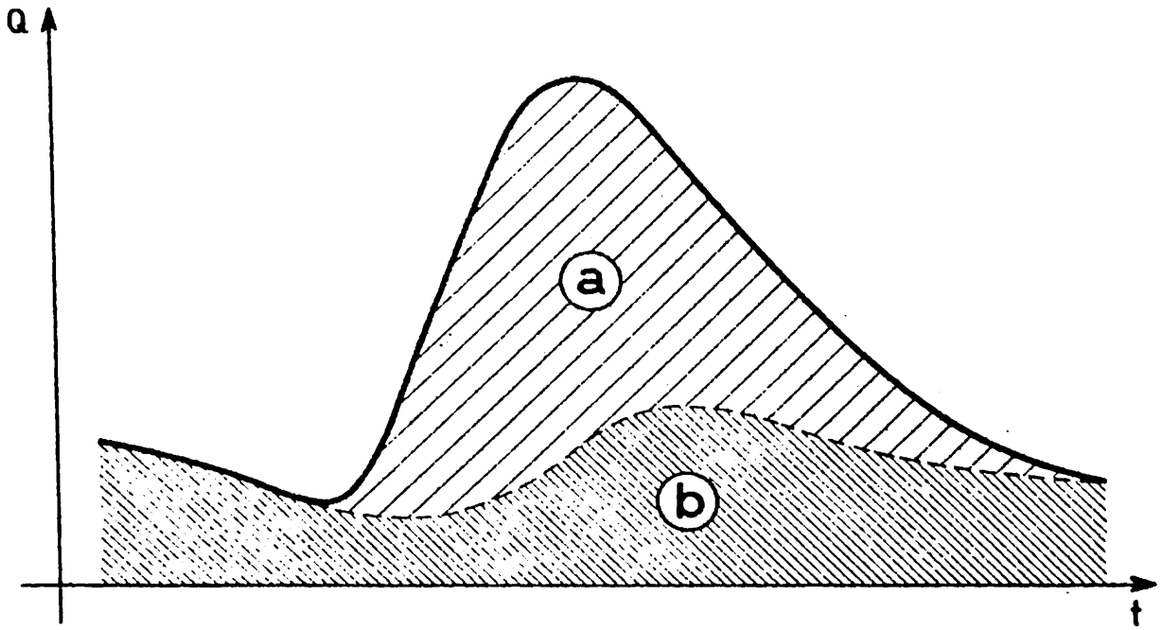


Fig. 3

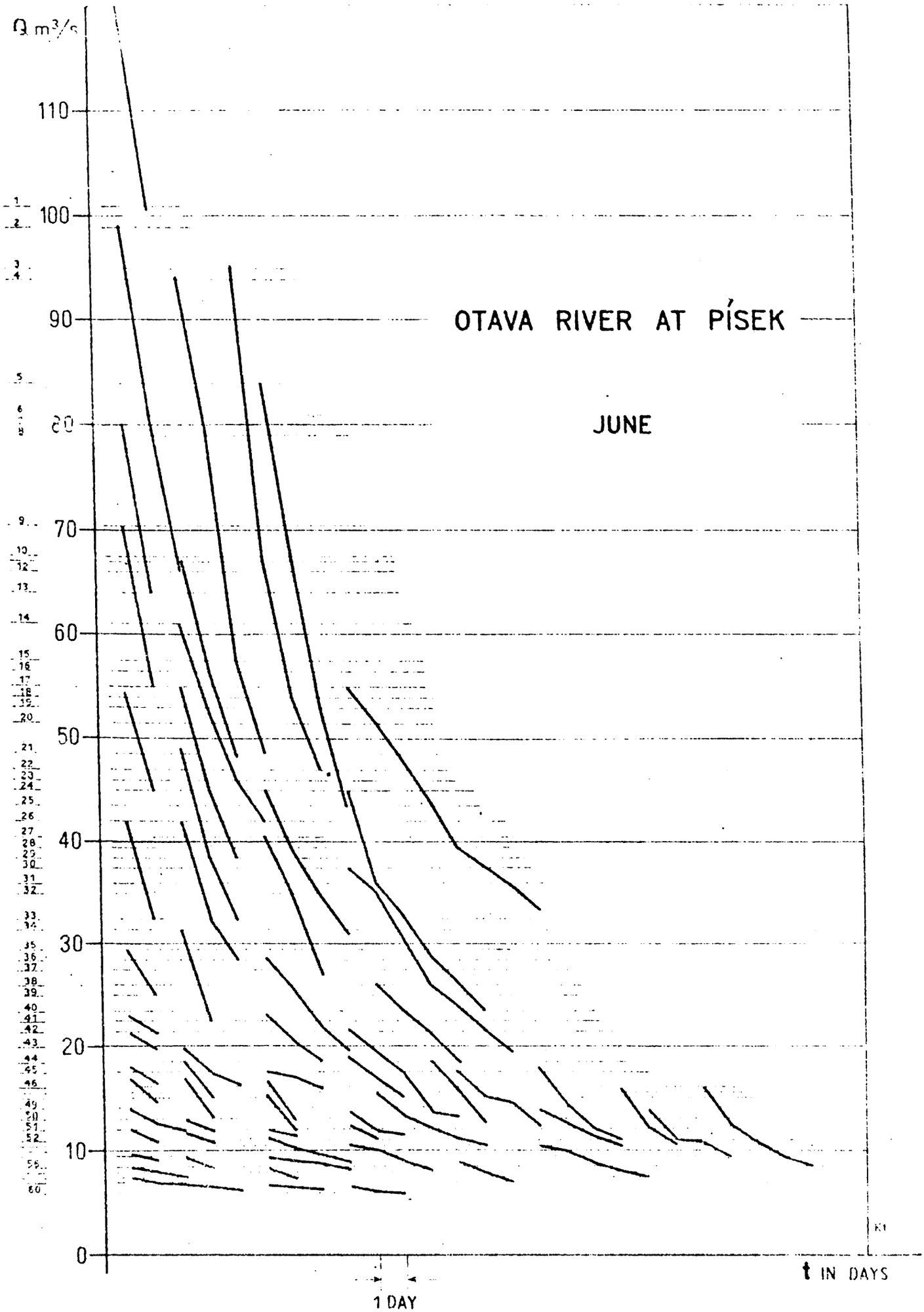

Q m³/s
110
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
OTAVA RIVER AT PÍSEK
JUNE
t IN DAYS
1 DAY

Fig. 4

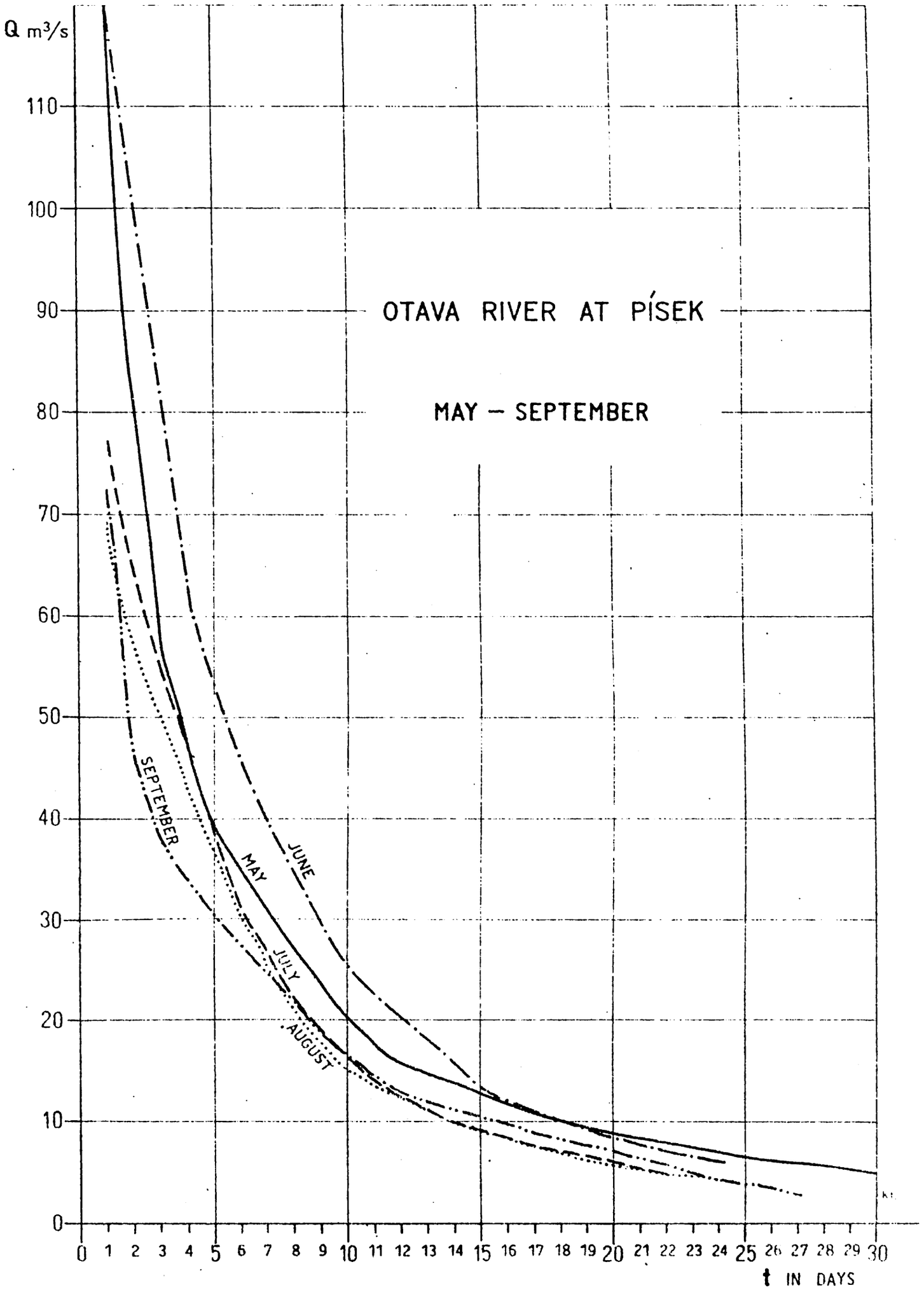

Q m³/s
110
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
OTAVA RIVER AT PÍSEK
MAY – SEPTEMBER
SEPTEMBER
MAY
JUNE
JULY
AUGUST
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30
t IN DAYS

Fig. 5

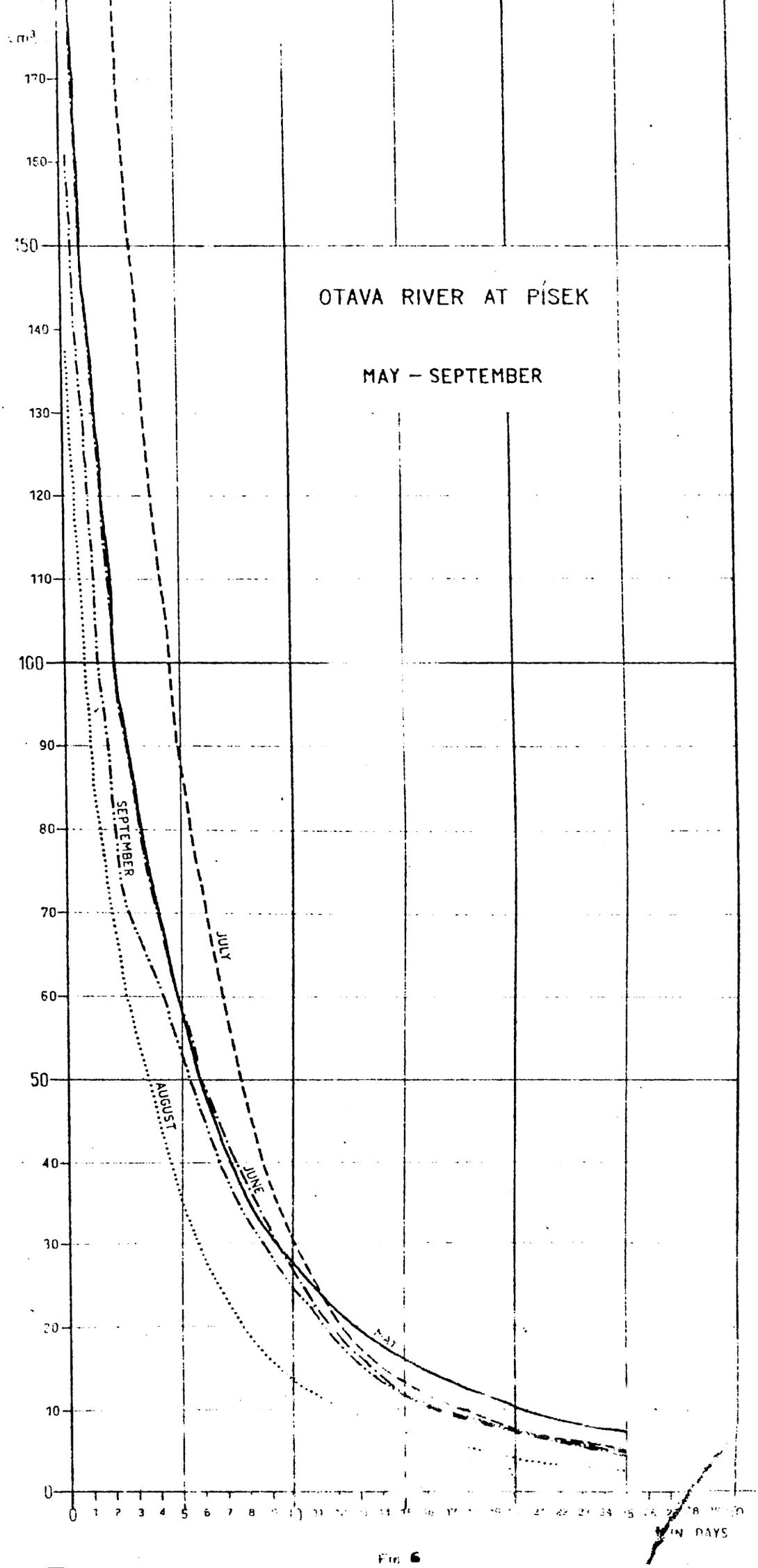

OTAVA RIVER AT PÍSEK
MAY – SEPTEMBER
JULY
SEPTEMBER
AUGUST
JUNE
MAY
DAYS

Fig. 6

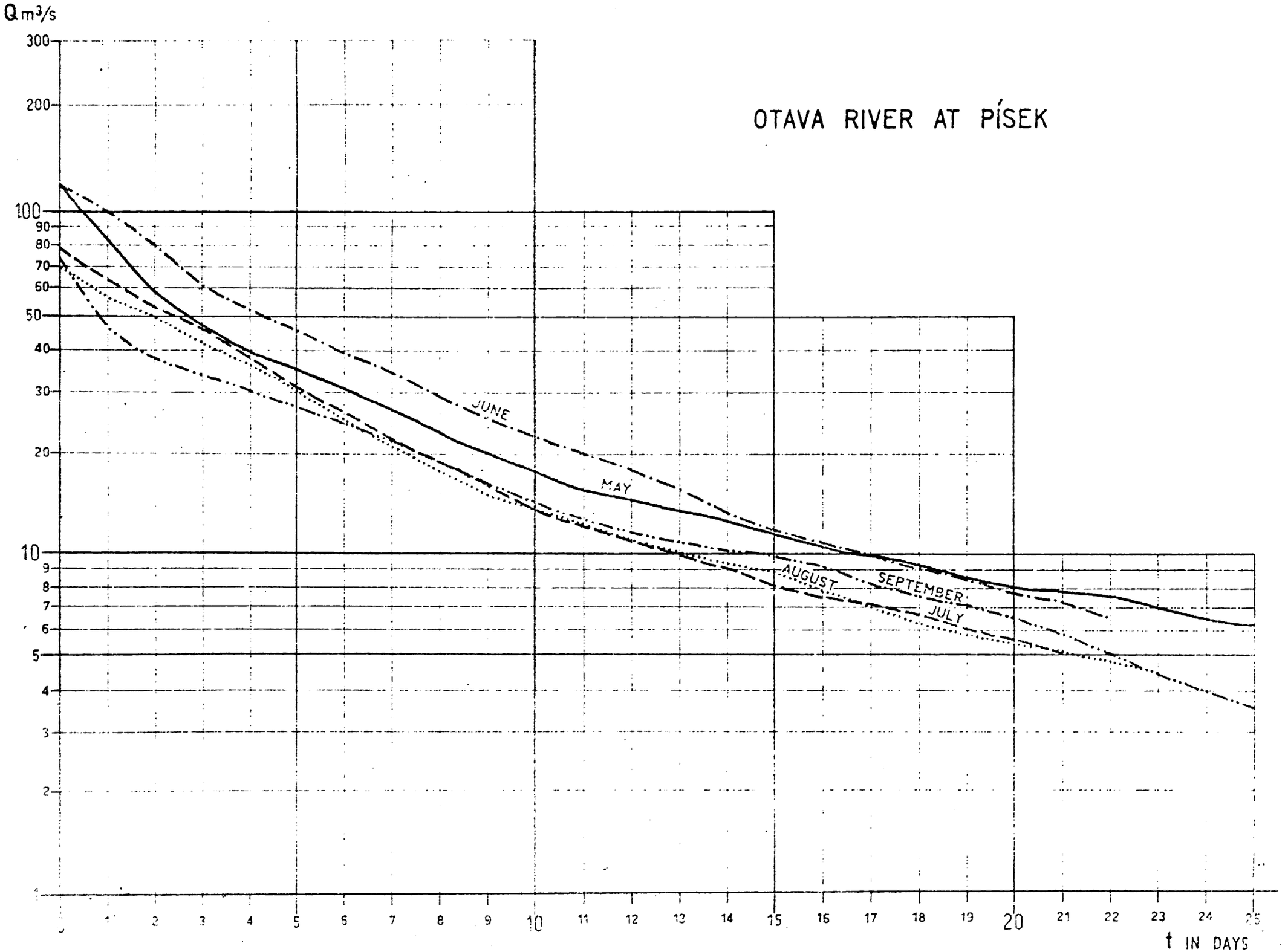

Q m³/s
OTAVA RIVER AT PÍSEK
JUNE
MAY
AUGUST
SEPTEMBER
JULY
t IN DAYS

Fig. 7

OTAVA RIVER AT PÍSEK

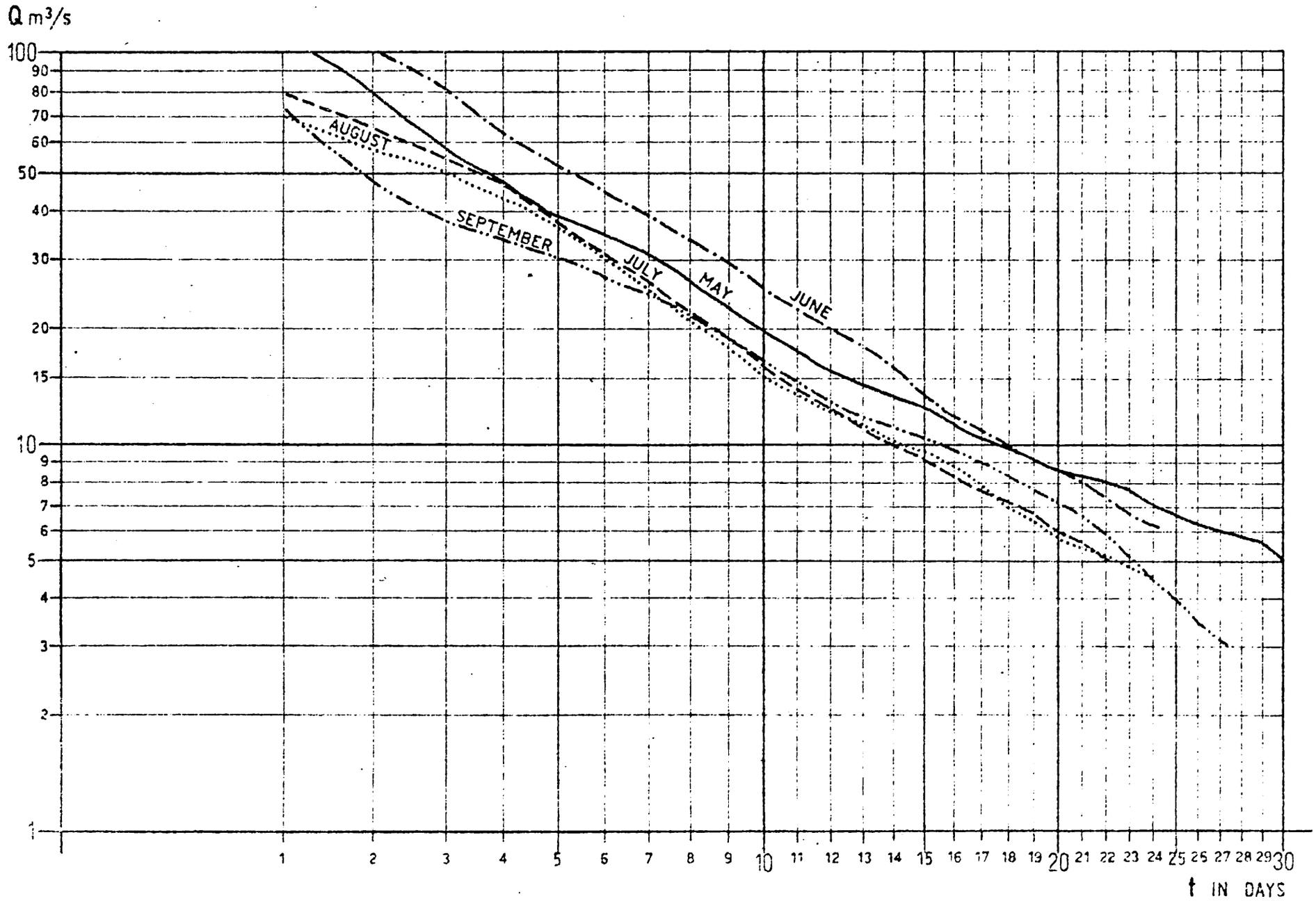


Fig. 8

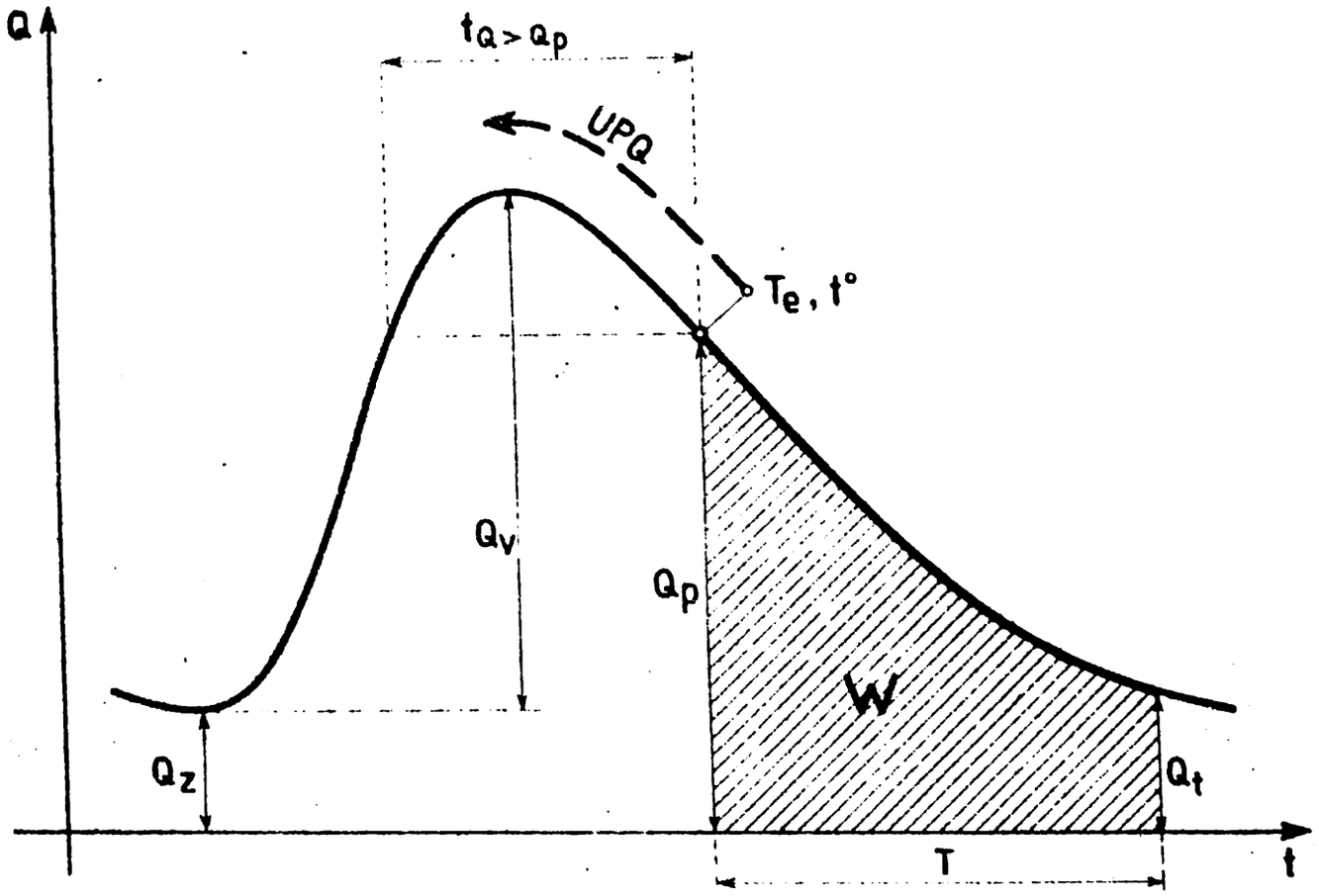


Fig. 9

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ ПАРАМЕТРОВ КРИВОЙ СПАДА

МИКУЛАШ БАЛЦО

Институт гидрологии и гидравлики - Словацкая Академия Наук - Братислава, Чехословакия

Р е з ю м е

Автор предлагает новый метод определения основных параметров кривой спада показателя степени n и коэффициента истощения и начального расхода Q_0 как функцию расходов периода спада. Для практического использования представляется метод прогноза в аналитическом выражении. Схема прогноза является простой и достаточно точной. Применение метода производиться для реки Лаборец - водомерный пост Михаловце и для реки Дунай - водомерный пост Братислава.

S u m m a r y

The author recommends a nev method for determination of basic parameters of the depression line of the degree indicators and the coefficient of runoff, and the beginning inflow as a function of inflow for the period of decline. In practice the method of forecasting in expressed by an analytical formula. The scheme of forecasting in simple and rather correct. The method has been used for the river Laborec - the precipitation station Mihalovice and for the river Danube - the precipitation station Bratislava.

При использовании кривых спада для прогноза расходов в наших физико-географических условиях исходилось из типизации водного режима. Типизацией создались группы подобных свойств водного режима периода спада, для которых дедуцировались типовые кривые спада. Их недостьтком было то, что не могли уловить диапазон возможного истощения водных запасов бассейна. Характеризование кривой спада с помощью появления поводочной волны в годичном периоде, величины кульминационного расхода, объема ветви подъема гидрографа или индекса ее полноты не давали всегда гарантию надежного, однозначного и правильного определения типа кривой спада /1 - 6/.

Если принять во внимание тот факт, что работается со средними кривыми отдельных типов, то становится ясным, что прогноз расходов колеблется между ориентировочным и удовлетворительным.

Чтобы исключить применение типовых кривых спада для прогноза расходов, обеспечить оперативность при корректировании прогноза во время периода спада и заменять многочисленные решения кривых спада общим решением, мы приняли в основу решения общий вид кривой спада

$$Q_t = Q_0 \cdot e^{-\alpha t^n} \qquad /1/$$

где Q_t - расход во времени t
Q_0 - начальный расход
e - основание натуральных логарифмов
α - коэффициент истощения
t - время
n - показатель степени

Для решения основных параметров кривой спада мы выходим из так наз. единичных кривых спада

$$K_t = 100 \cdot e^{-\alpha t^n} \qquad /2/$$

где K_t - расход во времени t выраженный в% Q_0

Возможные случаи истощения водных запасов бассейна мы характеризовали достаточным размером параметров n и α. Примененные параметры собраны в таблице 1.

Для определения параметров кривой спада, достаточно трех конкретных расходов периода спада, которые имеют взаимный промежуток времени Δt равный единице /рис. 1/. Величина основной единицы вполне произвольна и берется в зависимости от ве-

личины бассейна и времени, от которого должны дать прогноз. У малых течений это может быть час и его кратные, у больших дни и их кратные.

Для решения параметров кривой спада мы разбирали 106 случаев (см.табл. 1). Величины n и α мы выбрали так, чтобы включить как можно большее количество случаев истощения водных запасов.

Параметр достаточно определен величинами А и В. Величины А и В мы выразили

$$A = \frac{k_1}{k_3} \qquad /3/$$

$$B = \frac{k_2}{k_3} \qquad /4/$$

Параметр n функционально зависит от тех двух величин и имеет вид

$$n = a + a_1 \frac{\log B}{\log A} \qquad /5/$$

Параметр α зависит от параметра n и от величины С. Величина С дана долей расходов ограничивающих другой промежуток времени, или

$$C = \frac{k_1}{k_2} \qquad /6/$$

Величина α функционально зависит от величины и С и имеет вид

$$\alpha = \left[b + b_1 \frac{1}{n} + b_2 \left/\frac{1}{n}\right/^2\right] \cdot \log C \qquad /7/$$

Величину начального расхода Q_o считаем только при практическом использовании предложенной методики. Для определения Q_o необходимо выводить зависимость K_t с параметрами n и α. Зависимость K_t с параметрами n и α дана функциональной зависимостью

$$K_t = 100 \cdot e^{-e^{c.n.\alpha}} \qquad /8/$$

Для одинакогс промежутка времени Δt расчетных расходов k_1, k_2 и k_3 выгодно выбрать за величину k_t величину k_1.

Для так выбранной величины, является K_t функционально зависимой только от параметра α. Имеет вид

$$K_1 = 100 \cdot e^{-\alpha} \qquad /9/$$

1. Определение параметра n.

Для определения зависимости были высчитаны уравнения /4/ и /5/ для промежутка времени Δt =0,5; 1,0; 2,0; 3,0; 4,0; 6,0; 12,0; 24,0. Напр. расчетные расходы для промежутка времени Δt = 0,5 имели время $k_{0,5}$, $k_{1,0}$, $k_{1,5}$, ... , для Δt = 24 имели время k_{24}, k_{48}, k_{72}. Основанием решения было целком 8 x 106 величин А и В для n = 1,0; n = 0,8; n= 0,6; n = 0,5; n = 0,4; n = 0,3. В таблице 2 приводим очень ограниченное число величин А и В, но достатичное для решения зависимости $n = f$ /А, В/.

Графическое изображение зависимости В = f /А , n / находится на рис. 2. Зависимость величин В от А для отдельных n имеет в логарифмической системе координат прямолинейный ход, который можно выразить уравнением $B = A^b$. Показатель b включает переменное n. Между ними существует линейная зависимость

$$b = d + d_1 n \qquad /10/$$

Изолинии n составляют группу кривых выходящих из пункта о координатах /1;1/. Параметр n является прямо пропорциональным величинам А и непрямо пропорциональным величинам В. Величину В в зависимости от А и n, мы выразили уравнением

$$B = A^{0,36844 + 0,131156 n} \qquad /11/$$

Из уравнения /11/ мы определили величину n

$$n = -2,80055 + 7,60109 \frac{\log B}{\log A} \qquad /12/$$

Средняя точность определения величины n = 0,024 .

2. Определение параметра α.

Для определения параметра α была при данных n и α вычислена величина С /уравнение 6/при таких же условиях, как и для величины А и В. Основная совокупность соответствующих величин приведена в таблице 3.

Для определения параметра α исследуем прежде всего зависимость $\alpha = f$ / С /. Линейность изолинии возможно достигнуть введением полулогарифмической системы координат /$\log C$, α /. Систему возможно выразить уравнением /рис. 3/.

$$\alpha = g \cdot \log C \qquad /13/$$

Изолиния n имеет аналогичный характер как у зависимости /5/. Коэффициент истощения α прямо пропорционален величинам С и косвенно пропорционален величинам n.

Величина g зависит от параметра n. Зависимость между ними криволинейная. Зависимость $g = f/\frac{1}{n}/$ возможно выразить в виде многочлена

$$g = h + h_1 \frac{1}{n} + h_2 \left/\frac{1}{n}\right/^2 \qquad /14/$$

Уравнение для вычисления коэффициента истощения α имеет выражение

$$\alpha = \left[-0,92189 + 3,20713 \frac{1}{n} + 0,01738 \left/\frac{1}{n}\right/^2\right] \log C \qquad /15/$$

Средняя точность определения величины α = 0,034 %.

3. Определение параметра k_1.

Для данных параметров n и α были составлены величины k_1 /таблица 4/. Изображение зависимости $k_1 = f$ /n, α / в полулогарифмической системе координат /$\log k_1$, α / представляет прямая (рис. 4). Уравнение выражается

$$k_1 = 100 \cdot e^{-\alpha} \qquad /16/$$

Средняя точность определения величины k_1=0,03 процентов.

Таблица 4

№ П/П	Величины соответствующие α и k_1					
	α	k_1	α	k_1	α	k_1
1-3	2,300	10,026	1,980	13,807	1,800	16,530
4-6	1,700	18,268	1,490	22,537	1,280	27,804
7-9	1,030	35,701	0,940	39,063	0,850	42,741
10-12	0,710	49,164	0,600	54,881	0,430	65,051
18-15	0,300	74,082	0,200	81,873	0,100	90,484
16-19	0,090	91,393	0,070	93,239	0,050	95,123
20-22	0,030	97,045	0,020	98,020	0,009	99,104

4. Возможность применения данной модели для прогноза расходов.

Для прогноза расходов периода спада возмуться для избранного промежутка времени Δt расходы Q_1, Q_2 и Q_3. Из них определятся величины А, В и С и высчитаются параметры n , α и k_1 согласно уравнению /12/,/15/ и /16/. Начальный расход кривой спада высчитается из величины Q_1 и k_1 при помощи отношения

$$Q_o = \frac{Q_1}{k_1} \cdot 100 \qquad /17/$$

Определение параметров n , α и Q_o является достаточным для определения прогноза расходов согласно уравнению /1/.

Точность прогноза расходов зависит от того,берутся ли расходы Q_1, Q_2 и Q_3 из ненарушенного периода спада и не будут ли расходы периода спада увеличены от вновь выпавших дождей или от вновь расстаявшего снега.

Сохранность исходного периода можно контролировать действительной и предсказываемой величиной расхода в конце этого периода. Истощение водных запасов периода спада не будет нарушено, если $Q_{t,s} = Q_{t,p}$. В случае, если $Q_{t,s} \neq Q_{t,p}$ можно ожидать в зависимости от отклонения $\pm \Delta Q_t$ нившую или высшую величину предсказываемых расходов в сравнении с фактической.

Исправление прогноза расходов можем произвести двумя способами.

Первый основан на предположении, что параметры кривой спада n и α при меньшем нарушении периода спада не меняются и что меняется только величина начального расхода Q_o.

Исправленный начальный расход $Q_{o,o}$ определим из уравнения

$$Q_{o,o} = \frac{Q_{t,s}}{e^{-\alpha t^n}} \qquad /18/$$

где

$$e^{-\alpha t^n} = \frac{Q_{t,p}}{Q_o} \qquad /19/$$

Исправленный прогноз расходов высчитаем из параметров $Q_{o,o}$, n и α по уравнению /1/.

Другой способ предполагает, что прогноз расходов при $\Delta Q_t \gtrless 0$ состоит из расхода определенного по уравнению /1/ и из дополнения, которое может принять во внимание нарушения предыдущего периода. Дать простое наставление для определения дополнения прогноза в этом случае трудно. Советуем его делать оценкой на основании разбора расходов периода, который предшествует установлению прогноза.

Если нарушение окончилось и тенденция спада стабилизировалась, рекомендуем повторить метод с выбором нового промежутка времени Δt.

5. Достигнутые результаты

Для применения и оценки точности предложенной методики представляется мало случаев, так как ненарушенные случаи истощения водных запасов на наших водотоках редки.

Прогноз расходов за период спада мы произвели на реке Лаборец в водомерном посту Михаловце и на реке Дунай в водомерном посту Братислава.

Исходный период мы выбрали непосредственно после кульминации паводка, чтобы мы показали какие результаты можно ожидать в наиболее нарушенном периоде спада.

Прогноз расходов для реки Лаборец - водомерный пост Михаловце.

Река Лаборец является притокой Латорице. По замыкающий створ бассейн имеет площадь 1407,7 км^2. Водный режим Лаборца обозначается большой изменчивостью. Ненарушенные периоды спада не являются частыми. Для контрольного прогноза мы выбрали 28 паводочных волн. Как промежуток времени между расходами мы выбрали Δt = 24 и Δt = 36. Прогноз расходов у обоих вариантов мы не исправляли. Достигнутые результаты изображены на рис. 5. Черные кружки представляют прогноз расходов на 48 часов с Δt = 24 часов; крестики представляют прогноз расходов на 72 часа с Δt = 36 часов.

Максимальная ошибка прогноза расходов на 48 часов является -7,92 м^3/сек, средняя 1,268 м^3/сек или 12,21% $Q_{120°}$. Максимальная ошибка в процентах Q_s 41,85% Q_{120}, средняя 21,90% $Q_{120°}$. Среднее квадратичное отклонение σQ_{120} = 5,97 м^3 и для σQ_{120}= 2,851 м^3/сек. Выигрыш метода прогноза представляет E_{120} = 0,475.

Максимальная ошибка прогноза расходов на 72 часа является -3,80 м^3/сек, средняя 1,182 м^3/ сек или 15,92% $\bar{Q}_{180}$. Максимальная ошибка в% действительного расхода Q_s является 42,08% и средняя 20,72 %. Среднее квадратичное отклонение для Q_{180}= 3,788 м^3/сек и для ΔQ_{180} = 1,482 м^3/сек. Выигрыш метода E_{180} = 0,392.

Прогноз расходов для реки Дунай - водомерный пост Братислава

Реку Дунай в Братиславе не нужно участникам конференции характеризовать. Одно сведение, которое хотим привести, является площадь бассейна,ко-

торый имеет площадь 131.338 км^2.

Для оценки точности прогноза мы выбрали 25 паводочных волн, у которых мы установили прогноз расходов и уровней воды на 5 дней.

Достигнутые результаты документирует рис. 6. Черные кружки изображают прогноз расходов на пять дней для промежутка времени между расходами Q_1, Q_2 и Q_3 24 часа и крестики прогнов уровней воды при тех самых условиях.

Максимальная ошибка прогноза расходов является -803,9 м^3/сек, средняя 215,57 м^3/сек или 11,95% $\bar{Q}_{192}$. Максимальная ошибка в% Q_S = 35,07 % и средняя 11,05 %. Среднее квадратичное отклонение σQ_{192} = 529,4 м^3/сек и $\sigma \Delta Q_{192}$ = 279,8 м^3/сек. Выигрыш метода прогноза E_{192} = 0,529.

Максимальная ошибка прогноза уровней воды является -96,58 см, средняя 13,46 см или 4,02% $\bar{H}_{192}$. Максимальная ошибка в% H_S = 34,41 % и средняя 7,93 %. Среднее квадратичное отклонение H_{192} = 82,16 см и ΔH_{192} =32,8 см. Выигрыш метода прогноза E_{192} = 0,399.

Предложенный прогноз расходов можем характеризовать как хороший, прогноз уровней воды можно считать как очень хороший.

К выбору волн разрешаем напомнить, что в контрольные совокупности мы включили и значительно нарушенные паводочные волны, особенно во время заблаговременности прогноза. Напр. на Лаборце сумма ошибок прогноза расхода у 8 паводочных волн (из 28 случаев) составляет для Q_{120} 49,75% и для Q_{180} 47,8 % из общей суммы ошибок прогноза. На Дунае в Братиславе даже у 3 паводочных волн сумма ошибок Q_8 составляет 59,45 % и для H_8 69,01 % общей суммы ошибок прогноза.

В таблице 5 приведены прогнозы расходов на восьмой и тринадцатый день с оценкой точности и исправления прогноза по первому способу. На основании данных табл. 5 возможно констатировать, что исходный период мало нарушен ($\Delta Q_3 < \pm$ 3,09% Q_3 S). Нарушение периода спада у приведенных волн настает главным образом во время заблаговременности прогноза. Меру нарушения практически невозможно заранее установить. Уточнения прогноза расходов на восьмой день было бы возможно сделать с помощью $Q_{5,S}$.

В таблице 5 сделано исправление прогноза расходов тринадцатого дня с помощью $Q_{8,S}$. Данные таблицы указывают обоснованность производства исправления прогноза. Если прогноз расходов с заблаговременностью 10 дней по уравнению /1/ дает среднюю ошибку 435,6 м^3/сек, введением исправления эта ошибка снизится на 309,9 м^3/сек или с 26,38 % на 18,87 % Q_8.

В заключение хотим указать на действительность, что предложенный метод был разработан для решения частичных вопросов в процессе стока, а не для целей прогноза. Мы того мнения, что при решении задач, где вопрос касается стока выраженного объемной единицей, метод даст лучшие результаты. Напр. при определении объема стока за период спада, при расчлетении сложных паводочных волн на простые и т.п.

Р е з ю м е

Статья приносит методику расчетов основных параметров кривой спада n, α и k_1 а также Q_o в зависимости от трех расходов так наз. начального периода спада. Ветвь спада паводочных волн автор заменяет единичными кривыми спада. Уравнение основных параметров имеет выражение

$$n = -2{,}80055 + 7{,}60109 \frac{\log B}{\log A} \qquad /12/$$

где $A = \frac{k_1}{k_3}$

$B = \frac{k_2}{k_3}$

$$\alpha = -0{,}92189 + 3{,}20713 \frac{1}{n} + 0{,}01738 \left(\frac{1}{n}\right)^2 \log C \qquad /15/$$

где $C = \frac{k_1}{k_2}$

$$k_1 = 100 \cdot e^{-\alpha} \qquad /16/$$

Для прогноза расходов периода спада вместо величин k_1, k_2, k_3 принимаются во внимание конкретные расходы периода спада Q_1, Q_2, Q_3, с помощью которых высчитаются параметры n, α и k_1. Начальный расход кривой спада высчитается из Q_1 и k_1 с помощью отношения

$$Q_o = \frac{Q_1}{k_1} \cdot 100 \qquad /17/$$

Определение параметров n, α, Q_o является достаточным для установления прогноза расходов по уравнению

$$Q_t = Q_o \cdot e^{-\alpha t^n} \qquad /1/$$

В случае нарушения исходного периода прогноза, автор указывает возможность исправления прогноза расходов. Предложенный способ исправления предполагает, что параметр кривой спада n и α не изменяется, но изменяется только величина начального расхода Q_o.

Исправленный начальный расход $Q_{o,o}$ установится из уравнения

$$Q_{o,o} = \frac{Q_{t,s}}{e^{-\alpha t^n}} \qquad /18/$$

где

$$e^{-\alpha t^n} = \frac{Q_{t,R}}{Q_o}$$

Исправленный прогноз расходов высчитается из параметров n, α и $Q_{o,o}$ с помощью уравнения /1/.

Предложенную методику прогноза расходов применяет автор на реке Лаборец в водомерном посту Михаловце и на реке Дунай в Братиславе и для прогноза уровней воды.

З а к л ю ч е н и е :

1/ Прогноз можем характеризовать как хороший а также как очень хороший.

2/ Предложенный метод прогноза расходов а так же уровней воды периода спада в аналитическом выражении дает лучшие результаты чем метод прогноза расходов опирающихся на типовые кривые спада.

3/ С ростом отдаленности и увеличения промежутков времени от кульминации повышается надежность и достоверенность прогноза расходов периода спада.

4/ Способы предложенные в статье делают возможным в течении периода уточнять прогнов.

5/ Предложенный аналитический способ является приемлемым для исключения нарушения паводка дождевыми осадками периода спада и для разделения сложной волны на простые.

6/ Выведенные графические зависимости имеют общий характер и их можно прямо использовать и для других рек.

О б о з н а ч е н и я:

A, B, C	-	Величины для уравнений /3/, /4/ и /6/.
a, a_1	-	постоянные
b b_1, b_2	-	постоянные
c	-	постоянные
d, d_1	-	постоянные
g	-	постоянные
h, h_1, h_2	-	постоянные
α	-	коэффициент истощения
e	-	основание натуральных логарифмов
E_t	-	выигрыш метода прогноза во времени t
H_t	-	уровень воды во времени t в см
$\bar{H}_t$	-	средний уровень воды во времени t в см
K_t	-	расход во времени t выраженный в% Q_o
n	-	показатель степени
Q_1, Q_2, Q_3	-	расчетные расходы с промежутком времени Δt
Q_o	-	начальный расход кривой спада в м^3/сек
$Q_{o,o}$	-	исправленный начальный расход кривой спада в м^3/сек
Q_t	-	расход во времени t
$\bar{Q}_t$	-	средний расход во времени t
$Q_{t,p}$	-	предсказываемый расход во времени t в м^3/сек
$Q_{t,s}$	-	действительный расход во времени t в м^3/сек
ΔQ_t	-	разница между действительным и предсказываемым расходом во времени
t	-	время
Δt	-	промежуток времени

Рис. 1. Схема определения промежутка времени Δt

Рис. 2. Зависимость $n = f$ (A, B)

Рис. 3. Зависимость $\alpha = f$ (n, C)

Рис. 4, Зависимость $k_1 = f$ (α)

Рис. 5. Прогноз расходов на реке Лаборец во водомерном посту Михаловце (o для заблаговременности прогноза 48 часов, + для 72 часов)

Рис. 6. Прогноз на реке Дунай в водомерном посту Братислава (o прогнов расходов на 5 дней, + прогноз уровней воды на 5 дней).

Табл. 1. Список использованных единичных кривых спада

Табл. 2. Соответствующие величины A и B для данных n

Табл. 3. Соответствующие величины n и C для данных α

Табл. 4. Соответствующие величины n и α для данных k_1

Табл. 5. Прогноз расходов на 5 и 10 дней на Дунае в водомерном посту Братислава.

Таблица 1

№ П/П	Величины коэффициентов истощения α для					
	n = 1,0	n = 0,8	n = 0,6	n = 0,5	n = 0,4	n = 0,3
1	0,450	0,750	1,100	1,450	1,800	2,300
2	0,380	0,630	1,030	1,320	1,700	2,190
3	0,260	0,470	0,850	1,120	1,490	1,980
4	0,190	0,360	0,680	0,940	1,280	1,780
5	0,150	0,300	0,600	0,830	1,170	1,660
6	0,120	0,240	0,500	0,710	1,030	1,510
7	0,090	0,200	0,430	0,630	0,940	1,410
8	0,070	0,150	0,360	0,540	0,830	1,280
9	0,045	0,115	0,300	0,460	0,720	1,150
10	0,030	0,080	0,230	0,380	0,630	1,020
11	0,010	0,055	0,170	0,300	0,510	0,880
12	0,009	0,040	0,130	0,250	0,440	0,790
13		0,030	0,105	0,210	0,380	0,710
14		0,020	0,080	0,170	0,330	0,640
15		0,010	0,065	0,140	0,290	0,590
16			0,050	0,120	0,250	0,500
17			0,035	0,100	0,200	0,400
18			0,020	0,080	0,150	0,300
19				0,050	0,100	0,200
20				0,030	0,050	0,100
21						0,050

Таблица 2

№ п/п	Величины $\frac{A}{B}$ для					
	$n = 1,0$	$n = 0,8$	$n = 0,6$	$n = 0,5$	$n = 0,4$	$n = 0,3$
1	22,646	14,723	9,099	6,908	5,121	3,485
	4,759	3,575	2,685	2,314	1,989	1,664
2	17,814	11,791	7,943	6,287	4,645	3,283
	4,221	3,218	2,527	2,222	1,909	1,624
3	14,879	8,470	7,275	5,332	4,288	3,021
	3,857	2,752	2,430	2,068	1,846	1,570
4	9,777	7,436	6,420	4,941	4,062	2,743
	3,127	2,587	2,297	2,001	1,804	1,509
5	8,671	6,290	5,943	4,487	3,751	2,454
	2,945	2,390	2,219	1,919	1,745	1,442
6	8,005	5,879	5,158	3,922	3,448	2,270
	2,829	2,314	2,083	1,810	1,684	1,397
7	6,050	4,923	4,293	3,572	2,959	2,074
	2,460	2,128	1,919	1,738	1,579	1,346
8	4,572	4,125	3,619	2,891	2,555	1,758
	2,138	1,957	1,778	1,585	1,484	1,259
9	3,127	3,599	2,791	2,361	2,036	1,501
	1,768	1,834	1,583	1,452	1,349	1,180
10	2,460	2,428	2,210	1,786	1,708	1,344
	1,568	1,522	1,426	1,286	1,253	1,128
11	1,568	1,834	1,520	1,269	1,415	1,206
	1,252	1,333	1,206	1,109	1,157	1,079
12	1,009	1,025	1,041	1,075	1,021	1,016
	1,005	1,012	1,018	1,033	1,009	1,006

Таблица 3

№ П/П	Величина C / Коэффициент истощения α для					
	n = 1,0	n = 0,8	n = 0,6	n = 0,5	n = 0,4	n = 0,3
1	1,568	1,743	1,763	1,823	1,777	1,702
	0,450	0,750	1,100	1,450	1,800	2,300
2	1,462	1,595	1,701	1,728	1,721	1,580
	0,380	0,630	1,030	1,320	1,700	1,980
3	1,296	1,417	1,550	1,476	1,610	1,468
	0,260	0,470	0,850	0,940	1,490	1,660
4	1,209	1,306	1,363	1,342	1,505	1,386
	0,190	0,360	0,600	0,710	1,280	1,410
5	1,162	1,249	1,248	1,251	1,390	1,305
	0,150	0,300	0,430	0,540	1,030	1,150
6	1,128	1,160	1,167	1,170	1,259	1,226
	0,120	0,200	0,300	0,380	0,720	0,880
7	1,096	1,118	1,126	1,109	1,223	1,200
	0,090	0,150	0,230	0,250	0,630	0,790
8	1,072	1,089	1,092	1,073	1,151	1,159
	0,070	0,115	0,170	0,170	0,440	0,640
9	1,046	1,061	1,056	1,051	1,111	1,123
	0,045	0,080	0,105	0,120	0,330	0,500
10	1,030	1,042	1,042	1,034	1,066	1,072
	0,030	0,055	0,080	0,080	0,200	0,300
11	1,010	1,022	1,026	1,021	1,032	1,023
	0,010	0,030	0,050	0,050	0,100	0,100
12	1,004	1,007	1,010	1,013	1,016	1,012
	0,009	0,010	0,020	0,030	0,050	0,050

Tabuľka 5

P.č.	Čís. vlny	Dátum Q_k	Q_k	Q_1	Q_2	Q_3	n	α	Q_0	$Q_{3,p}$	$Q_{8,p}$	$Q_{13,p}$	$Q_{8,s}$	$Q_{13,6}$	ΔQ_3	ΔQ_8	ΔQ_{13}	ΔQ_3	ΔQ_3	ΔQ_{13}	$e^{-\alpha t_2^n}$	$Q_{0,p}$	$e^{-\alpha t_{13}^n}$	$Q_{13,p,0}$	$\Delta Q_{n,0}$	$\Delta Q_{n,p}$	ΔQ_{13} - $\Delta Q_{13,0}$
			m^3/s						m^3/s	m^3/s			m^3/s		m^3/s			% $Q_{2,6}$				m^3/s		m^3/s	m^3/s	% $Q_{n,0}$	m^3/s
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
1	1	8.11.1924	2244	2116	1948	1745	1,000	0,083	2298,5	1993,3	1185,6	784,1	1304	1090	48,3	-118,2	-305,9	2,77	-9,06	-28,06	0,5959	2527,6	0,3411	862,2	-227,8	-29,90	78,1
2	2	31.8.1925	6416	5014	3972	3260	0,687	0,383	7350,7	3257,0	1488,1	790,4	2292	1997	-3,0	-803,9	-1206,6	-0,09	-35,07	-60,42	0,2024	11324,2	0,1075	1217,4	-779,6	-39,04	427,0
3	3	27.10.1925	2268	2132	1934	1797	0,466	0,250	2152,4	1797,0	1403,2	1182,4	1406	–	0	-2,6	–	0	-0,20	–	–	–	–	–	–	–	–
4	4	5.1.1926	3884	3587	3270	3050	0,464	0,244	4578,4	3050,0	2413,5	2053,2	2004	1487	0	409,5	566,2	0	20,43	38,07	0,5270	3802,7	0,4485	1705,5	218,5	14,69	-347,7
5	7	14.1.1927	3130	2890	2700	2471	1,000	0,680	3033,4	2522,5	1755,4	1277,9	2046	1653	54,5	-250,6	-375,1	2,21	-12,25	-22,69	0,5804	3525,2	0,4131	1456,3	-196,7	-11,90	178,4
6	13	19.8.1930	4761	4156	3730	3290	1,000	0,108	4630,7	3347,7	1949,4	1135,2	2574	1941	57,7	-624,6	-805,8	3,09	-24,27	-41,59	0,4210	6114,0	0,2451	1498,5	-442,5	-22,80	363,3
7	19	28.11.1932	2565	2260	2046	1850	1,000	0,093	2496,4	1852,3	1126,4	684,9	1388	1172	2,3	-261,6	-487,1	0,60	-18,85	-41,56	0,4512	3076,2	0,2744	844,1	-327,9	-27,98	159,2
8	20	12.2.1933	2487	2260	2067	1906	0,817	0,117	2544,4	1905,2	1336,3	977,5	1316	1116	-0,8	20,8	-138,5	-0,04	1,58	-12,41	0,5260	2501,9	0,3846	962,2	-153,8	-13,78	-15,3
9	32	26.9.1937	4891	4420	3950	3664	0,300	0,486	7188,8	3655,6	2900,6	2515,8	2628	–	-8,4	272,6	–	-0,22	10,37	–	–	–	–	–	–	–	–
10	34	2.4.1938	3510	3250	2990	2795	0,598	0,162	3823,4	2794,4	2175,6	1759,1	1997	1771	-0,6	178,6	28,1	-0,02	8,94	1,59	0,5690	3509,7	0,4705	1651,3	-119,7	-6,78	-91,6
11	37	19.8.1939	1673	1424	1111	929	0,383	0,815	3217,8	929,2	527,1	364,0	641	–	0,2	-113,9	–	0,02	-17,77	–	–	–	–	–	–	–	–
12	41	18.9.1941	4180	3598	3190	2776	1,000	0,120	4052,8	2828,3	1549,4	848,8	1920	1580	52,3	-370,6	-731,2	1,88	-19,30	-46,28	0,3818	5028,8	0,2092	1052,0	-528,0	-39,42	203,2
13	45	26.10.1942	3040	2397	2074	1871	0,360	0,510	3934,9	1871,2	1357,5	1104,7	1328	1316	0,2	29,5	-231,3	0,01	2,22	-16,06	0,3338	3908,2	0,2797	1093,1	-222,9	-16,94	-11,6
14	47	1.10.1943	1752	1604	1460	1352	0,617	0,176	1913,6	1351,0	1012,1	810,1	1080	965	-1,0	-67,9	-154,9	-0,74	-6,29	-16,05	0,5289	2042,0	0,4233	864,4	-106,0	-10,98	54,3
15	48	5.8.1944	5350	4852	4180	3510	1,000	0,149	5632,0	3601,1	1708,8	810,9	2397	2060	91,1	-638,2	-1249,1	2,60	-28,71	-60,64	0,3034	7900,5	0,1440	1138,3	-921,7	-44,74	327,4
16	56	11.10.1946	1687	1508	1364	1286	0,300	0,434	2327,3	1272,9	1035,4	911,8	1065	1006	-13,1	-29,6	-94,2	-1,02	-2,78	-9,36	0,4448	2377,2	0,3917	931,1	-74,9	-7,45	19,5
17	59	26.11.1947	2348	2292	2039	1878	0,338	0,443	3570,4	1878,1	1459,3	1244,3	1490	1172	0,1	-30,7	-72,3	0,01	-2,06	-6,17	0,4087	3645,7	0,3482	1269,4	-97,4	-8,31	-25,1
18	60	21.3.1948	4944	4384	4038	3642	1,000	0,082	4759,7	3719,3	2465,7	1634,6	2463	2095	77,3	2,7	-460,3	2,12	0,11	-21,97	0,5180	4754,8	0,3434	1632,8	-462,2	-22,06	-1,9
19	77	9.10.1954	3991	3235	2905	2545	1,000	0,105	3580,0	2616,7	1551,8	920,3	1925	1615	71,7	-373,2	-694,7	2,82	-19,39	-43,02	0,4335	4440,6	0,2571	1141,7	-473,3	-29,31	221,4
20	78	12.2.1955	3030	2755	2530	2355	0,672	0,144	3181,0	3354,2	1777,3	1419,6	1770	1485	-0,8	7,3	-65,4	-0,03	4,12	-4,40	0,5587	3069,0	0,4463	1414,3	-30,7	-4,76	-5,3
21	81	9.11.1955	2605	2410	2185	2060	0,300	0,424	3682,7	2042,3	1669,3	1474,5	1690	1475	-17,7	-20,7	-0,5	-0,86	-1,30	-0,03	0,4533	3728,2	0,4004	1492,8	17,8	1,21	17,3
22	88	23.10.1958	4367	4037	3600	3255	0,766	0,167	4769,5	3253,3	2136,7	1436,6	2385	2080	-1,7	-248,3	-583,4	-0,05	-10,41	-28,05	0,4480	5323,7	0,3138	1670,6	-409,4	-19,68	174,0
23	90	10.3.1959	3135	2645	2420	2215	0,992	0,090	2894,0	2214,9	1426,7	921,2	1715	1515	-0,1	-288,3	-593,8	-0,01	-16,81	-39,19	0,4330	3478,7	0,3183	1107,3	-407,7	-26,31	186,1
24	91	17.8.1959	7317	5899	4576	3956	0,300	1,000	17690,0	3841,5	2277,9	1651,7	2380	1975	-114,5	-102,1	-323,3	-2,89	-4,29	-16,37	0,1287	13492,6	0,0933	1725,4	-249,6	-12,64	73,7
25	92	6.3.1960	3500	3105	2705	2490	0,300	0,600	5639,7	2459,8	1852,0	1555,4	1925	–	-30,2	-73,0	–	-1,21	-3,79	–	–	–	–	–	–	–	–

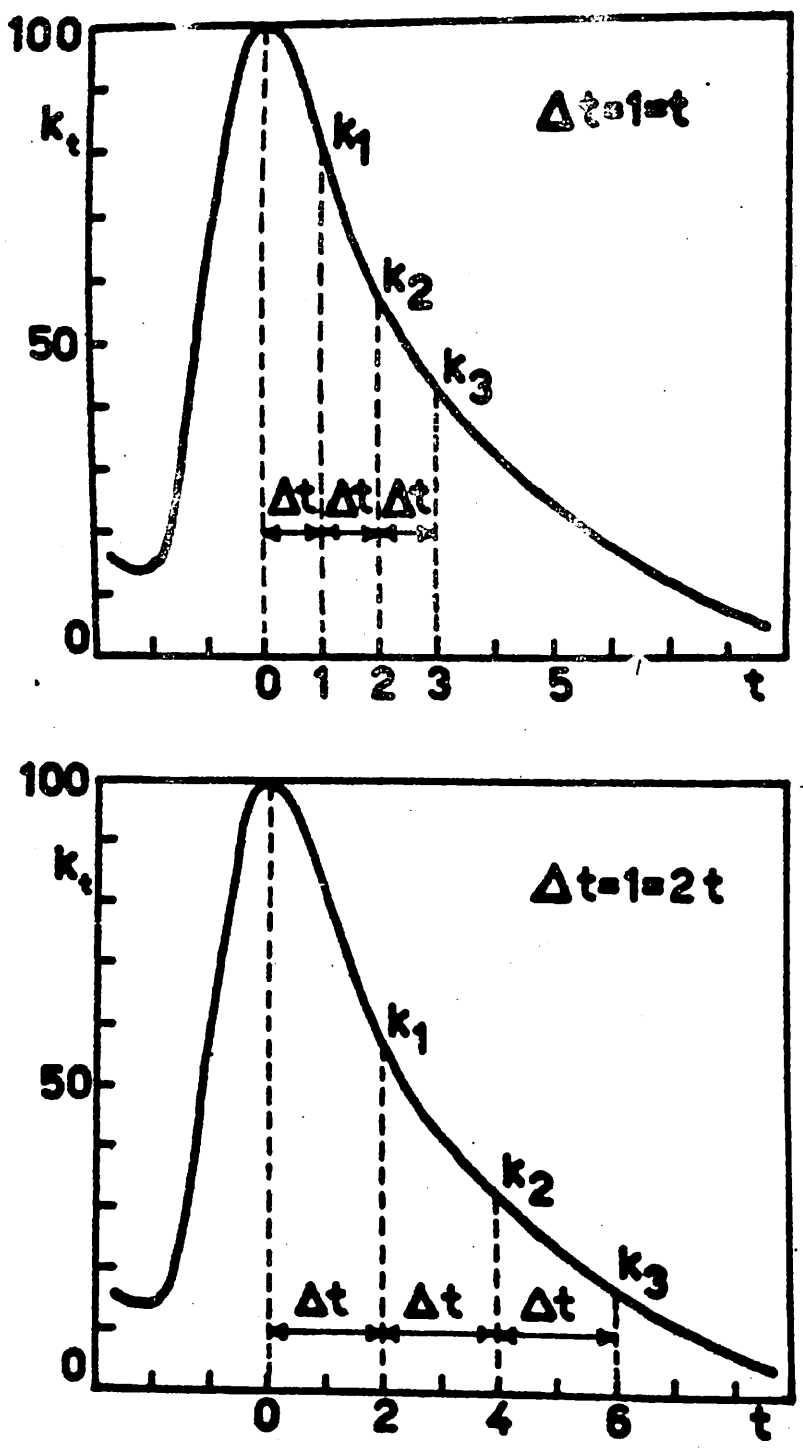

100
k_t
50
0
k_1
k_2
k_3
Δt=1=t
Δt Δt Δt
0 1 2 3 5 t
100
k_t
50
0
Δt=1=2t
k_1
k_2
k_3
Δt Δt Δt
0 2 4 6 t

Рис. 1.

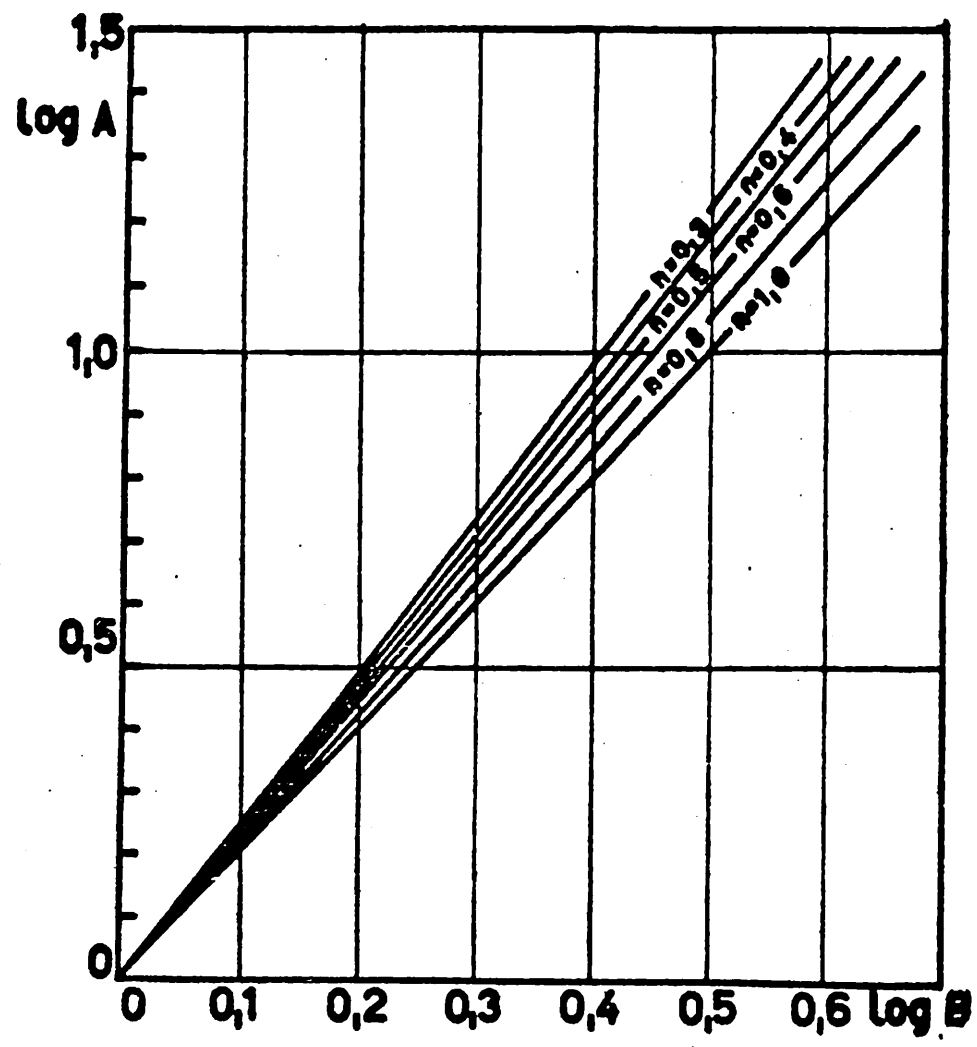

1,5
log A
1,0
0,5
0
0 0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 log B

Рис. 2.

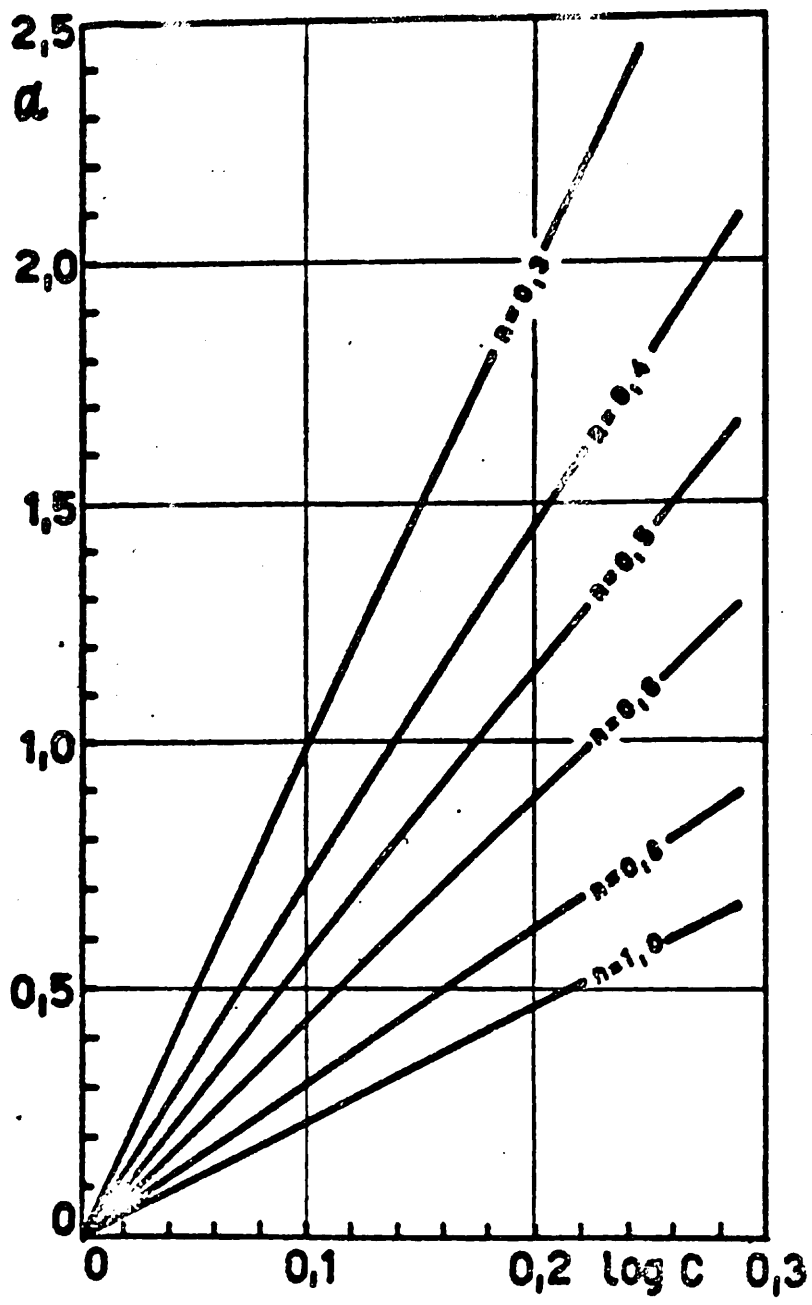

2,5
α
2,0
1,5
1,0
0,5
0
0
0,1
0,2
log C
0,3
R=0,3
R=0,4
R=0,5
R=0,6
R=0,8
R=1,0

Рис. 3

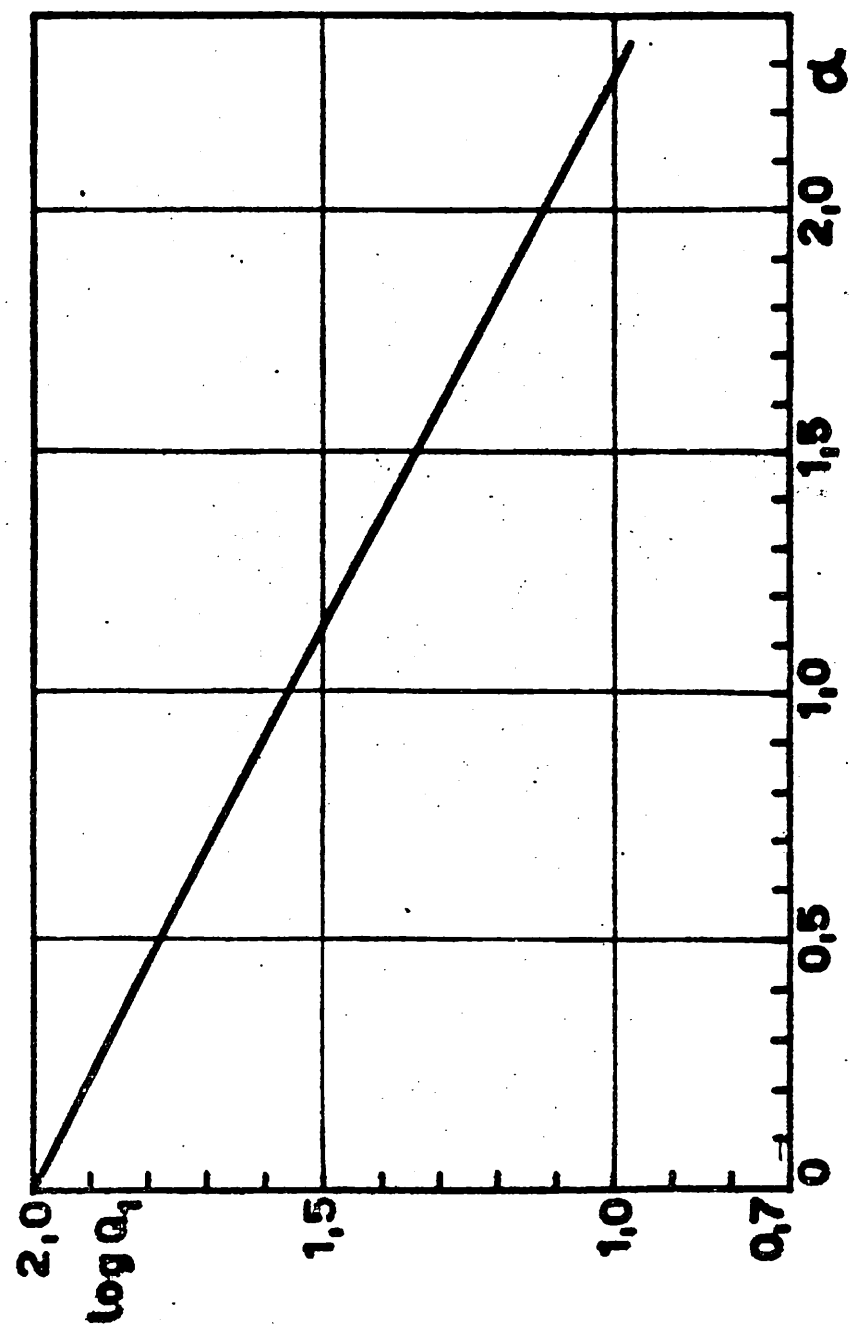

α
2,0
1,5
1,0
0,5
0
2,0
log a_1
1,5
1,0
0,7

Рис. 4.

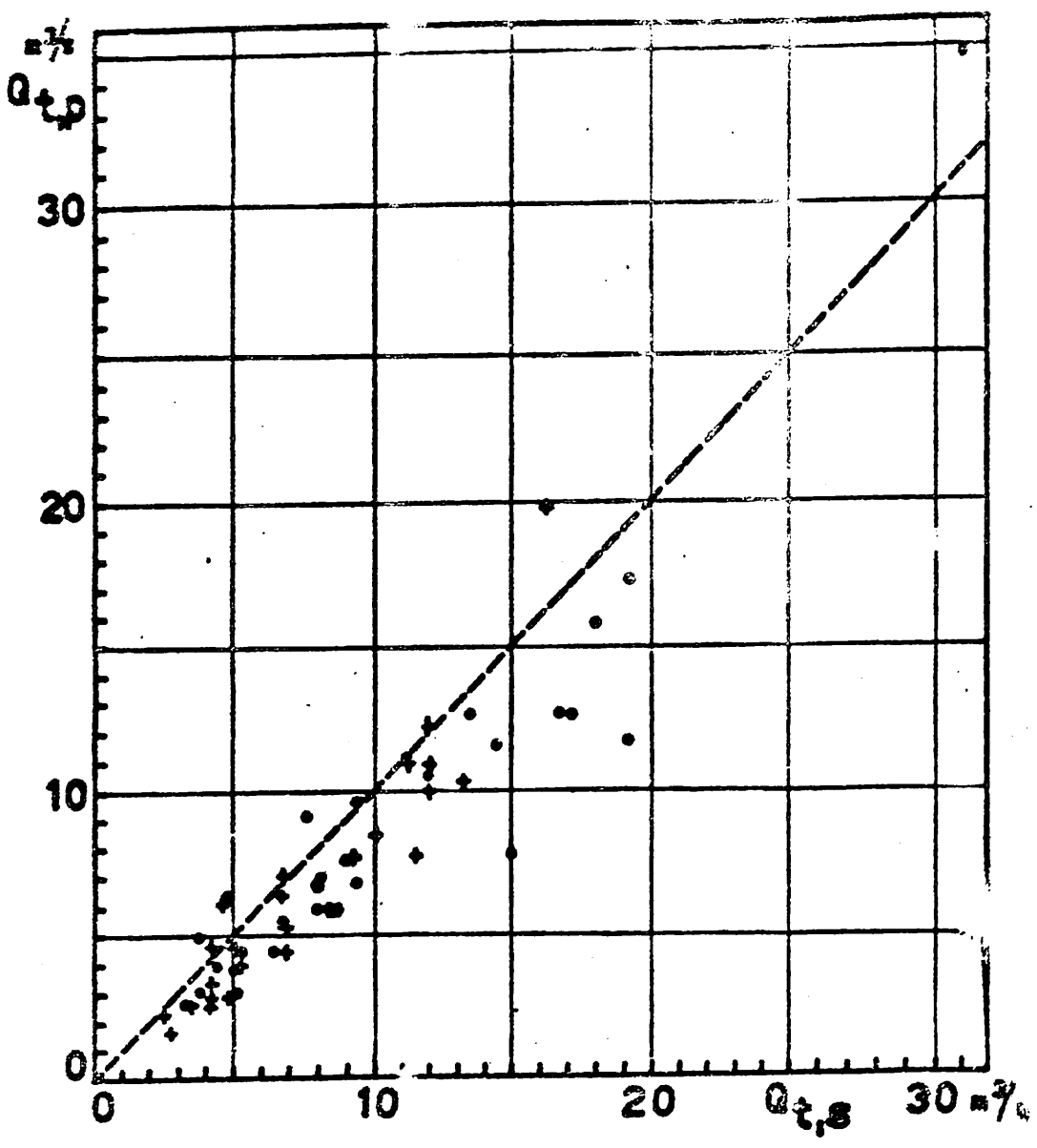

m³/s
Q t,p
30
20
10
0
0
10
20
Q t,s
30 m³/s

Рис. 5.

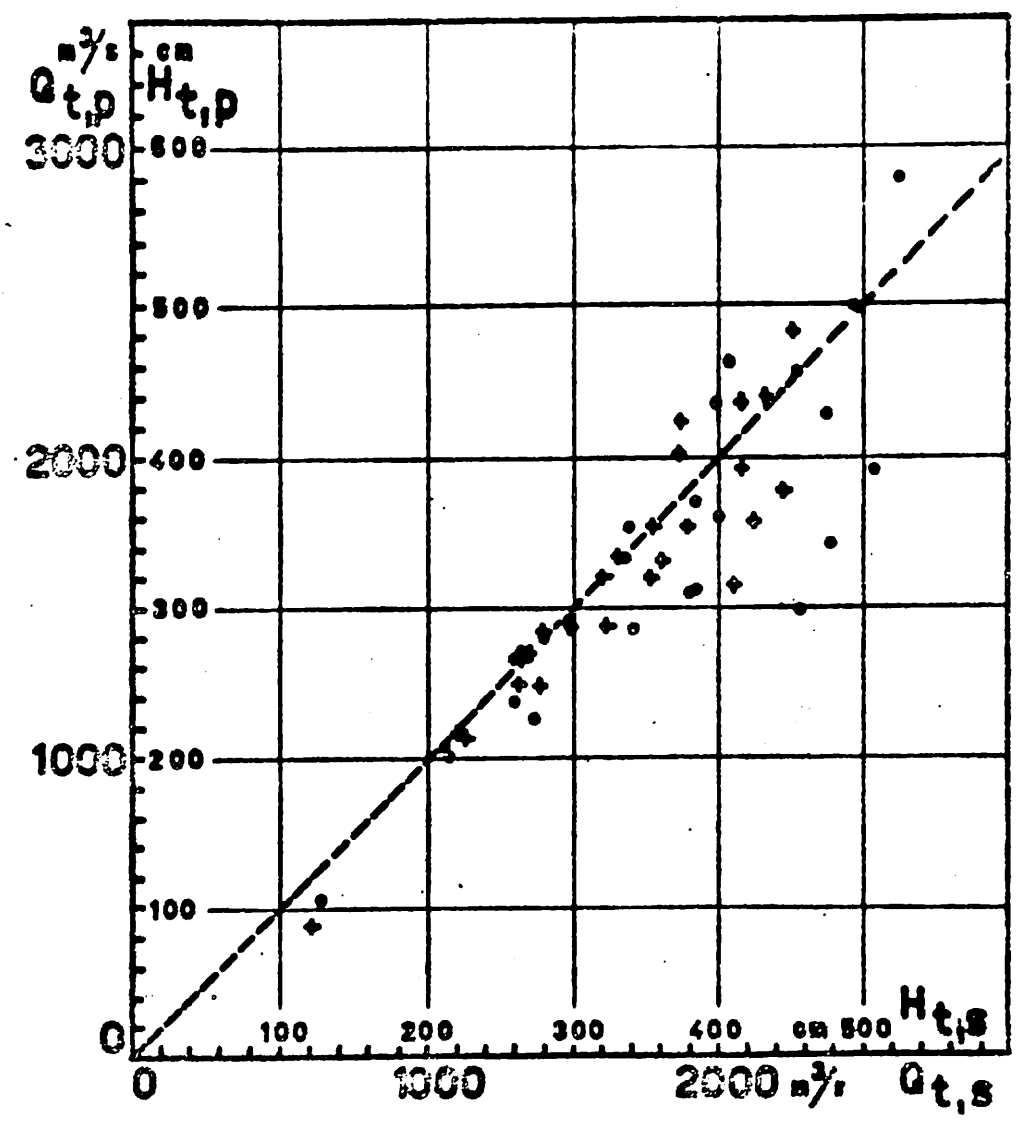

m³/s
Q t,p
cm
H t,p
3000
2000
1000
0
600
500
400
300
200
100
0
100
200
300
400
cm 500
H t,s
1000
2000 m³/s
Q t,s

Рис. 6.

FORECASTING OF LOW WATERS IN SMALL WATERCOURSES

By A. SALAMIN, Dipl.Eng.
Kovizag, Budapest

Р е з ю м е

Эта студия развивает методологию предусмот - рения малых уровней воды. Метод достигает приблизительное решение, которое основывается на физической формуле процесса концентрации низкого уровня воды. Низкий уровень воды делится на две компоненты: поверхное и подземное течение /2/. В сухих и средневлажных годах, которые бывают решающие с точки зрения управления водными ресурсами, низкий уровень воды наступает исключительно при подземном течении, и только оно определяется. Доклад утверждает приближное взаимоотношение между напряжением водного осадка Ц и компонентой низкого уровня воды подземного течения Q_k в уравнении 23. Параметры этого отношения (S_l и Q_A) определяются на основе располагаемых данных наблюдения водных осадков и водоспуста. При определении этих параметров внимание обращается на факт, что при управлении водным ресурсом надо определять проход, который является независимо. Принимание этой потребности во внимание значит преображение ряда уравнений /23/ в ряде неравенств /24/ и его установление максимума /25/. В цели решения проблемы установления максимума тоже определяется конечная функция рассматривающегося проблема. Ряд неравенств, которые получаются таким образом, можно решить с помощью вычислительной машины.

С помощью математической формулы низкий уровень воды можно предусмотреть столько времени впе ред, сколько для этого появляется потребность.

Доклад также описывает конкретные примеры : предусмотрение низкого уровня воды на реке Загива.

S u m m a r y

The present study develops the methodology of forecasting low waters. The method yields an approximate solution based upon the physical model of the concentration process of low water. Low waters are dividet into two components: surface and subsurface runoff (2). In dry and medium - wet years that are decisive from the point of water resources management, low water is originating exclusively in subsurface runoff, thus, only this will be determined. The paper estabilishes an approximate correlation between rainfall load C, - and the low - water component of subsurface runoff Q_k in Eq 23. The parameters of this relationship (S_l and Q_A) will be determined from avilable observation data of rainfall and discharge. When determining these parameters, attention is paid to the fact that in water resources management, the determination of a discharge appearing unconditionally is required. The taking into account of this requirement means the transformation of the set of equations (23) into a set of inequalities (24) and its maximalization (25). In order to solve the problem of maximalization, also the target function of the problem investigated will be determined.

The set of inequalities thus obtained can - be solved by means of a computer.

By aid of the mathematical model, low waters can be predicted with a time-advance corresponding to requirements.

The paper also describes a concrete example: low - water production of the Zagyva river.

I. Physical model

When developing the methodology of forecasting low waters, the first step should be the establishment of the physical process resulting in low water, that is, the establishment of the physical. To this end, one has to depart from the simplified water balance of the catchment area:

$$C = L + P + T \qquad (1)$$

where: C is the rainfall, L the runoff, P the evaporation and T the storage. Furthermore

$$T = T_1 + T_2 \quad \text{and}$$

$$L + L_1 + L_2$$

where: T_1 is the surface storage, T_2 the subsurface storage, the surface runoff and L_2 the subsurface runoff.

From among the terms of the water balance, the rainfall C, runoff L and storage T, especially the subsurface components of the latter two L_2 have an importance in the case given, whilst the vaule of evaporation can be neglected altogether. Next, the terms emphasized should be subject to an analysis.

During the period preceeding the summer minimum of discharge Q_k, in the critical dry or medium-wet years, there is no or very little rainfall C,

Hence, the appearance of low water depends primarily upon characteristics of subsurface runoff L_2 and only secondarily upon the surface runoff L_1. Accordingly, the paper is aimed at the characterization of subsurface physical processes and their description by means of mathematica relationships.

In order to be able to describe the process of subsurface runoff and to trace the subsurface path of water, one would have to know all features of the subsurface catchment basin (stratification, void ratio, etc). Unfortunately, there are no ways to make an exact physical or mathematical description of the process and therefore the physical model characterizing the appearance of low water has been simplified so as to enable its description through a mathematical model.

When simplifying one should consider that among the factors characterizing the water balance of the catchment area there are only a few ones having been observed continuously and over a long period. From among climatic factors, observation data of daily rainfal are usually available ofer a long period, together with their areal distribution. From among hydrological factors, one may know a long set of dicharge data in cetain control sections of the river, which is the surface runoff as the of the hydrological process. Usually, other factors of the process have no long sets of data.

The simplified physical model is built up in the following way. The rainful load carying in time and space, of the period of an assumed lenght (see later) preceeding the summer low water will result is a discharge varying with time, in a given section of the watercourse system, and the minimum of these discharges is the summer low water. This process can be characterized by a "black box" transforming the boundry conditions represented by klimatic factors, especially rainfull, to a discharge time function through the section investigated. Thus the box symbolizes the catchment area and the subsurface catchment basin. The process taking place in the "black box" can be divided into two basic components: surface runoff and subsurface runoff, the latter being retarded by storage:

$$Q_k = Q_1 + Q_2 \qquad (2)$$

where Q_k is the summer low water, Q_1 its component consisting of incidental surface runoff and Q_2 the part of low water coming from subsurface runoff.

In the following the sharacter of subsurface flow taking place in the black box will be analized i.e. the relationship between rainfall load C as the system's boundary condition, infiltration underground storage T_2 and subsurface runoff L_2.

When increasing the intensity of rainfall over an area, the rate of infiltration will increase by having a tangent that becomes more and more flat, namely, the infiltration velocity in the soil tends, with growing rainfull intesity, towards an upper limit: the permeability, and after having attained this limit it becomes constant. (Fig 1).

Subsurface runoff accuring from subsurface reservoirs is determined by surface infiltration serving as water supply to these reservoirs. Hence the curve representing the relationship between surface runoff and rainfall load will be shaped as the former one: the curve increases, but its tangent gradually decreases with growing rainfall load.

II. A mathematical model of the determination of low water.

The mathematical formulation of the "black box" symbolizing the detailed physical process a transformation of rainfall input into discharge output, consequently, the mathematical model is expected to yield the partaining transformation function. The model is not concerned with the mathematical description of the process taking place within the box. The transformation function can be determined by means of system analysis, acording to the classification of O'Donnel (1), from the following relationship:

$$Q_k = A.\left[C(t,x,y,z)\right] = Q_k\, C\left[(t,x,y,z)\right] \qquad (3)$$

where: Q_k is the low-water discharge, transformation function, C the rainfall distributed in time and space, t the time co-ordinate and x,y,z the space co-ordinates. Through the transformation A, the input becomes convented into a reaction.

1. Choice of the transformation function

As for the choice of a transformation function between the precipitation C of the given hydrologic year T and its subsurface runoff, the following functions following the character of the physical model can be suggested. (for simplicity's sake, no subscript will be used to denote subsurface runoff).

Linear relationship: $Q_T = Q_T\,(C)$ (4)

radical relationship: $Q_T = Q_T(C, C^{1/2}, C^{1/3} \ldots)$ (5)

exponential relationship: $Q_T = \exp Q_T\,(C)$ (6)

combined relationship: $Q_T = \exp Q_T(C, C^{1/2} C^{1/3})$ (7)

The constants of the mathematical model, i.e. those of the chosen transformation function replacing the "black box" can be determined by aid of the available observed input data (rainfall data) and output data (discharge-time function). The magnitude of the available set of data will determine the function to be used in the mathematical model (see later on).

2. Data required for the determination of transformation function parameters

a) Input, rainfall data

The low-water component coming from subsurface flow is determined by the rainfal load preceeding the time of low water. The lenght of the preceeding period is equal to the maximum filtration time, since only rainfall occuring during this period can become a component of low water. The lenght of this period can be estimated in function of the area and shape of the catchment basin. (E.g. in case of the Zagyva river, the cathcment area amounts to roughly 4200 sq. km and the lenght of the preceeding period to 9 months). If there are not even approximate data available, 9 to 12months can be taken as a point of departure.

When establishing the mathematical model, it will be expedient to make a certain simplifying assumption, since even of a linear relationship, the determination of a transforming function of five variables, as appearing in Eq.3, will raise considerable difficulties. In the course of simplifation, one has to convert precipitation distributed in time and space into precipitation distributed in time only (precipitation index). The function performing this transformation will yield averagement precipitation weighed according to the size of partial catchment areas (Fig.2).

$$C\,(t) = B\left[C\,(t,x,y,z)\right] = \frac{1}{F}\sum_{k=1}^{n} h_k \cdot F_k \qquad (8)$$

with B being the transforming function, F the total catchment area, h_k the value of the isohyetal line, F_k the partial catchment area confined by isohyetals running midway between the isohyetals h_{k-1}-h_k and h_k - h_{k+1}, respectively, and k the number of isohyetals (=1,2,....,n).

The above simplification is justified by the fact that the eror committed by simplifying the distribution in space (i.e. the distribtuion over the catchment area) of the precipitation is not higher, than the one inherent to system analysis.

b) Output: low - water discharge data

In the mathematical model, the existence of natural conditions is assumed; the hydrological process taking a place in the catchment area is free of human influence. Thus, discharge data ought to be free of data of water uses and it is assumed that there are not hydraulic strucutres (e.g. reservoirs) affecting water regime in the watershed basin.

3. A mathematical model using linear functional relationship

During a given year T, the value of low-water discharge Q_T coming from subsurface runoff should be investigated. One has to divide the period preceeding low water into n time intervale of equal lenght, and to determine average rainfall intensities p_{iT} pertaining to these time intervals t:

$$p_{iT} = \frac{C_{iT}}{\Delta t}, \qquad (9)$$

with C_{iT} being the rainfall total of the i-th time interval an i the serical number of intervals in the preceeding period.

Be S_i the proportion of the rainfall C_iT of a time interval contributing to summer low water (weighing factor), that is:

$$S_{iT} = \frac{Q_{iT}}{C_{iT}} \qquad (10)$$

with Q_{iT} being the share of low-water discharge from subsurface runoff arising out of the rainfall of the i-th time interval. The variance of S_it during the years in low, hence it can be replaced by the mean value S_i of the values S_{iT}.

In accordance with relationships (3) and (8) one obtain

$$Q_T = Q_T\,(C) \qquad (11)$$

Consequently, low water originating from water-bearing strata will be:

$$Q_T = \lim_{n\to\infty} \sum_{i=1}^{n} S_i \cdot P_{iT}\,\Delta t, \qquad (12)$$

or, with regard to (9), by applying finite intervals:

$$Q_T = \sum_{i=1}^{p} S_i \cdot C_{iT} \qquad (13)$$

4. Mathematical model based upon non-linear relationship

A linear relationships can only serve as a first approximation to characterize the physical phenomenon, but the form of Eq.1e safeguards the determinability of the funtion describing the simplified process. The non - linear functions of Eqs.5 to 7 offer a better description of the physical process but in the above form they cannot be solved, due to the limitedness of sets of data. However, if the above non-linear relationships become linearized, so they will be traced back to the form of linear approximation amenable to a solution. If in the course of linearization the following linear variables are introduced:

$$C^{1/2} = C'; \quad C^{1/3} = C'' \ldots; \qquad (14)$$

$$QT = \ln Q_T = Q_T.C, \qquad (15)$$

then Eqs.5 to 7 can be brought to forms resembling to Eq.13:

$$Q_T = \sum_{i=1}^{n} S_i C_{iT} = \sum_{i=1}^{n} S_i' C_{iT}' = \ldots, \qquad (16)$$

$$Q_T' = \sum_{i=1}^{n} S_i C_{iT}', \qquad (17)$$

$$Q_T' = \sum_{i=1}^{n} S_i C_{iT} + \sum_{i=1}^{n} S_i' C_{iT}' + \ldots, \qquad (18)$$

where C', C'',... and Q_T' correspond to notations in Eqs, 14 and 15.

5. Mathematical model of subsurface runoff

The mathematical model has to characterized by means of the relationships (5) to (7). As a first step in determining the model, the above functions are to be linearized. As a second step, the linear function of the form (13) will be determined upon base of available rainfall and low-water discharge data. If the low-water discharge Q_{kj} through m years, and the rainfall total C_{ij} of n time intervals of each of the m years is available, then one write m equantions of the following type:

$$Q_j = \sum_{i=1}^{n} S_i C_{ij}, \qquad (19)$$

where i = 1,2,....,n and j = 1,2,...,m.

Furthermore:

$$Q_j = Q_{kj} - Q_{1j} \qquad (20)$$

where: Q_j is the component of low-water discharge from surface runoff in the j-th year, Q_{kj} is the whole low-water discharge in the same year, and Q_{1j} is the incidental component of low-water discharge from surface runoff, also in the same year. In Eq.19 account has been taken of the fact that relationships (5) to (7) have been linearized under (16) to (18). The weighing factors S_i are sought as the solution of the set of Eqs.19.

The number of division intervals of the preceeding period is n, and the compbexity of the transforming function to be applied depends upon teh data available. If n is the number of intervals in a linear relationship, then, in case of linearized non-linear relationships (16 to 18) the number of terms appearing on the right side will be

$$n' = n.r \qquad (21)$$

with r being the radical exponent apearing in the non-linear function.

The criterion of solubility of the set of

équations is

$$r.n < m. \qquad (22)$$

The preceeding period does not include the whole period of subsurface flow and therefore, the low water also contains waters originating from rainfall of a former period. This discarge component can be taken as constant, if the equalizing effect of long-time filtration is considere. Thus, this dishharge is to be regarded as base flow, and if there is no rainfall during the preceeding period, then summer low - water discharge will be reduced to the base flow. This will thus represent the constant term in the equation of an n-dimensional plane figuring in Eq.19:

$$Q_j = \sum_{i=j}^{n} S_i C_{ij} + Q_A \qquad (23)$$

where $j = 1,2,\ldots,m$ and Q_A is the base flow.

Prior to the determination of the mathematical model, some remarks should be made concerning the model's character. The aim of establishing of establishing a mathematical model is to forecast low waters for the sake of water resources management. This aim has, to a certain extent, a decisice influence upon the form of the mathematical model. Namely, in the practice of water resources management requires the forecasting of a dishcarge to come unconditionally, that is, one has to tolerate errors having one sign only, instead of usual predictions with possible errors of both positive and negative signs. By taking this requirement into account, the model of the form (23) will be transformed into

$$\underline{\underline{C}} \cdot \underline{\underline{S}} + \underline{\underline{Q}}_A \leq \underline{\underline{Q}} \qquad (24)$$

where: $\underline{\underline{C}}$ is the matrix of the block of rainfall data with the elements C_{ij} and $i=1,2,\ldots,n$; $j=1,2,\ldots,m$.

$\underline{\underline{S}}$ is the wanted weighing vector in an n -dimensional space,

$\underline{\underline{Q}}_A$ is the constant column matrix of the base flow, also wanted,

$\underline{\underline{Q}}$ is the column matrix representing low-water component coming from subsurface flow.

The physical process is best characterized by the mathematical model if the inequality (24) gives the best approach to an equality, that is, if

$$\underline{\underline{C}} \cdot \underline{\underline{S}} + \underline{\underline{Q}}_A - \underline{\underline{Q}} \qquad (25)$$

attains its maximum. Further physical conditions are, that rainfall can have an increasing effect only on water resources:

$$S_i = 0 \qquad (26a)$$

and base flow must not be negative:

$$Q_A \geq 0 \qquad (26b)$$

The problem can be solved through linear programming if one is able to find a special function, which, by taking (26b) into account, gives the best characterization of the matrix inequality (25) and secures its maximalization. The relationship (25) will be maximum if one succeeds in choosing the weighing values S_i, and hence, the weighing vector itself so as to attain the best approach to equations, If in (24) there would be equality instead of the matrix inequality, then the following ratios between matrix elements should hold:

$$C_{11}:C_{21}:\ldots:C_{n1}:\ldots=C_{1m}:C_{2m}:\ldots:C_{mn}:Q_m =$$

$$=\frac{1}{m}\sum_{j=1}^{m} C_{1j}:Q_1:\ldots:\frac{1}{m}\sum_{j=1}^{m} C_{nj}=\frac{1}{m}\sum_{j=1}^{m} Q_j \qquad (27)$$

representing the arithmetical mean of column elements, since

$$\frac{1}{m}\sum_{j=1}^{m} C_{ij} = \bar{C}_i \text{ and } \frac{1}{m}\sum_{j=1}^{m} Q_j = \bar{Q} \qquad (28)$$

where $\bar{C}_i$ is the aritmetical mean of elements of the i-th column in the matrix of basic rainfall data, and

$\bar{Q}$ is the arithmetical mean of elements in the column matrix of discharge.

In case of equality, and by considering Eqs. 27 and 28 the following relationship would hold:

$$\bar{Q} = \sum_{i=1}^{n} S_i \bar{C}_i + Q_A \qquad (29)$$

Since the mathematical model will never be able to give a full description of physical processes, to the solution of the set of relationships (23) it is required to have a number of equations m higher than the number of unknowns n. Consequently, the relation ship (29) is only an approximation for the ratios between coefficients of the set of equations (23). If the one accepts the approximation of ratios also for the set of inequalities, -which can be justified by the fact that the maximalizing of the relationship (24) means a rather close approximation of equations-then the special function, based upon (27) and (28) can be obtained in the following form:

$$\sum_{i=1}^{n} S_i \bar{C}_i + Q_A \quad \bar{Q} \qquad (30)$$

The constant term $\bar{Q}$ of the special function can be made to disappear by performing the following transformation:

$$Q_A - \bar{Q} = \Delta Q$$

Thus, the computer program has to solve the following problem:

$$\sum_{i=1}^{n} S_i C_{ij} + \Delta Q \leq Q_j - \bar{Q} \qquad (31)$$

with $i = 1,2,\ldots,n$ and $j=1,2,\ldots,m$. Also the conditions $S_i = 0$ and $C_{ij} = 0$ have to be fulfilled. The special function will thus be:

$$\left(\sum_{i=1}^{n} -S_i \bar{C}_i + \Delta Q\right) = \max$$

The condition of solubility of this problem is the assertion of the inequality (22). Also, one should have a set of reliable date extending at least over 1o years:

$$m = 1o \qquad (32)$$

Thus, the procedure of forecasting low waters is as follows:

1. By means of some method, one determines the surface - runoff component of low-water discharge Q_1.

2. One determines the expected date of low water. Upon base of a set of discharge data sufficiently long it becomes posible the interval within which low waters appeared in the course of many years.

3. An assumption should be made for the lenght of the preceeding period. The end of this period can be confined in two ways (Fig.3):

   a. The first possibility is to close the preceeding period at a date corresponding to the required advance time in forecasting. The increasing of advance time augments the error in forecasting therefore such assumptions should be based on careful considerations.

   b. The second possibility is to close the preceeding period at the beginning of the interval of low waters to occur. But in this case too, a certain advance time in forecasting is needed. Accordingly, input data should be divided into two groups. The first one contains measured data of the period preceeding the time of forecasting, whilst the period following the data of forecasting. An example of marking estimates will be given in connection with the forecasting of low waters of the Zagyva river.

4. The mathematical model, as outlined in the foregoing, should be established.

5. Forecast values are to be calculated by aid of the mathematical model.

III. Forecasting low waters of the Zagyva river at Jásztelek

Basic data of the Zagyva river basin are contained in Fig.4. By using data of thirty years (1916-1946) and by applying a linear approximation the mathematical model became established.

By digital computer the following function has been obtained:

$$Q=o.oo133\ C_x+o,ooooo\ C_{XI}+o,ooooo\ C_{XII}+o,o278\ C_I+$$
$$+o,oo2o9\ C_{II}+o,oo342\ C_{III}+o,o113\ C_{IV}+o,oo3o2\ C_V+$$
$$+o,oo315\ C_{VI}+o,o286\ C_{VII}-o,515 \qquad (33)$$

where Q denotes the forecast low-water discharge in m^3/sec. $C_X,\ldots C_{VII}$ the monthly rainfall totals of Octoer to July, mm.o,oo133,...o,o286 the corresponding wieghing values m^3/sec/mm

In case of a forecasting made at the end of June, July rainfall total C_{VII} can be assumed as follows:

very dry summer	0 mm
dry summer	10 mm
average wot summer	30 mm
very rainy summer	50 mm

Those values can be assumed either by knowing the weather trend of May and June, or by using the weather forecast of the Meteorological Institute.

The physical meaning of the negative constant in the relation ship is:

a. In the given problem, base flow in zero, with regard to

$$Q_A \geq 0,$$

b. the relationship is bounded from below:

$$Q \geq 0,$$

as for the rest, the Q = 0 function is valied,

c. subsurface flow will develop only when a minimum of rainfall is exceeded and there is an adequate distribution of rainfall: the weighed total of monthly rainfalls, called rainfall index is greater than - o,515 m^3 /sec.

The forecasting funciont (33), when applied to the data of 30 years, has shown the last deviation between measured and forecast data if discharges were in the lower range.

In possession of the function (33) in June, 1968 a forecast for summer low water has been made. The forecast value, by assuming a dry summer (C_{VII}=1o mm) equalled to 1,062 m^3/ sec. The measured value was 1,22o m^3) sec.

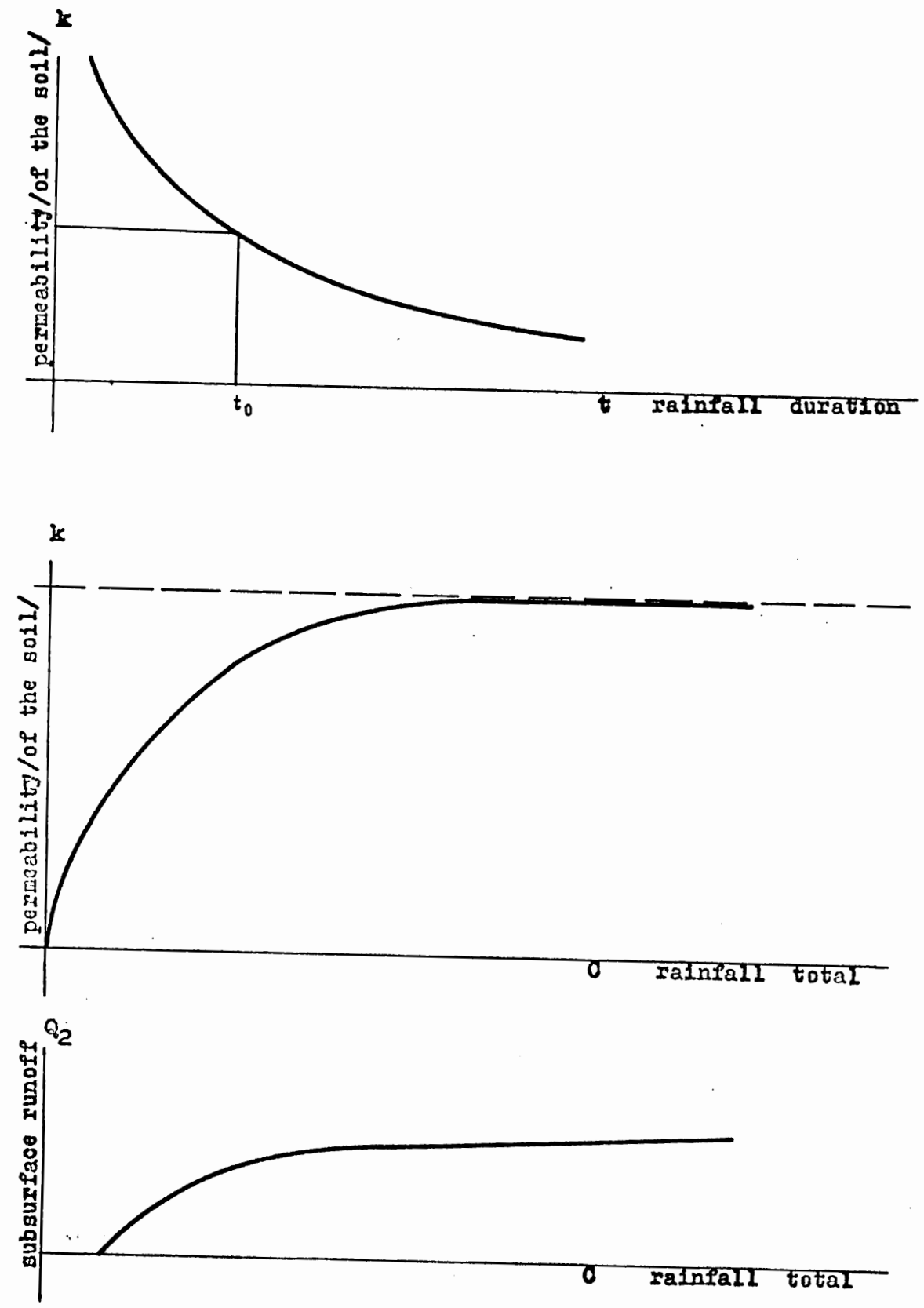
The advantage of the method lies in its forecasting low water apeearing unconditionally. Its drawback consists in yielding rather high errors for very rainly summers.

Bibliography

1. O'Donnel T.: Methods of computation hydrograph analysis and synthesis. Proceedings of Technical Meeting 21. T.N.O., The Hague, 1966.

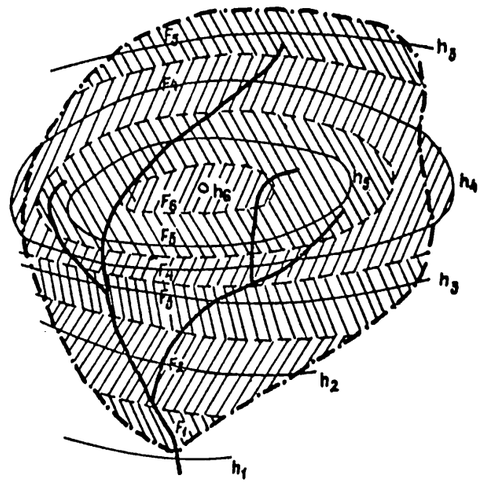
2. Salamin P.: Water management and the water houschold of soils. Bulletin of the Division of - Agricultural Sciences of the Hungarian Academy of Sciences, 1957.Vol.XI. No.1-4.

CHARACTERIZATION OF SUBSURFACE RUNOFF.



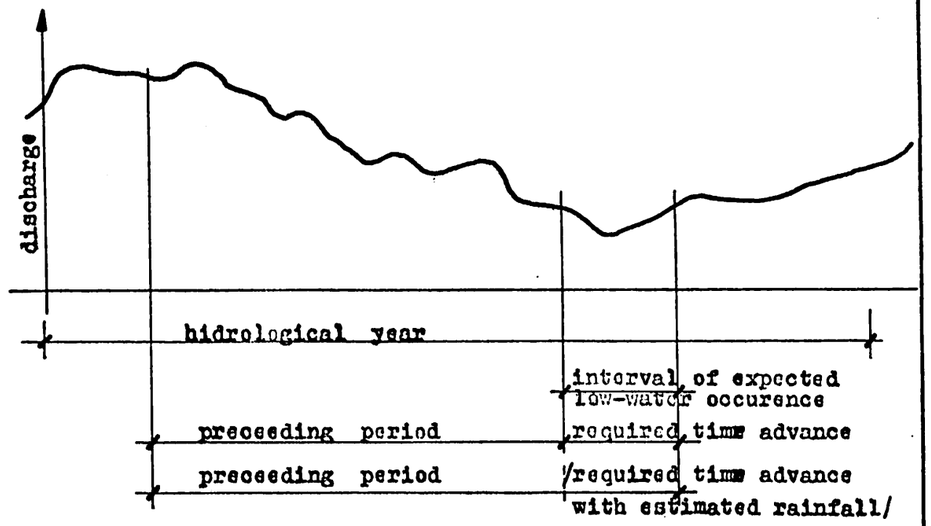
F i g . 1.

AVERAGE RAINFALL TOTAL OBTAINED FROM AREAL WEIGHTING DISCHARGE



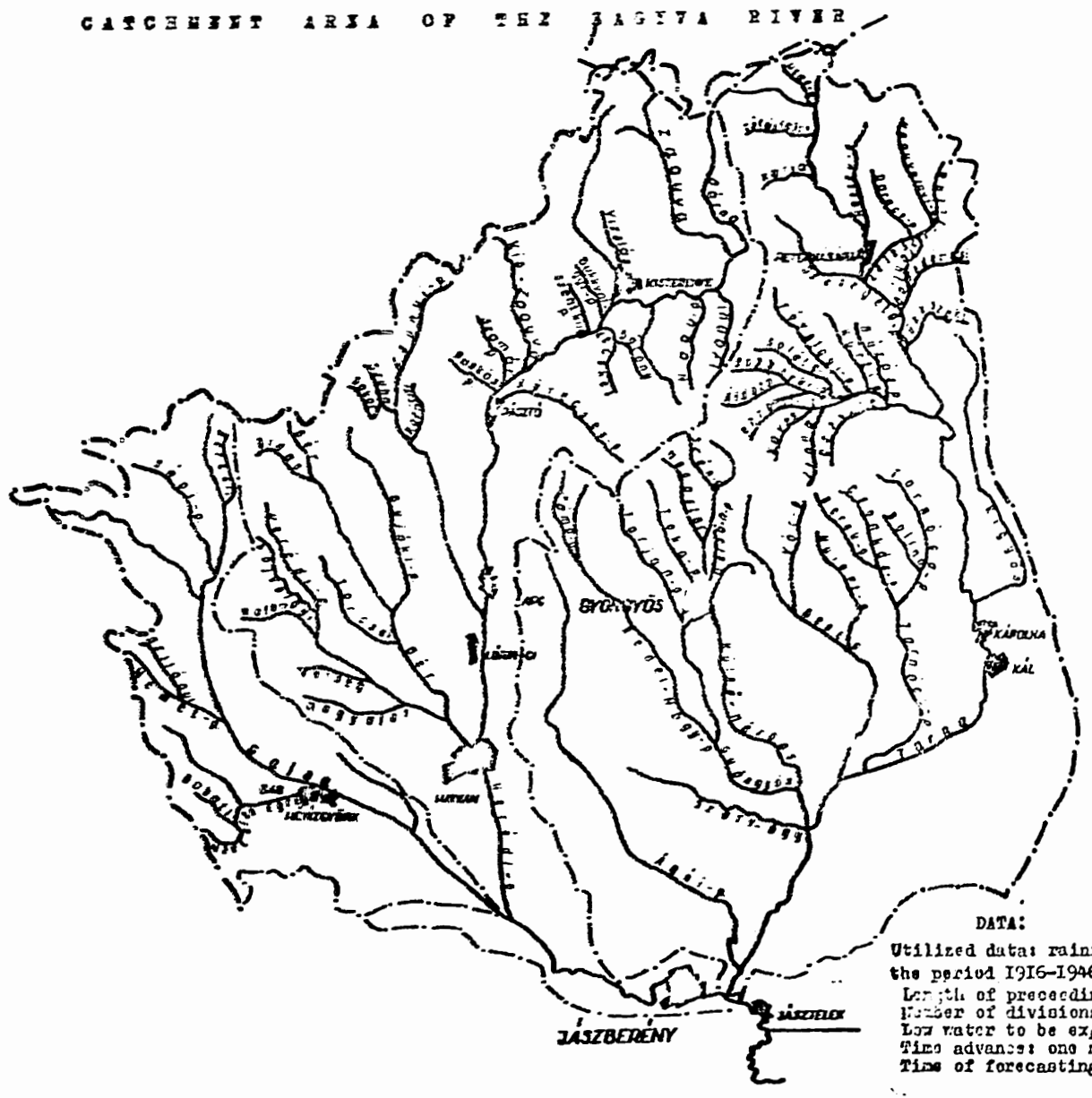
F i g . 2 .

ASSUMPTION OF THE PRECEEDING PERIOD;



F i g . 3 .

CATCHMENT AREA OF THE ZAGYVA RIVER

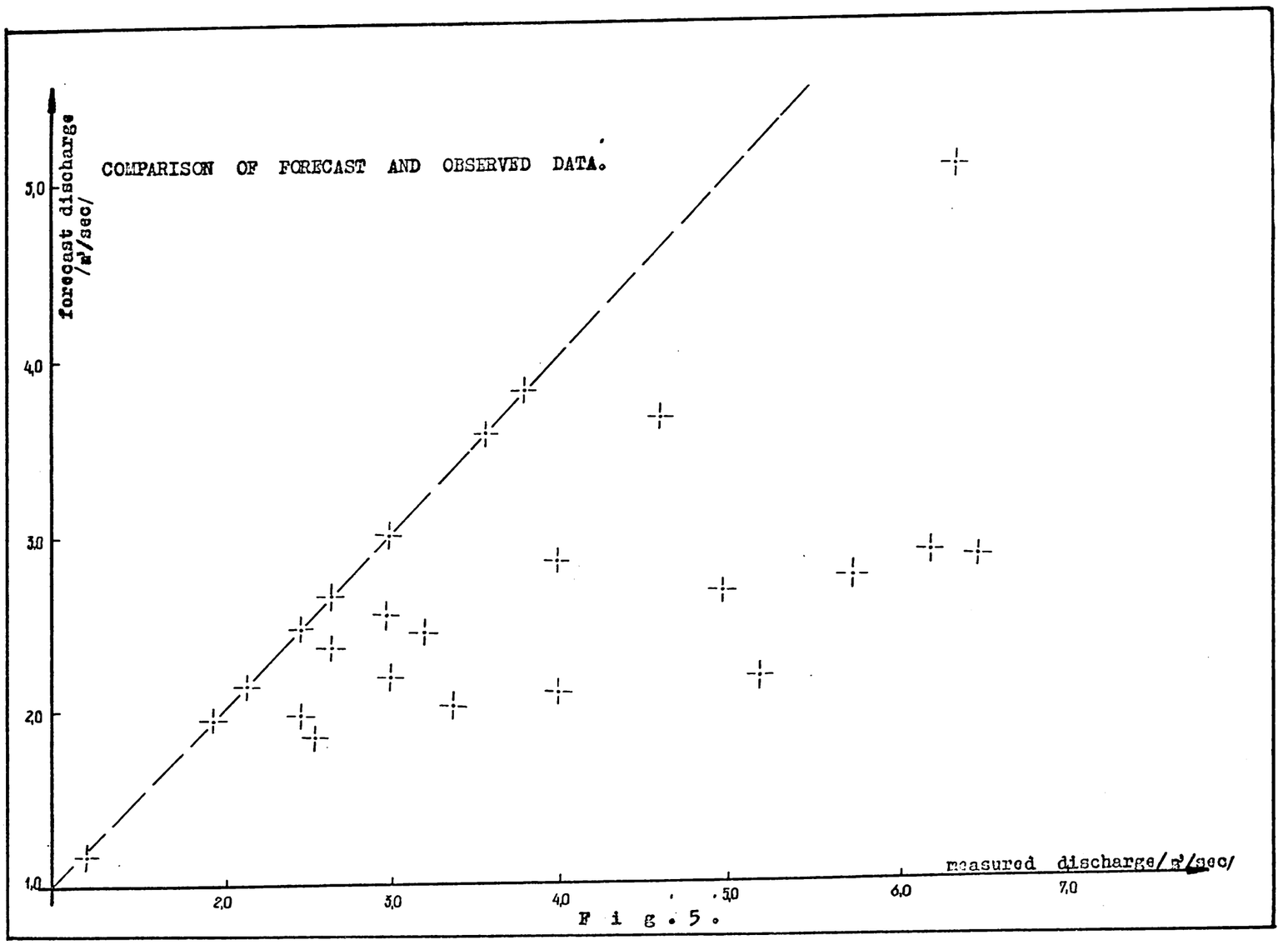


DATA:

Utilized data: rainfall and discharge data of the period 1916-1946

Length of preceeding period: October to July
Number of divisions: n=10 /monthly divisions/
Low water to be expected: August - September
Time advance: one month at least
Time of forecasting: end of June

Fig. 4.


COMPARISON OF FORECAST AND OBSERVED DATA.
forecast discharge /m³/sec/
measured discharge/m³/sec/
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0

F i g . 5 .

ПРОГНОЗЫ УРОВНЕЙ ВОДЫ НА ПЕРИОДЫ РЕЙСА СУДОВ

САПОЖНИКОВ В.И.

Гидрометеорологический научно-исследовательский центр СССР - Москва

Р е з ю м е

Исходя из общей схемы расчета гидрографа стока, учитывающей приток воды в речную сеть и добегание воды до замыкающего створа, разрабатываются способы прогнозов средних и минимальных расходов (уровней) воды за периоды рейса судов. Необходимые для прогноза величины притока воды в русла и русловые запасы воды вычисляются по гидрометрическим и морфометрическим данным. Перемещение воды в бассейнах и на отдельных участках речной сети характеризуется различными кривыми добегания, определяемыми на основе анализа движения паводков. Для прогноза ежедневных, средних и минимальных уровней воды за периоды рейса судов также используются уравнения, полученные методами множественной корреляции на электронных вычислительных машинах (ЭВМ). Дается сравнительная оценка различных способов прогноза и рекомендации по их применению и уточнению. При наличии большого количества уравнений прогнозы уровней воды составляются на ЭВМ по данным наблюдений над уровнями воды в день прогноза. Ожидаемые уровни воды выдаются с указанием обеспеченности равной 10, 25, 50, 75, 90 процентов.

S u m m a r y

The methods of forecasting the annual and low discharges (levels) of water within the periods of ships' trips are elaborated proceeding from the general cheme of flow routing, accounting the water inflow into the river system and the water lag to the outlet. The quantities of channel inflow necessary for the forecasting, and the channel water storages are calculated according to the hydrometric and morphometric data. The water transport in the basins and on the separate sections of the drainage network is characterized by the various transit curves, determined on the basis of flood motion analysis. For the forecasting of the daily, annual and low discharges of water within the periods of ships' trips, there are also used the equations, received by the methods of multitude correlation on the computers. There is given a comparable valuation of the various forecasting methods and the recommendations of their using and exacting is given in the paper. Having a lot of equations the water discharges forecasts are made up on the computers according to the observation data of the water levels at the day of forecast. The expecting water levels are given with the indication of the frequently equal to 10, 25, 50, 75, 90 per cent.

При краткосрочных прогнозах уровней воды для судоходства используют методы, учитывающие распределение водных масс в бассейне и их добегание к замыкающему створу, и более простые способы прогноза по соответственным уровням и сумме расходов верхних створов /1,12/. Первые из этих методов включают определение притока воды в речную сеть по осадкам и по гидрометрическим данным. Расчет трансформации осадков в приток воды в русла и притока в сток у замыкающего створа осуществляется при помощи соответствующих кривых добегания, характеризующих последовательность перемещения воды по склонам бассейна и руслам рек.

Раздельное определение поступления воды на поверхность и в речную сеть частных площадей водосбора и расчет добегания от каждой такой площади до замыкающего створа дает возможность при прогнозе расходов и уровней учитывать неравномерность формирования стоков в бассейне /5, 14, 15/.

На участках рек обычно расходы воды верхних створов с помощью кривых добегания трансформируют до нижнего створа и к ним прибавляют боковой при-

ток. Последний получают в результате трансформации притока, поступившего в речную сеть на участке между верхними и нижними створами /3, 13/.

По известным кривым добегания и факторам определяющим сток устанавливают уравнения для прогноза расходов (уровней) воды с любой постоянной заблаговременностью в пределах времени руслового добегания воды /14, 15/. Получение таких уравнений проиллюстрируем примером.

Пусть в бассейне площадью 5000 км^2 по гидрометрическим данным с помощью уравнения баланса русловых запасов воды вычисляют суточные величины притока воды в речную сеть. Этот же приток рассчитывают по суточным осадкам, поступающим в русла в соответствии с ординатами кривой добегания: 0,40 ; 0,50 ; 0,10. В таком расчете допускается возможность сохранения характеристик фактических потерь на период заблаговременности прогноза. Это допущение в основном оправдывается во время обильных и продолжительных дождей, вызывающих на реке непрерывное прохождение дождевых паводков.

Трансформация поступившего в русла притоки к нижнему створу производится при помощи кривой добегания с ординатами: 0,21; 0,32; 0,26; 0,16;0,05. Зададимся целью получить уравнение для прогноза расходов воды в нижнем створе этого бассейна, например, с заблаговременностью, равной двум суткам. Необходимые расходы Q_{n+2} по притоку воды q рассчитываются по уравнению

$$Q_{n+2}=0{,}21q_{n+2}+0{,}32q_{n+1}+0{,}26q_n+0{,}16q_{n-1}+0{,}05q_{n-2} \qquad /1/$$

где n - дата составления прогноза. Неизвестные значения притока на двое суток вперед q_{n+1} и q_{n+2} вычисляются по осадкам с учетом сохранения фактического коэффициента стока

$$q_{n+1}=58\eta_n(0{,}40h_{n+1}+0{,}50h_n+0{,}10h_{n-1}), \qquad /2/$$

$$q_{n+2}=58\eta_n(0{,}40h_{n+2}+0{,}50h_{n+1}+0{,}10h_n), \qquad /3/$$

где h - суточные осадки, коэффициент перехода от осадков в мм к расходам в м^3/ сек, равный 58, полученный делением площади водосбора данного бассейна в км^2 на 86,4; коэффициент стока на дату прогноза

$$\eta_n=\frac{q_n}{58(0{,}40h_n+0{,}50h_{n-1}+0{,}10h_{n-2})} \qquad /4/$$

Подставляя в уравнение /1/ значения /2/, /3/ и /4/, получим

$$Q_{n-2}=\left(\frac{0{,}08h_{n-2}+0{,}23h_{n-1}+0{,}18h_n+0{,}03h_{n-1}+0{,}26}{0{,}40h_n+0{,}50h_{n-1}+0{,}10h_{n-2}}\right)q_n+0{,}16q_{n-1}+0{,}05q_{n-2} \qquad /5/$$

Таким образом, для прогноза расходов воды в нижнем створе данной реки с заблаговременностью 2 суток надо знать ожидаемые по прогнозу погоды осадки на двое суток вперед и фактические за последние трое суток осадки и приток воды в речную сеть, вычисленный по гидрометрическим данным.

Если имеется методика расчета стока в замыкающем створе, включающая определение притока в русла и расчет его трансформации, то на ее основе можно получить зависимости для прогноза средних и минимальных расходов или уровней воды за периоды рейса судов. Для этого путем скользящего осреднения ординат кривой добегания руслового стока в бассейне по принятому периоду рейса судов определяют осредненные кривые добегания, которые дают возможность по притоку воды в русла рассчитывать непосредственно средние за эти периоды расходы воды /13/.

При прогнозе ожидаемая величина среднего расхода делится на две составляющие, одна из которых рассчитывается по фактическому до момента прогноза притоку воды в речную сеть, а другая по ожидаемому притоку за период заблаговременности. Первая из них в свою очередь определяется запасами воды в речной сети в момент прогноза /13/. Тогда уравнение для предсказания средних расходов $\bar{Q}_{n+T}$ за период рейса судов T принимает вид

$$\bar{Q}_{n+T}=aW_n+\sum_{i=1}^{n+T}q_iR(\tau,T), \qquad /6/$$

где W - запасы воды в речной сети, q - приток в речную сеть, $R(\tau,T)$ - осредненная по периоду кривая добегания руслового стока в бассейне.

Приток q за период T определяют по осадкам или учитывают по тенденции в зависимости от величины его в момент прогноза. При условии слабого изменения притока полученная из уравнения /6/ величина второй составляющей в момент прогноза сохраняется на период заблаговременности. В подобных случаях строят также связь средних расходов непосредственно с русловыми запасами и по средней линии графика дают прогнозы.

Характеристики, входящие в уравнение /6/, используют и для прогноза минимальных уровней воды за периоды рейса судов.

Прогнозы по соответствующим расходам на разветвленной речной сети осуществляются по сумме расходов верхних створов, расположенных на одной изохроне добегания руслового стока. Если в этих створах расходы не измеряются, то их величины получают путем интерполяции расходов в смежных створах /12, 13/. Боковой приток учитывают приближенными способами по факторам его определяющим.

При отсутствии данных о расходах воды приемлемые результаты прогнозов дают сведения о площадях сечений рек. В качестве основного аргумента при прогнозе уровней воды берут сумму площадей сечения рек в верхних створах на соответствующей изохроне. Отсутствующие в некоторых створах данные могут быть получены посредством интерполяции площадей в ближайших створах.

По поперечным профилям русла в ряде створов строят графики связи площадей сечения русла от уровней воды. Для периода межени они имеют вид отрезков прямых. Такой же характер имеют и графики связи ожидаемых уровней воды в нижнем створе от суммы площадей русла в верхних створах. Выражая в этих связях сумму площадей через уровни, получим формулу для прогноза уровней воды в таком виде

$$H_{n+T}=a_1H_{1,n}+a_2H_{2,n}+\dots+a_NH_N+b \qquad /7/$$

где H_{n+1} и $H_1, H_2, \dots, H_N$ - уровни, ожидаемые с заблаговременностью T суток в нижнем створе, и наблюденные в момент прогноза в N верхних створах, a_i и b - постоянные величины, которые определяются на основе указанных зависимостей.

В качестве примера приведем полученную таким образом зависимость для прогноза ежедневных уровней воды р. Оби у г.Каргаска с заблаговременностью 8 суток:

$$H_{1,n+8}=0{,}40H_{2,n}+0{,}59H_{3,n}+0{,}44H_{4,n}+0{,}11H_{5,n}+0{,}54H_{6,n}-106 \qquad /8/$$

Индексами при уровнях воды здесь обозначены створы I - Каргасок, 2 - Колпашево и 3 - Кругликово на р. Оби, 4 - Родионовка и 5 - Максимкин Яр на р. Кети, 6 - Коммунарка на р.Чулыме.

На больших судоходных реках ожидаемые минимальные рейсовые уровни определяются в основном русловыми запасами воды. Связь этих уровней с объемами, вычисленными по морфометрическим данным (площадям сечений русла и длине участков), в конечном итоге представляют уравнением

$$H_{мин,n+T}=\sum_{i=1}^{N}C_iH_i+d \qquad /9/$$

где $H_{мин,n+T}$ - минимальный уровень воды за период рейса судов T, H_i - уровни верхних створов, расположенных в зоне речной сети, с которой русловые объемы проходят через нижний створ примерно за время T; C_i и d - постоянные коэффициенты, вычисленные на основании уравнений графиков соответствующих зависимостей.

Графики связи минимальных рейсовых уровней воды с объемами, рассчитанными по гидрометрическим данным, (расходам и средним скоростям течения воды на участках), бывают обычно криволинейными. На практике пользуются или просто этими графиками, или для нескольких диапазонов уровней получают уравнения /9/.

Для выявления зависимостей /7/ и /9/ широко используют методы множественной линейной регрессии /2, 4, 6, 8, 9, 10, 11/. Постоянные коэффициенты a_i, c_i и b, d в системе линейных уравнений определяются так, чтобы сумма квадратов разностей между левыми и правыми частями эмпирических уравнений была минимальной. Расчеты производят по специальным программам на электронных вычислительных машинах (ЭВМ).

Применение множественной регрессии, как известно, требует соблюдения ряда условий, которым данные наблюдений над расходами и уровнями полностью не удовлетворяют /6, 7, 8/. Несоблюдение предпосылок метода некоторым образом сказывается на увеличении ошибок прогноза по формулам /7/ и /9/ на материалах не вошедших в исходную выборку. В этих формулах могут быть также отрицательные значения коэффициентов a_i, c_i, которые трудно объяснить, исходя из анализа формирования стока в бассейне.

Некоторое улучшение прогнозов достигается при объективном отборе переменных, например, по величине частных коэффициентов корреляции. Находят также применение различные способы разложения переменных по ортогональным функциям /6/. Использование этих данных в качестве переменных дает более устойчивые коэффициенты регрессии и уменьшает ошибки прогноза на независимом ряде наблюдений.

При выявлении зависимостей для прогноза ежедневных /7/ и минимальных /9/ уровней воды верхние посты в количестве от 3 до 7 выбирались в зоне речной сети, с которой вода достигает нижнего створа примерно за время заблаговременности прогноза. Учет уровней замыкающего створа и фактических к моменту прогноза осадков в качестве дополнительных переменных улучшает прогнозы соответственно при малой и большой заблаговременности /4/.

Несколько сот уравнений типа /7/ и /9/ по многим пунктам на десятках судоходных рек СССР были получены на М-20. Проверка многих из них на независимых ряда наблюдений дала вполне удовлетворительные результаты. Там, где уравнения дают систематические ошибки прогноза, широко пользуются различными приемами корректировки. Чаще всего на крупных реках ошибку, полученную в момент прогноза алгебраически суммируют с предсказанной на период заблаговременности величиной уровня воды.

В ряде пунктов, например, на р.Оби для периода спада весеннего половодья связь фактических и предсказанных с постоянной заблаговременностью уровней воды имеет закономерный характер: при высоких уровнях предсказанные величины бывают меньше фактических, а при низких больше. По таким пунктам целесообразно давать прогнозы уровней с учетом фактического расположения точек на графике связи. Применяют и другой метод корректировки. По наблюденным уровням воды находят фактическую заблаговременность, т.е. отрезок времени между датами прогноза и фактического наступления ожидаемого уровня воды. Затем строят график зависимости полученной таким образом заблаговременности от величины предсказанных уровней воды. Вычислив по формуле ожидаемую величину уровня, с последнего графика снимают отрезок времени, через который этот уровень будет в нижнем створе.

Сравнения результатов прогноза ежедневных уровней воды по формуле /7/, в которой коэффициенты получены, в первом случае, на основе учета площадей сечения русла в верхних створах и, во втором случае, при помощи множественной регрессии, показали на независимом ряде примерно одинаковые результаты. Такие же итоги дает сравнение прогнозов минимальных уровней воды по формуле /9/, если коэффициенты в ней определяются по связям с русловыми запасами и при помощи множественной регрессии. Но в ряде случаев несколько меньшие ошибки на независимом ряде дают уравнения полученные на основе учета русловых запасов /4/.

Оперативные прогнозы уровней воды для отдельных речных систем по уравнениям /7/ и /9/ могут со-

ставляются на ЭВМ для многих пунктов.

Например, в бассейне Оби получены уравнения для прогноза ежедневных и минимальных уровней воды по 20 пунктам. В расчетах по этим уравнениям используются данные 40 водомерных постов, включая и те, по которым предсказываются уровни. На каждый пункт в среднем приходится около четырех уравнений. Чтобы ежедневно предсказывать уровни воды по всем пунктам надо использовать примерно 80 уравнений, в каждой из которых от 3 до 7 переменных. Естественно, для составления такого числа прогнозов требуется много времени. Поэтому для прогноза уровней составляют программы и с их помощью на ЭВМ производят необходимые расчеты. По уровням воды в день выпуска прогноза в 40 пунктах на Оби, Иртыше и их притоках определяют на ЭВМ М-20 ожидаемые ежедневные на 6 -16 суток и минимальные за время рейса судов уровни воды по 20 пунктам в вероятностной форме, т.е. дается около 400 значений уровней воды разной обеспеченности.

Анализ ошибок прогноза ежедневных и минимальных уровней воды показывает, что на больших реках, где уровни воды в нижнем створе определяются в основном степенью наполнения русловой сети в момент прогноза, распределение ошибок близко к нормальному. В этом случае выражение прогнозов уровней в вероятностной форме /7/ осуществляется путем прибавления к предсказываемому уровню величины $\pm \Delta H_p = K_p \bar{S}$, где K_p - значение нормированного отклонения, соответствующее обеспеченности 10, 25, 50, 75 и 90 процентов; $\bar{S}$ - средняя квадратичная ошибка прогноза.

Если ошибки прогноза имеют близкое к нормальному распределение и они возрастают с увеличением предсказываемого уровня, то для выражения этих уровней в вероятностной форме используются рекомендации Наставления /7/. Или для двух, трех интервалов уровней определяются значения $\bar{S}$ и по ним, отнесенным к средним в интервале уровням, рассчитываются величины $\pm \Delta H_p$. Затем по графике связи фактических и предсказанных уровней воды проводятся линии равной обеспеченности.

На тех участках рек, где на предсказываемую величину уровня воды большое влияние оказывает боковой приток, распределение ошибок обычно бывает асимметричным /11/. В этом случае по фактическому ряду ошибок строят кривые обеспеченности и с них снимаются значения $\pm \Delta H_p$ для требуемой обеспеченности. Когда ошибки возрастают с ростом уровней, для отдельных интервалов уровней строятся кривые обеспеченности фактических ошибок $\pm \Delta H_p$ и по ним, отнесенным к средним в интервале уровням, проводят линии равных значений ожидаемых уровней с обеспеченностью 10, 25, 50, 75 и 90 процентов.

Литература

1. Аполлов Б.А., Калинин Г.П. и Комаров В.Д.: Гидрологические прогнозы. Гидрометеоиздат, Л., 1960.

2. Бабак И.Ф., Поляковская И.Д. Краткосрочные прогнозы уровней воды на р. Енисее. Труды ГМЦ, вып. 25, 1968.

3. Калинин Г.П., Милюков П.И. Приближенный расчет неустановившегося движения водных масс. Труды ЦИП, вып.66, 1958.

4. Климова В.В. Краткосрочные прогнозы уровней воды р. Печоры в период навигации. Труды ГМЦ, вып.25, 1968.

5. Левин А.Г. Учет неравномерности водоотдачи бассейна с помощью частных кривых добегания. Метеорология и гидрология № 3, 1966.

6. Мухин В.М. Применение эмпирических ортогональных функций к рейсовым прогнозам минимальных уровней воды. Труды ГМЦ, вып.25, 1968.

7. Наставление по службе прогнозов, раздел III, часть I. Гидрометеоиздат, Л., 1962.

8. Нечаева Н.С. Применение статистических методов к прогнозу расходов воды с помощью ЭВМ. Труды ЦИП, вып.141, 1965.

9. Попов Е.Г., Бороиковская А.В. Применение множественной корреляции к прогнозам уровней воды на больших реках. Труды ЦИП, вып.117, 1963.

10. Попов Е.Г., Мухин В.М. Рейсовые прогнозы уровней воды для судоходства. Метеорология и гидрология № 6, 1967.

11. Подвишенская Н.Я. Анализ ошибок прогноза ежедневных уровней при использовании метода множественной корреляции на примере бассейна р. Лены. Труды ГМЦ, вып.33, 1968.

12. Руководство по гидрологическим прогнозам. Вып. I. Краткосрочные прогнозы расходов и уровней воды на реках. Гидрометеоиздат, Л., 1964.

13. Сапожников В.И. Прогнозы стока рек в бассейне Волги по русловым запасам воды и притоку в речную сеть. Гидрометеоиздат, 1960.

14. Сапожников В.И. Приближенный способ учета неравномерности поступления воды в речную сеть при прогнозе стока. Метеорология и гидрология № 9, 1964.

15. Сапожников В.И., Мельникова З.Д. К прогнозу дождевых паводков на основе учета неравномерности осадков и стока в бассейне. Труды ГМЦ, вып. 25, 1968.

STREAMFLOW ANALYSIS AND INFORMATION THEORY

K.DODY, Dipl.Met.- G.ERDÖS, Dipl.Mat.
- K.SZESZTAY Dr.Eng.
Research Institute for Water Resources Development Budapest, Hungary

Резюме

Рассматривается информационное количество и его вычисление - представление и определение энтропии в случае больших целостностей, как и другие методы определения информационных количеств.

Канализирование течения и информационная теория пользуются в студиях стимулса - ответов путем корреляционного анализа данных о течении. Анализируется определение времени расхода на основании информационных количеств и принимаются некоторые результаты.

Summary

The information-quantity and the computation thereof- Interpretation and determination of the entropy in case of large ensembles, as well as other methods of determinating information quantities are discussed.

Streamflow routing and information theory are used in impulse -response studies by correlation analysis of streamflow data. - Determination of the travel time on the basis of information quantities is analysed and some results are presented.

/A/ The amount of information received by a forecasting method should be higher than that of gained on a purely statistical basis. The efficiency of a forecasting (calculation) method can be measured by the additional amount of information furnished.

/B/ Changes in information quantity can often be parallelled to changes in the influencing factors. The analysis of information functions (particularly finding of their maxima) can be helpful in the interpretation of physical meaning of mathematical models and even it may serve as a basis for the determination of physical values.

/A/ The information quantity and its indices

The mathematical interpretation of the concept of information and its quantitive measurement were founded by the works of Shannon and Khintchin some 20 years ago, finding in the meantime a wide acceptance and widespread application -especially in the field of telecommunication. The basis of their theory is the introduction and mathematical formulation of the entropy that characterizes the degree of indetermination of systems of events.

In hydrological applications, systems of events and value changes of their entropy has to be interpreted and calculated mostly upon the basis of a large mass of data.

/1/ The entropy of system of events

The system of events is a set of the events "A_i" being interconnected and forming a closed logical unit. If $P/A_i/$ is the probability of occurence of the single elements, then the degree of indetermination of a system of events consisting of "n" elements can be characterized in accordance with Shannon and Khintchin, as the entropy:

$$E = -\sum_{1}^{n} P/A_i/ . \log P/A_i/ \qquad /1/$$

The set of values of entropy elements $P/A_i/\log P/A_i/$ partaining to single events or to the probabilities $P/A_i/$ are shown in Fig.1a.

If the occurence probability of a certain event is 1,0 then it is necessarily zero for all the other events belonging to the system, hence the degree of indetermination of the system is $E = 0$.

The entropy of systems consisting of events likely occur with the same probability, is monotonously increasing with the number of elements (Fig.1.b)

The entropy of systems having two elements attains its maximum in the case when $P/A_1/ = P/A_2/ = 0,5$ and with $P/A_1/$ decreasing, also E decreases in agreement with Fig.1.c.

In case of a large set of events it is expedient to determine the occurence probability and the value of entropy for groups events (i.e. for division intervals of the range of values (Fig.2).

/2/ The change in entropy as an information quantity

The entropy characterizes the momentary state of a system of events (or of a value distribution to be expected). if an external event (the performance of experiments, elaboration of a mathematical model, change of boundary conditions) is modifying the probabilities $P/A_i/$ characteriting the individual elements of a system of events, the entropy of the system will change too.

An external event is yielding information concerning the system of events in question if it modifies the entropy of the system. The amount of information thus received is measured by means of the change of entropy as suggested by Shannon and Khintchin.

Let this be illustrated by an example taken from hydrology:

(a) According to the statistical distribution of Fig.2., an entropy value of 0,40 corresponds to discharge changes to occur in two days during the descending period of low water in the Drencova section of the Danube. If one is expected to express opinion upon 2-day changes in the above mentioned state of river regime and has nothing to rely upon but statistical data frmm the past, then the forecast will be identical with the most frequent (most probable) value whose reliability is characterized by the degree of indetermination of the system of events (E = 0,40).

(b) Let it now be supposed that by examining the possibilities of forecasting, as one of the feasible solutions, a correlation is established between discharge changes having occured two days earlier 120 km upstream at Smederevo and discharge changes occuring two days later at Drencova. This correlation (as an "external event") modifies the knowledge of discharge changes to be expected: it produces a new system of events. In the course of forecasting, the "statistically most probable" value will be replaced by the function value corresponding to the actual preceding upstream change. The reliability of a forecast to be issued thus, will be determined by the degree of indetermination of the new system of events, equalling to 0,32 according to the distribution of forecasting errors calculated for all dates involved in the elaboration of Fig.2.

(c) The correlation between discharge changes in Smederevo and Drencova represents on information from the viewpoint of forecasting only if it reduces the entropy of the system. In the given example this amounts to 0.40 - 0,32.= 0.08.

When developing a method of forecasting, it should be endeavoured to find correlations or combinations of correlations resulting in the maximum decrease of entropy (maximum amount of information.

/3/ The problem of interval-units

Shannon and Khintchin elaborated their infrmatinn theory for qualitatively distinguished, discrete events (such as boxes or system of boxes containing ball of varying number and colour, signal system based upon the probability of repetitions in texts, etc).

However, in hydrology (and in some other scientific or technical applications), quantitively graded event systems are more frequent: various values of river stages, rainfalls, snow depths, evaporation losses, etc.

In case of quantitively graded systems of events, individual events are separated from each other through arbitrarily chosen limits/interval-units/. It is obvious that for a given set of events the numerical value of entropy will depend upon the number of intervals.

Fig.3. shows upon base of results obtained from evaluations similar to those in Fig. 2. the change in the value of entropy, if the evaluation is performed by using various interval- units, (renging from 10 m^3/sec to 200 m^3/sec/. It can be seen that the value of the degree of indetermination of the system grows first slowly, later on more and more rapidly with decreasing interval-units. In case of a division interval correspond-ing to 10 m^3/sec, the number of intervals referring to discharge changes during 1, 2, 4,6 and 8 days has been in the same sequence 18, 24, 35, 51 and 62.

By varying the width of interval-units, not only entropy is changing but also information values to be received through various ways. This is illustrated in Fig. 4, where on example worked out for discharge change correlations of the Danube reach from Bogoevo to Drencova shows the change in information quantities in function of interval-units.

It can be seen on the figure that by using interval-units of 10 and 20 m^3/sec, results obtained are in good agreement among themselves and with the time of about 3 days, whereas the application of a division interval-unit of 200 m^3/sec may lead to fully erroneous conclusions.

For the time being, there is no knowledge or experience offering a general solution of how to choose division intervals in any particular case. The results of investigations carried out so far with data of the Danube river seem to point towards the rule that if in a series of investigations serving the same purpose, the number of division intervals is not less than 15, the values of entropy and information give an adequate answer to the questions.

/4/ Other indices of the information quantity

In the case of quantitively graded sets of events, the entropy according to Shannon and Khintchin is a measure of data distribution while the amount of information is a measure of changes occurred in the distribution. But naturally it is possible to chose other measures to characterize distributions and their changes.

In evaluations prepared in 1955-58 to the purpose of forecasting Danube and Tisza river regimes, the indications for involving new variables and results (additional information) to be expected have been assessed by a graphical comparison of error distribution curves (Fig.5.a). If decisions required a numerical evaluatinn, the values of main characteristics of the distribution (mean, upper and lower quartile) would usually consider together (Fig.5.b).

A solution lying not far from information-theory considerations of Shannon and Khintchin can be the graphical comparison to be made between the distribution of the correlation errors, by comparing the differences between two selected pairs of ordinates (e.g. values exceeded in 90 and 10 % of all cases) /Fig.6). This solution was applied in the years 1966-67 as the mechanical processing of several hundreds of comparisons made between discharge-change correlations and the choice of the combination of correlations offering the most favourable results in forecasting low waters of the Danube along the Iron Gate reach, 5 and 10 days ahead.

Information obtained from correlations or test models can be evaluated also by means of compound indices. In their watershed model presented before the recent Tucson Symposium of the International Association of Scientific Hydrology, D.R. Dawdy, R.W. Lichty and I.M. Bergmann have chosen the index.

$$U_3 = U_1 + 0.5\, U_2 \qquad /2/$$

to make an estimate of parameters, where U_1 is the sum of squares of differences of the logarithms of calculated and observed peak discharges, whereas U_2 is the sum of squares of differences of the logarithms of calculated and observed total flood runoff. The estimation of parameters has been carried out by applying the optimum-finding method of Rosenbrock, the essence of which is the rapid finding of peaks (maxima of information) appearing on the topographical representation of multidimensional vector fields.

/5/ Conclusions

The objective evaluation of the efficiency of hydrological calculations calls for fundations drawn from the information theory. Investigations concerned with the entropy of systems of events offer precise mathematical concepts and tools for this purpose.

In the case of quantitively-graded systems of events, it is expedient to extend general principles of the information theory beyond entropy - also to other characteristics of the distributions, the indices of which should be chosen in each particular case, in agreement with the nature of the problem to be investigated and with the data available.

/B/ Reponse tests based upon correlation analysis

One of the basic problems in river forecasting is to determine the extent, duration and time distribution of effects appearing downstream as a result of changes (impulses) occuring upstream. Some investigations, still in the early stage of research and being discussed below are approaching to this problem the analysis of data of river gauge stations, from the side of information theory.

/1/ Aims

It would be easy to analyse the laws of streamflow regime, if impulses (changes in discharge) upsetting the steady state of flow were appearing in a distinctly isolated way. However, in natural watercourses, impulses of various magnitude and sign are continuously and masswise superimposed on each other and thus it is impossible to trace the effects of each individual impulse. One can try, however, to trace the effect or a group of effects pertaining to groups of impulses consisting of a sufficiently great number of elements. Through the simultaneous investigation of a sufficient number of elements namely, it becomes possible to state by aid of the correlation analysis whether there is a correlation at all between upstream changes and simultaneous or delayed changes downstream. Based upon the closeness of the correlation and departing from the constants of the correlation one can endeavur to reconstruct the laws of streamflow regime.

If impulse groups are formed in a time sequence, one can obtain information upon the average conditions prevailing in each calendar month, and again if the groups of data are compiled the basis of hydraulic criteria, information concerning the changes in streamflow conditions can be identified.

/2/ The project and first results of the Danube investigation

As a first experiment one intended to carry out of the investigations mentioned above on a watercourse without tributaries of importance, and already studied from the point of streamflow. Thus the coice fell on the Hungarian reach of the Danube (from Bratislava to Mohács).

In the followings, two details will be presented frmm the results of a computer program recently completed.

Fig.7. shows for some stations the variation of the correlation factor "R" as a function of time lag. The value of "R" refers to the correlation between changes in river stages occuring in Bratislava on the data "t" and those of occuring at the denoted downstream stations. (Dunaremete, Nagybajcs, Komárom, Esztergom, Budapest, Dunaföldvár, Mohács) on the date "t + ".

The curve referring to Bratislava calls the attention to the fact that subsequent impulses are not independent. Correlation factors to be read at the zero abscissa refer to simultaneous changes in river stages.

The curves of stations lying downstream, departing from the value of "R" pertaining to simultaneous changes, increase gradually and attain their maxima in their downstream sequence. In case of the stations being near to Bratislava (Dunaremete, Nagybajos, Komárom) the peak of the curve "R" is well marked and coincides with average travel time. More downstream, the curves are flattening out and it becomes uncertain to find their maxima.

Fig.8. reviews the change of correlation factors along the river. The shape of these curves draws the attention to the following points:

(a) The lowermost limb of the curve of simultaneous changes reaches far beyond the reach where travel time can have any importance. Its reason lies probably with the rather close correlation between subsequent impulses.

(b) With increasing time lag (about beyond six days) the value of the correlation factor be-

comes nearly constant over a very long river reach; this stabilised value being surprisingly high and decreasing very slowly with time.

According to the evaluation of the first results, this method seems to be suited for the investigation of several features of streamflow regime, not to be or not as rapidly to be achieved by other means. But in order to arrive to an exact physical interpretation of the results, a number of methodological and computational problems still have to be cleared.

References

Anderson, D.V. 1966 - Review of basic statistical concepts in hydrology. Proceedings of Hydrology Symposium No.5 of the National Research Council of Canada, pp.3-37.

Bogárdi, J. 1952 - Correlational calculus and its applications in hydrology. Academy Publishing Co., Budapest. (In Hungarian).

Yaglom A., Yaglom I., Khintchin A. 1959 - Mathematical foundations of information theory. Technical Publishing Co.,Budapest, (In Hungarian).

Lichty, R.W., Dawdy, D.R., Bergmann, J.M., 1968 - Rainfall-runoff model for small basin flood hydrograph simulation, IASH Publications, No.81, Tucson, pp. 356-386.

Szesztay, K. 1959 -River forecasting on the Danube VITUKI Studies and Research Reports No. 6, Budapest.(In Hungarian with detailed English summary).

Figures

Fig. 1 Data to interprete and calculate the entropy of systems of events.

Fig. 2 An example for the interpretation and calculation of entropy in the case of a large amount of data.

Fig. 3 The change of the value of entropy in function of interval-units.

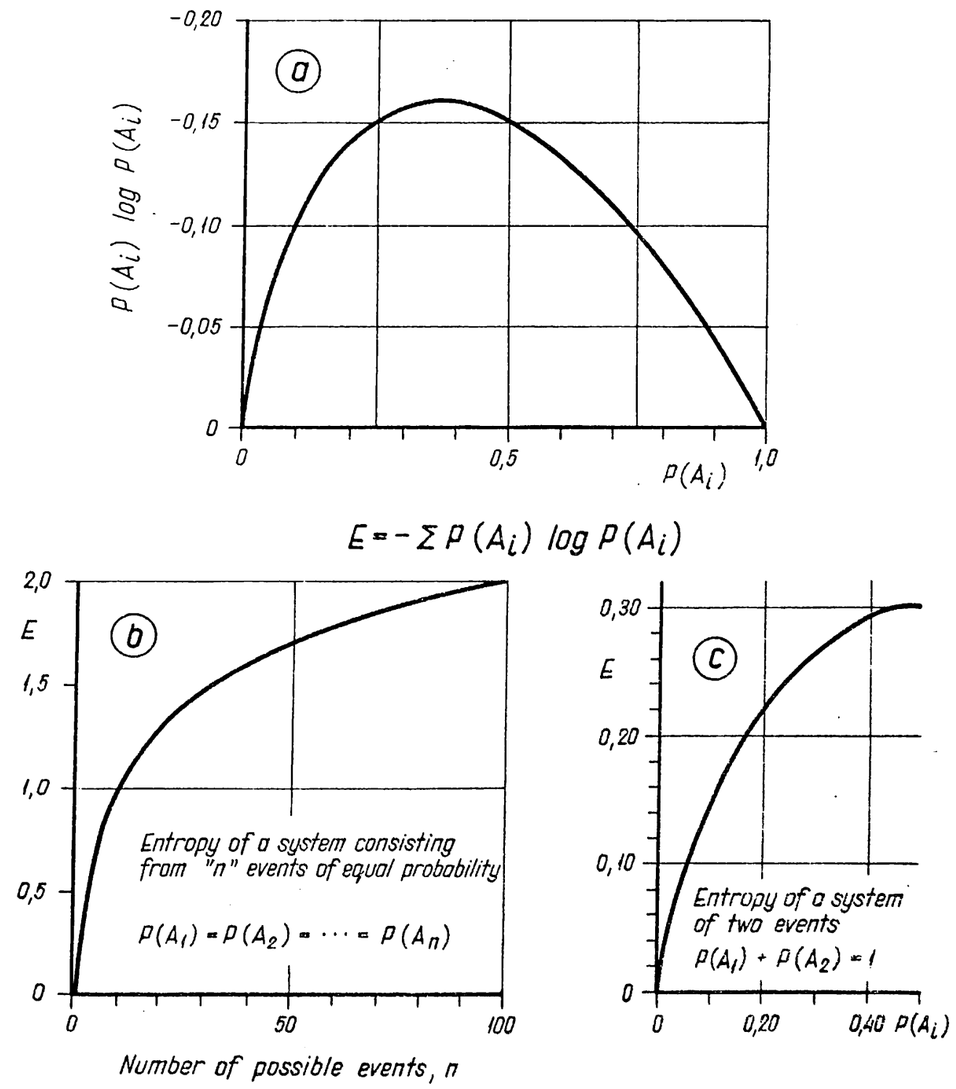
Fig. 4 The change of information values in function of interval-units.

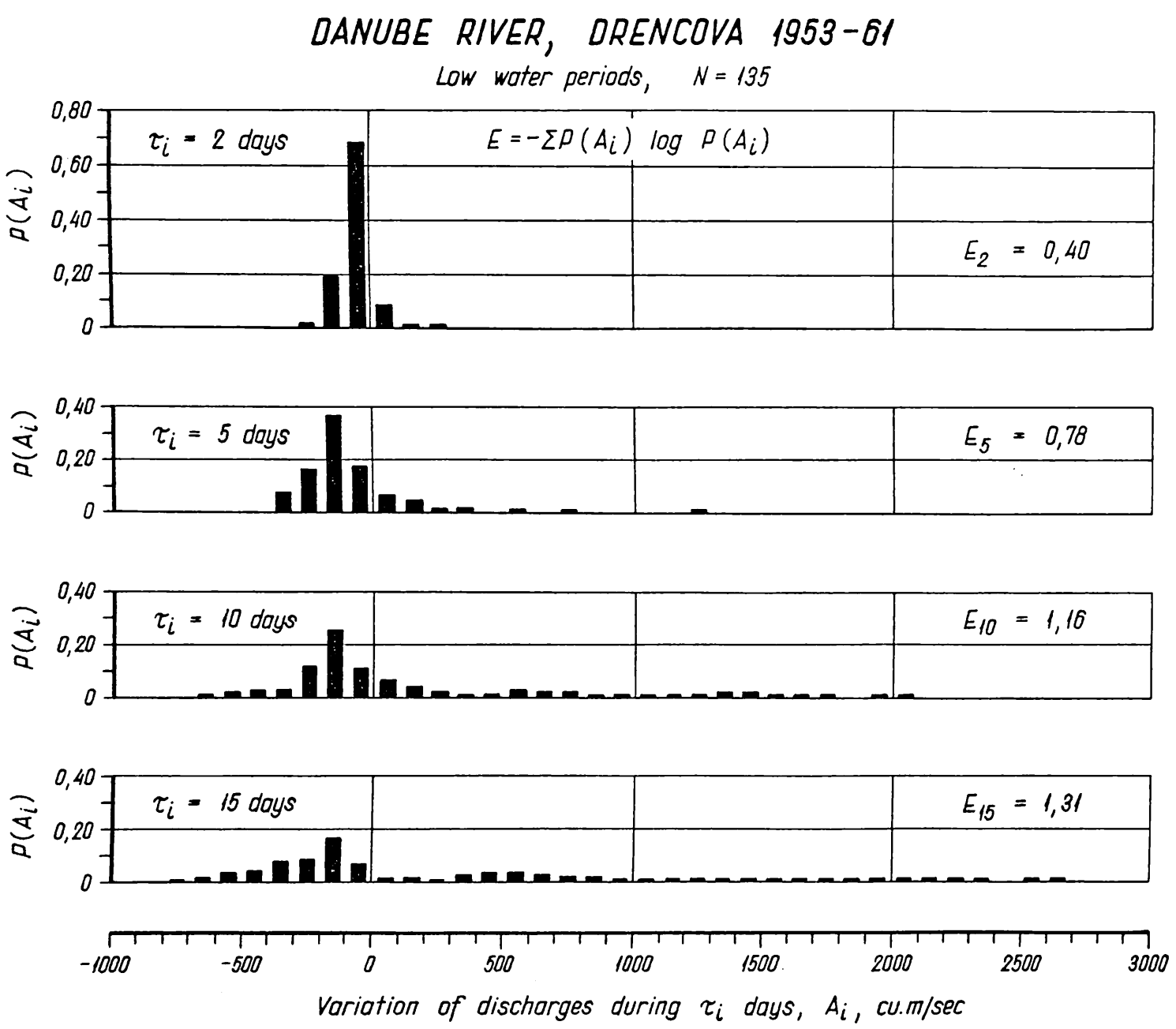
Fig. 5 Examples for the graphical comparison of information yielded by forecasting relations (1955-58).

Fig. 6 Evaluation of information yielded by forecasting relations based upon ordinate differences of distribution curves (1966-67).

Fig. 7 The change of correlation factors of river stage changes as a function of time lag.

Fig. 8 The change of correlation factors of river stage changes along the river.

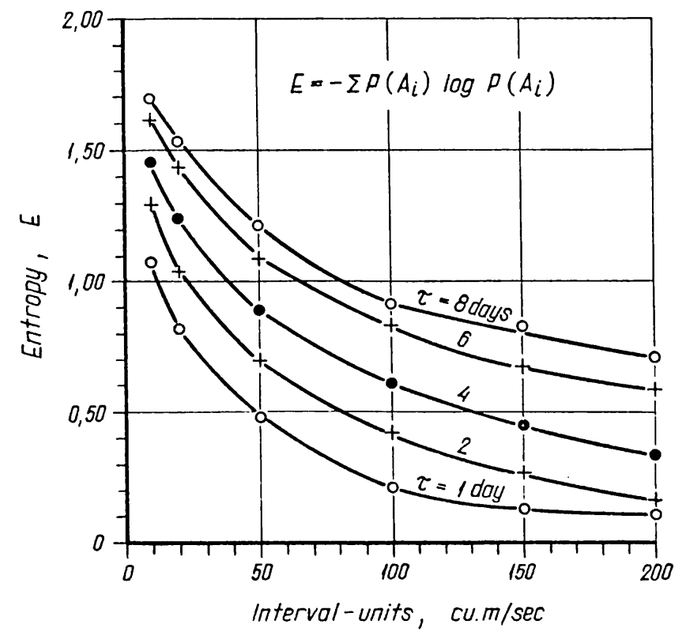




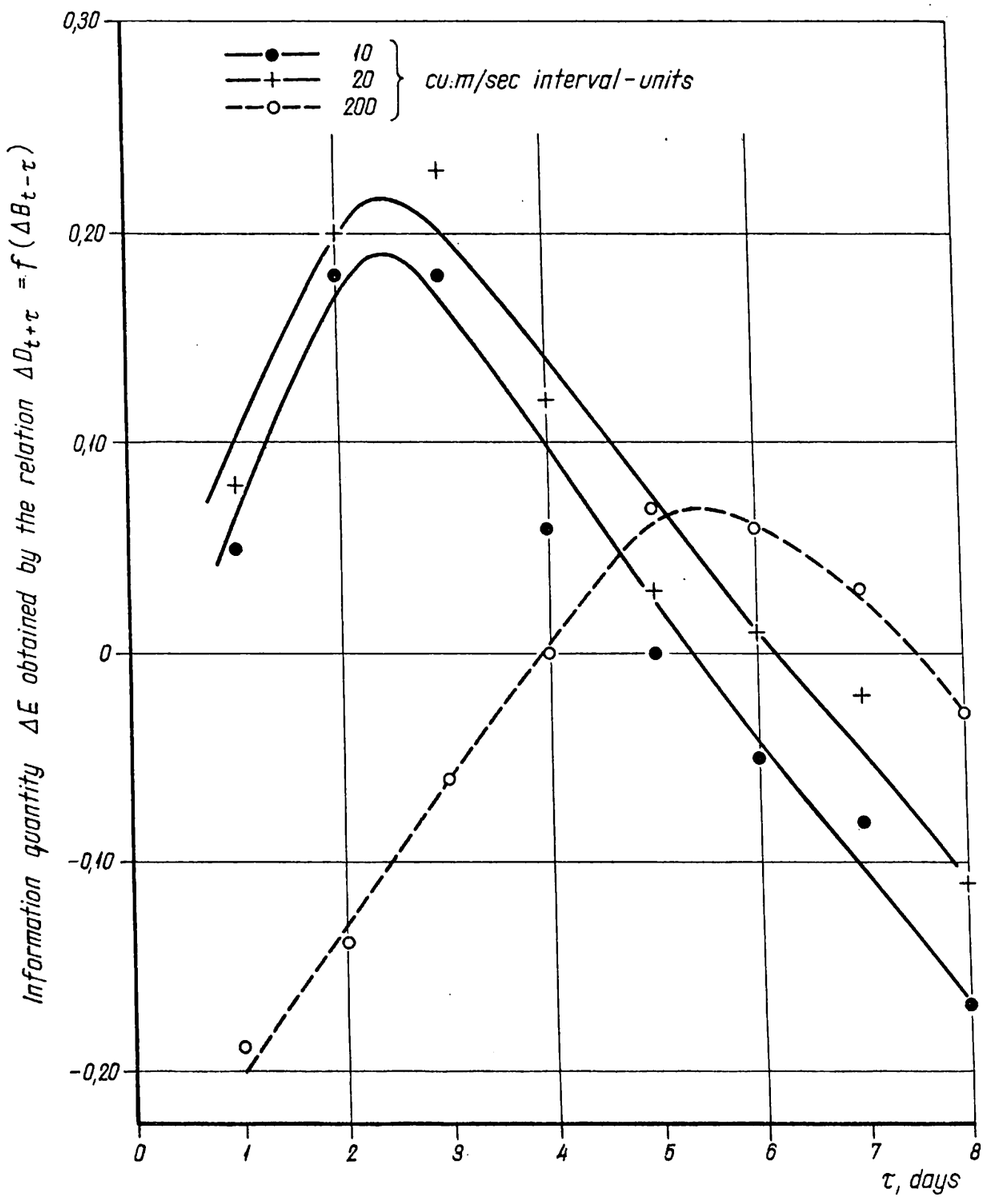
Belgrade, 1969
Body - Erdös - Szesztay

Fig. 2

DANUBE RIVER, DRENCOVA 1953-61

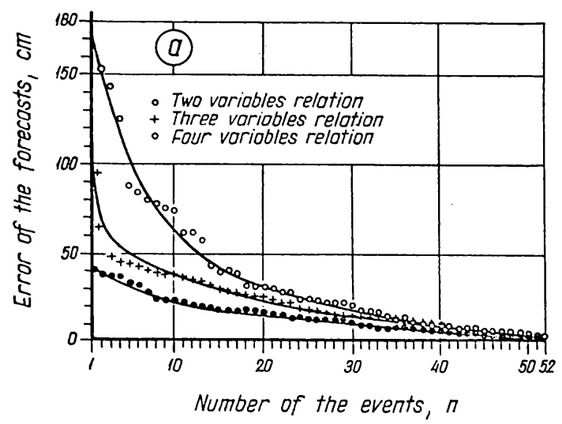


DANUBE RIVER, BOGOEVO - DRENCOVA 1953-61



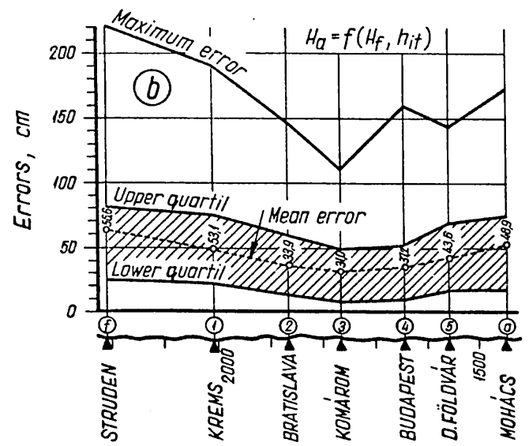
DANUBE RIVER, BRATISLAVA – BUDAPEST, 1893 – 1954

Distribution of gauge relation errors



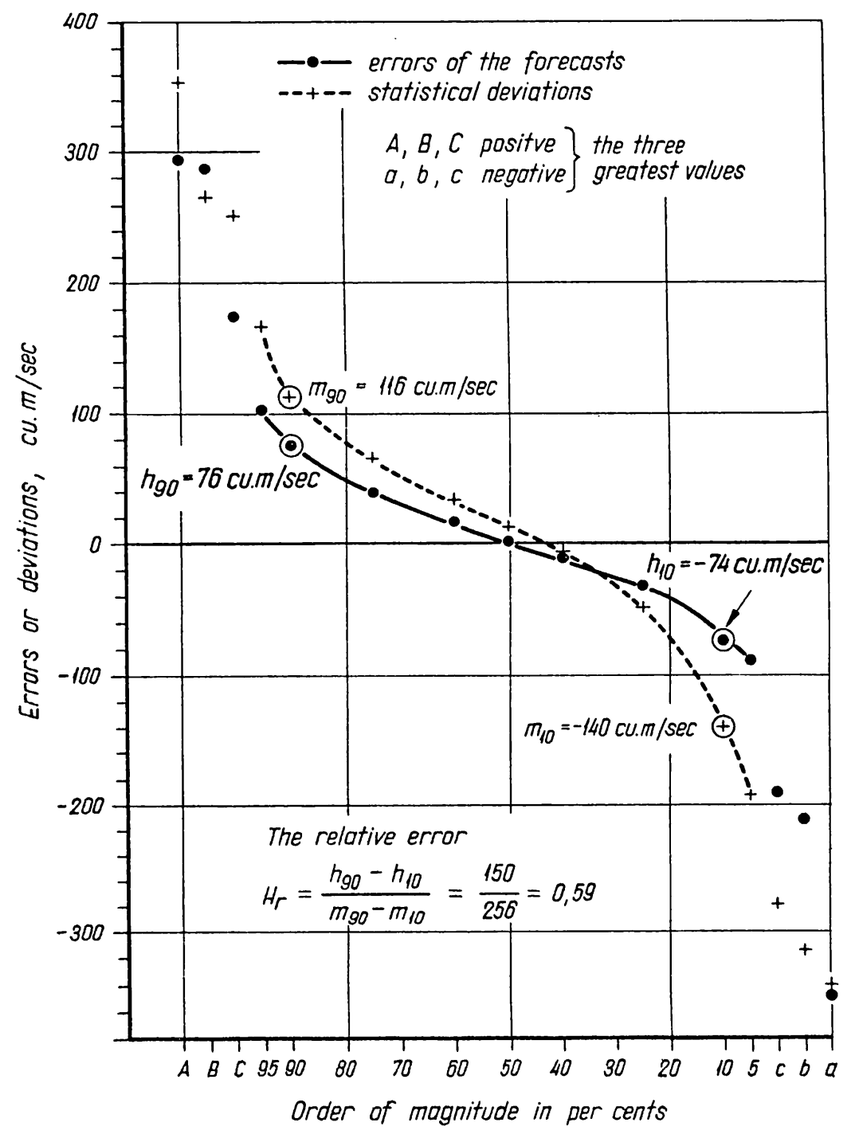
DANUBE RIVER, STRUDEN – MOHÁCS

Comparision of the three variables gauge relations



Cross section indicating chanel storage, h_{it}

DANUBE RIVER, SMEDEREVO-DRENCOVA

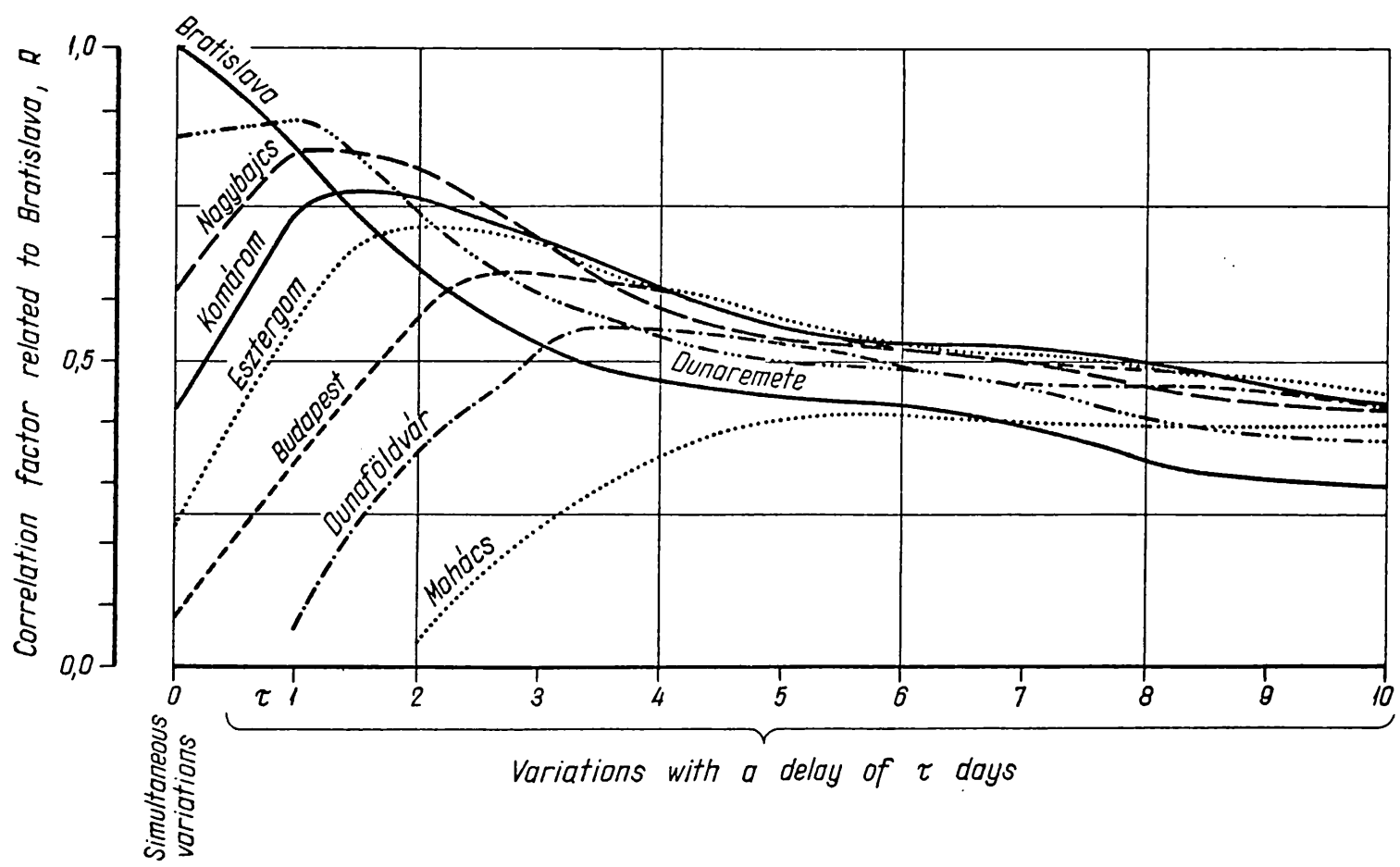


Belgrade, 1969
Body - Erdös - Szesztay

Fig. 7

DANUBE RIVER, BRATISLAVA – MOHÁCS ; CORRELATION OF DAILY DISCHARGE-VARIATIONS

Averages of the period April 1 to Nov. 30, 1954



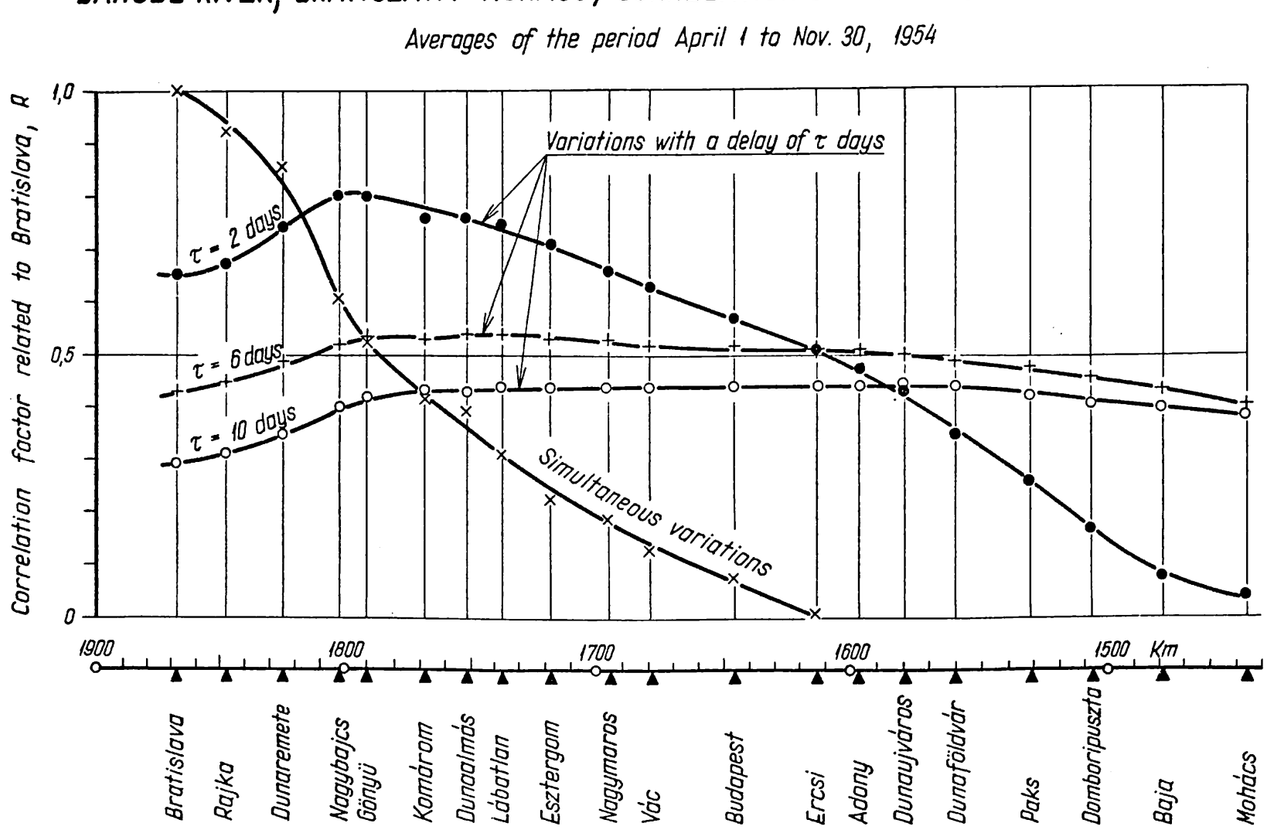

DANUBE RIVER, BRATISLAVA–MOHÁCS; CORRELATION OF DAILY DISCHARGE-VARIATIONS
Averages of the period April 1 to Nov. 30, 1954
Correlation factor related to Bratislava, R
1,0
0,5
0
Variations with a delay of τ days
τ = 2 days
τ = 6 days
τ = 10 days
Simultaneous variations
1900
1800
1700
1600
1500
Km
Bratislava
Rajka
Dunaremete
Nagybajcs
Gönyü
Komárom
Dunaalmás
Lábatlan
Esztergom
Nagymaros
Vác
Budapest
Ercsi
Adony
Dunaujváros
Dunaföldvár
Paks
Dombóripuszta
Baja
Mohács

Fig. 8

Fig. 9
Gold
Copper
Lead
Zinc
Iron
Nickel
Cobalt
Manganese
Chromium
Vanadium
Titanium
Aluminum
Calcium
Magnesium
Potassium
Sodium
Silicon
Phosphorus
Sulfur
Carbon
Hydrogen
Oxygen
Nitrogen
Helium
Argon
Neon
Fluorine
Chlorine
Bromine
Iodine
Xenon
Radon
Francium
Radium
Actinium
Thorium
Protactinium
Uranium
Neptunium
Plutonium
Americium
Curium
Berkelium
Californium
Einsteinium
Fermium
Mendelevium
Nobelium
Lawrencium
Rutherfordium
Dubnium
Seaborgium
Bohrium
Hassium
Meitnerium
Darmstadtium
Roentgenium
Copernicium
Nihonium
Flerovium
Moscovium
Livermore
Tennessee
Oganesson

СВЯЗЬ ГОДОВОГО СТОКА РЕК СССР С АТМОСФЕРНОЙ ЦИРКУЛЯЦИЕЙ

Н.А. АНИСКИНА
Государственный гидрологический институт,
Ленинград, СССР

Р е з ю м е

В настоящем докладе делается попытка установления причин наличия в многолетнем ходе водности, синхронности и ассинхронности этих фаз в различных географических районах, характера изменений их во времени, различной продолжительности фаз, на основе установления связи с типами атмосферной циркуляции (W C, E по Г.Я.Вангенгейму).

Рассмотренная связь водности рек СССР с указанными типами атмосферной циркуляции может служить основой для фонового долгосрочного и сверх - долгосрочного прогноза водности рек при установлении возможности предсказания наступления периодов с аномальным развитием процессов указанных типов.

S u m m a r y

In this paper an attempt has been made to establish in the perennial course of water movement the causes of synchronization and asynchronization existence of these phases in different geographical regions, the character of their changes in the course of time, different prolonged phases on the basis of established connec - tion with the types of atmospheric circulation (W, C, E, towards G. J. Vangenhelm).

The considered connection of water in the USSR rivers with forementioned types of atmospheric circulation may be used as a basis for elementary long-term and super long-term forecasts of river water if the probable forecast of coming of the period with anomalous development of forementioned types is established.

Изучение многолетних колебаний стока рек СССР является одной из важнейших проблем гидрологии в условиях современного интенсивного развития народного хозяйства.

Однако в настоящее время эта проблема остается еще не решенной: не вскрыты причины формирования периодов с различной водностью, и, вследствие этого, не установлены принципиальные особенности формирования различных соотношений водности в различных географических районах с течением времени.

Объясняется это, с одной стороны, тем,что исследования колебаний стока имели, главным образом, региональный характер, а с другой - в них был очень невелик удельный вес изучения физических причин многолетних колебаний водности и их связи с колебаниями климатических факторов. Основное внимание уделялось: исследованию вероятных величин колебаний стока, выявлению циклов, их повторяемости и продолжительности, выявлению районов синхронных и асинхронных колебаний. При этом, как правило, использовались статистические способы исследования.

Для решения проблемы более перспективным представляется использование связи стока с другими геофизическими факторами, в частности с теми, под действием которых он формируется и для которых известны закономерности распределения по территории и во времени. Очевидно, что к таким факторам прежде всего нужно отнести атмосферную циркуляцию, с которой связаны соответствующие распределения метеорологических элементов.

Попытки установления связи водности рек с атмосферной циркуляцией делались рядом авторов.Однако их исследования имели, в основном, региональный характер, к тому же физическая основа связи стока с циркуляцией в них почти не рассматривалась.Кроме того некоторые авторы при анализе материала пользовались методом скользящего осреднения по десятилетиям, что приводило нередко к неверному представлению об истинном характере циркуляции в тот или иной отрезок времени. Естественно, что при таком

подходе трудно было установить общие закономерности распределения по территории СССР связи стока с атмосферной циркуляцией и объяснить особенности многолетних колебаний стока - синхронность и асинхронность. Лишь в работе Г.П.Калинина (1967 г.) дается некоторое обобщение связи стока с циркуляцией атмосферы на больших территориях и делается попытка объяснения причины синхронных и асинхронных колебаний стока на основе учета повторяемости зональной (западной) составляющей атмосферной циркуляции (тип W по Г.Я. Вангенгейму).

Учитывая важность этого результата, вместе с тем необходимо иметь в виду, что зональная составляющая циркуляция в период 1891 - 1962 гг. охватывала лишь 37 процентов времени. Остальное время приходилось на меридиональную составляющую циркуляцию (типы процессов С и Е), которая тоже формировала сток. Очевидно, что при объяснении причин синхронности и асинхронности многолетних колебаний стока нельзя не учитывать колебания повторяемости процессов меридиональных слагающих циркуляции.

В настоящем исследовании делается попытка установления причин наличия в многолетнем ходе водности ее различных фаз, синхронности и асинхронности этих фаз в различных географических районах, характера изменений их во времени, различной продолжительности фаз на основе установления связи годового стока рек с тремя типами (формами) атмосферной циркуляции W , С, Е (принципиально отличающимися друг от друга), чередование которых обусловливает непрерывное развитие атмосферной циркуляции во времени.

Использование для указанной цели классификации синоптических процессов Г.Я. Вангенгейма связано с тем, что она дает возможность видеть главные черты циркуляции и погоды одновременно на больших территориях, ибо для типов W , С, Е получены карты типового распределения аномалий давления и температуры воздуха на северном полушарии (Г.Я.Вангенгеймом) и атмосферных осадков на территории СССР (Е.В. Воробьевой).

Как уже отмечалось, тип W характеризует зональное состояние атмосферы, типы С и Е - ее меридиональное состояние. Распределение давления, температуры воздуха и осадков при каждом типе характеризуется своими особенностями. При смене одного типа другим происходит перестройка термобарических полей, причем в одних крупных районах происходит смена знака полей, в других - сохранение. Для типа W у поверхности земли характерно быстрое смещение с запада на восток фронтальных систем и барических образований: циклонов - в северных, антициклонов - в южных широтах умеренного пояса атлантико-евразийской части северного полушария. С этим связано формирования отрицательной аномалии давления воздуха над большей частью ЕТС и северными районами Сибири при устойчивом сохранении процессов этого типа. В связи с выносом на континент влажных атлантических масс воздуха отмечается расположение очага повышенного по сравнению с нормой количества атмосферных осадков над северными и центральными районами ЕТС. В южных районах ЕТС количество осадков ниже нормы, особенно на территории Прикаспийской низменности. Второй очаг избытка осадков, наиболее хорошо выраженный в летнее время, отмечается в центральных районах Сибири (бассейны рек Подкаменная и Нижняя Тунгуски, Вилюй). Это связано с поступлением сюда хорошо увлажненных масс воздуха в циклонах, перемещающихся из районов Баренцева и Карского морей по периферии антициклонов, которые развиваются над южными районами Западной Сибири и Казахстана; в этих последних районах, в связи с преобладанием антициклогенеза, имеет место дефицит осадков. В юго-восточных районах СССР (бассейн р.Амур и к северу от него) отмечается пониженное количество осадков , особенно летом и осенью, что объясняется ослаблением муссонной циркуляции под влиянием антициклогенеза при данном типе.

При типах С и Е в толще тропосферы наблюдается развитие стационарных волн большой амплитуды, в системе которых осуществляется меридиональный обмен воздушных масс. Однако эти типы принципиально различны между собой. Различие заключается в противоположной локализации гребней и ложбин тропосферных волн, с чем связано различие локализации зон цикло- и антициклонической деятельности и зон избытка и дефицита осадков у поверхности земли. Так, при типе С циклоническая деятельность имеет место над восточной частью ЕТС и Западной Сибирью, причем циклоны перемещаются с юго - запада (из районов Черного и Средиземного морей) на северо-восток. Антициклоническая деятельность характерна для Европы, включая западные и северо-западные районы ЕТС. С отмеченным связано формирование отрицательной аномалии давления воздуха над большей частью ЕТС и Западной Сибирью и избыток осадков в восточных районах ЕТС и северной половине Западной Сибири. На северо-западе ЕТС, а также на юго-востоке СССР во все сезоны года имеет место дефицит осадков.

Для типа Е характерно развитие антициклонической деятельности над ЕТС и южной половиной Западной Сибири. Это обусловливает дефицит осадков на обширной области, охватывающей всю ЕТС (за исключением крайнего северо-запада весной, юго- запада - осенью) и большую часть Западной Сибири. Кроме того, очаг отрицательной аномалии осадков во все сезоны года имеет место в районе рек Подкаменная и Нижняя Тунгуски, Вилюй.

На основе распределения цикло- и антициклонической деятельности и атмосферных осадков на территории СССР при типах W , С, Е можно составить представление о водности рек СССР при этих типах, считая, что генетическая зависимость стока рек от атмосферных осадков проявляется и при годичном осреднении данных.

Фактическое распределение водности рек при аномальном развитии типов W, C, E близко к предполагаемому. Для его установления из ряда лет 1921-960 были выбраны годы (с ноября предшествующего по октябрь текущего) с повышенной повторяемостью процессов соответственно типов W C, E и по отобранным группам лет (в каждой около 10 лет) получены типовые характеристики водности рек. Значения стока по группам характеризуются значительной однородностью. Однако на общем фоне повышенного или пониженного стока, характерного для каждой группы лет в том или ином районе, встречаются резко отличающиеся значения с противоположным знаком аномалии. Эти значения имеют место, как правило, в разные годы на разных реках одного и того же района, что связано, по-видимому, с локальными особенностями синоптических процессов и погоды.

Вследствие наличия резко отличающихся значений стока средние групповые его величины оказывались не всегда показательными для характеристики водности при соответствующей аномалии циркуляции. Поэтому для характеристики водности по отобранным группам лет были построены карты повторяемости повышенного ($K > 1$) и пониженного ($K < 1$) стока. Анализ их прежде всего показывает соответствие фактического распределения водности с предполагаемым, которое можно представить себе на основе рассмотренного выше распределения цикло- и антициклонической деятельности и аномалий осадков при типах W, C, E. Так, при аномальном развитии типа W имеет место повышенная водность рек большей части ЕТС, преимущественно ее северных и западных районов (Прибалтика, Белоруссия). Вероятность такого характера водности здесь превышает 90 процентов. К югу и востоку от указанной территории вероятность повышенной водности уменьшается. Повышенная водность характерна также для северных (рр. Норильская, Оленек) и центральных (рр. Вилюй, Киренга, Витим, Шилка, Лена) районов Сибири.

На большей части южной Сибири, а также на крайнем юго-востоке СССР отмечается пониженная водность.

При повышенной повторяемости типа E реки всей ЕТС и примыкающих районов Западной Сибири характеризуются пониженной водностью. Вероятность этого в районе Урала и прилегающих бассейнов достигает 100 процентов. Формирование пониженной водности характерно также для рек бассейна среднего течения Лены (P = 70-80 процентов). Повышенная водность при этом типе имеет место на реках северных районов Западной Сибири, в верховьях Лены, Киренги, а также на реках бассейна нижнего течения р. Амур.

При типе C в северных и западных районах ЕТС имеет место формирование пониженной водности (вероятность более 80 процентов), а в юго-восточной части ЕТС и в Западной Сибири - в районе интенсивной циклонической деятельности и избытка атмосферных осадков - с вероятностью более 90 процентов отмечается повышенная водность. Пониженная водность отмечается в районе крайнего юго-востока СССР.

Из рассмотренного следует, что каждый тип атмосферной циркуляции, в соответствии с его динамическими и погодными условиями, характеризуется свойственным только ему распределением водности рек на территории СССР. При этом, поскольку типов циркуляции три, а не два, то наблюдаются различные сочетания водности в различных географических районах. Так, низкая водность рек западной половины территории Западной Сибири формируется при аномальном развитии типов W и E, а высокая водность - при аномальном развитии типа C. Реки восточной половины Западной Сибири характеризуются пониженной водностью только при типе W, а при типе E, как и при типе C, для них характерна повышенная водность. Соответствующие сочетания водности имеют место и в других районах СССР.

На основе рассмотренного можно подойти к установлению причин выявления на территории СССР зон с синхронными и асинхронными колебаниями водности и объяснению ряда других особенностей многолетних колебаний годового стока рек. Причиной выявления на территории СССР зон с синхронными колебаниями водности внутри каждой из них и с асинхронными колебаниями в одной зоне по сравнению с другой является наличие в многолетнем ходе атмосферной циркуляции периодов (более или менее длительных) с аномальным развитием какого либо одного (или двух) типа циркуляции. Как отмечено выше, каждому из трех типов свойственна своя более или менее определенная локализация сопряженных полей цикло- и антициклонической деятельности и аномалий осадков на территории СССР, обратная по знаку в крупных районах. В этих районах при чередовании периодов с повышенной повторяемостью процессов типа W C, E в многолетнем ходе циркуляции создаются оптимальные сочетания погодных воздействий на сток, которые и обусловливают указанную закономерность его многолетних колебаний. Внутри каждой более или менее обширной области, которая охватывает барическим полем одного знака при одном типе циркуляции и в которой происходит смена знака поля при смене типа, создаются условия для синхронности колебаний водности. В областях, охватываемых сопряженными полями цикло- и антициклонического знака при смене одного типа циркуляции другим колебания стока оказываются асинхронными. При этом асинхронность выражена наиболее четко между теми реками смежных областей, бассейны которых находятся в зонах 100-процентной вероятности смены знака барического поля при смене типов циркуляции. Эти зоны значительно удалены друг от друга вследствие обширности территорий, охватываемых сопряженными полями. Этим объясняется отмеченный многими исследователями факт наличия наибольшей асинхронности в колебаниях стока рек, значительно удаленных друг от друга.

Сказанное можно видеть, если провести хронологическое сопоставление водности рек СССР с типами W C, E. Прежде всего необходимо отметить, что в общем многолетнем ходе водности каждой реки выделяются продолжительные периоды повышенных и пони-

женных ее значений. Они обнаружены посредством анализа разностных (К-1) интегральных кривых стока. Под периодом повышенной (пониженной) водности понимается отрезок времени, в течение которого преобладают (в 70 - 80 процентах лет) годы с положительными (отрицательными) значениями разности К-1. Подтверждением правильности выделения периодов и вообще реальности их существования являются средние по каждому периоду значения модульных коэффициентов годового стока: за периоды повышенной водности $K > 1$, пониженной водности - $K < 1$. Периоды пониженной и повышенной водности соответствуют периодам аномального развития типов циркуляции W ,C,E. Особенности многолетних колебаний водности рек и их зависимости от колебаний атмосферной циркуляции прослеживаются на примере рек северо-западной половины ЕТС и Западной Сибири. В 20-е годы и в начале 30-х годов реки первой из указанных территорий характеризовались повышенной водностью, а второй - пониженной водностью. Это было связано с аномальным развитием в указанные годы циркуляции атмосферы типа W . С начала 30-х годов и до 1940 г. были аномально развиты процессы типа E. С начала интенсификации этого типа водность рек северо- западной половины ЕТС начала убывать и вплоть до 1940 г. характеризовалась низким фоном. Таким образом, смена периода западной циркуляции периодом восточний циркуляции обусловила в данном районе смену фазы водности: с высокой на низкую. Другая картина в ходе водности при данном преобразовании циркуляции отмечается на реках Западной Сибири. Здесь с наступлением периода аномального развития типа E после типа W продолжалась фаза низкой водности. Этот характер водности здесь удерживался до наступления периода аномального развития типа C, который начался с 1941 г. и продолжался до 1948 - 1949 гг. С наступлением его на реках Западной Сибири произошло изменение фазы водности: с низкой на высокую.

Вместе с тем на реках северо-западной половины ЕТС смены характера водности при наступлении периода с циркуляцией типа C не произошло, водность оставалась пониженной вплоть до активизации снова западного типа (1949 - 1950 гг.). В это время произошла смена знака водности в обоих рассматриваемых районах: в первом пониженная водность сменилась повышенной, в другом - наоборот.

Из рассмотренного следует, что продолжительность фаз водности прежде всего связана с характером последовательности периодов аномального развития типов W ,C,E. При данной последовательности циркуляции, имевшей место в исследуемом ряду лет, фаза пониженной водности рек северо-западной половины ЕТС, которая началась при смене периода типа W периодом типа E и сохранилась при наступлении периода C, продолжалась примерно 15 - 17 лет. Продолжительность фазы повышенной водности рек Западной Сибири, начавшейся при смене периода типа E периодом типа C и закончившейся с началом активизации типа W , составляет примерно половину периода пониженной водности рек северо-западной части ЕТС (8 - 9 лет). Вместе с тем начавшийся затем период повышенной водности в этом районе и пониженной водности в районе Западной Сибири, сохранявшийся до 1960-1962 гг., характеризуется примерно одинаковой продолжительностью. Соответствующие соотношения продолжительности фаз водности, но менее четкие, отмечаются при данном преобразовании типов циркуляции и в других районах СССР. Из рассмотренного очевидно, что при других преобразованиях циркуляции характер колебаний водности и продолжительность ее фаз были бы иными. Далее, естественно, что продолжительность фаз зависит и от самой продолжительности периодов аномального развития типов W ,C,E, которая в многолетнем ходе не всегда одинакова. Согласно А.А.Гирсу, в ряде лет с 1891 г. имел место период с аномальным развитием типа W , продолжавшийся 28 - 29 лет (примерно с 1900 по 1928-1929 гг.). Это обстоятельство вносило существенное нарушение в оценку продолжительности фаз и циклов водности, если исследования циклов проводились на ряде лет, начиная с конца XIX столетия.

Рассмотренные соотношения продолжительности фаз водности и их связи с преобразованиями типов W ,C,E в многолетнем ходе в достаточной степени иллюстрируют природу синхронности и асинхронности многолетних колебаний водности и характер изменений этих явлений во времени. Так, фазы водности на реках северо-западной половины ЕТС, а также восточной Сибири не совпадают с фазами водности на реках Западной Сибири и прилегающих к ней восточных районов ЕТС и Урала. Чаще отмечается обратное соотношение водности. Это и отражается отрицательными значениями коэффициентов корреляции стока рек одних и других районов, которые приняты в качестве показателей асинхронности многолетних колебаний стока. Однако известно, что значения отрицательных коэффициентов корреляции, как правило, очень небольшие. Это связано с тем, что фазы водности, различные по знаку в одних районах по сравнению с другими районами, не зеркально противоположны (во времени), а лишь сдвинуты относительно друг друга. Вследствие этого вблизи границ фаз указанные соотношения асинхронности нарушаются; в эти годы реки всех районов могут характеризоваться одинаковой водностью. Более того, в многолетнем ходе водности встречаются периоды, в течение которых водность рек характеризуется одним знаком на огромной территории, как, например, в период 1934-1940 гг., когда водность рек всей ЕТС и Западной Сибири оказывалась низкой. Как отмечалось выше, это было связано с аномальным развитием восточного типа циркуляции. Отмеченное означает, что явление асинхронности, установленное корреляционным путем и свойственное в среднем какому-то ряду лет, в реальном многолетнем ходе водности наблюдается не всегда. Этому явлению свойствена прерывистость во времени. Кроме того, для него харак-

терна миграция по территории с течением времени: в периоды исчезновения асинхронности колебаний стока рек между одними районами возникает асинхронность колебаний стока рек между другими районами. Это можно видеть на примере соотношений водности рек Западной и Восточной Сибири в период 1934-1940 гг., когда, как отмечено выше, имело место нарушение асинхронности колебаний стока рек Западной Сибири и северо-западной половины ЕТС. В этот период водность рек Восточной Сибири (рр. Вирюса, Илим, Вилюй, Киренга и др.) оказались повышенной. При наличии в последующее время некоторого периода с пониженной водностью этих рек и повышенной водностью рек Западной Сибири с отмеченным оказались связанными отрицательные значения коэффициента корреляции при коррелировании стока рек указанных районов.

З а к л ю ч е н и е

1. Установление факта непостоянства характеристик многолетних колебаний водности рек, таких как синхронность и асинхронность и продолжительность фаз водности, не исключает возможности практического использования циклического характера колебаний водности вследствие того, что периоды пониженной и повышенной водности на общем многолетнем фоне изменчивости ее во времени и по территории характеризуются значительной продолжительностью. Отмеченный характер колебаний водности при практическом его использовании требует более сложной организации системы размещения на территории СССР народно-хозяйственных комплексов, основывающейся на установленных фактах.

2. Рассмотренная связь водности рек СССР с типами атмосферной циркуляции W , C, E может служить основой для фонового долгосрочного и сверхдолгосрочного прогноза водности рек при установлении возможности предсказания наступления периодов с аномальным развитием процессов указанных типов.

ИССЛЕДОВАНИЕ ВОЗМОЖНОСТЕЙ ПРОГНОЗА ГОДОВОГО СТОКА РЕК С БОЛЬШОЙ ЗАБЛАГОВРЕМЕННОСТЬЮ

А.И.ДАВЫДОВА, Г.П.КАЛИНИН

Институт водных проблем АН СССР - Москва

Р е з ю м е

Принципиальные положения, на которых базируется любой прогноз, основываются на распространении на будущее закономерностей проявляющихся в прошлом. При изучении характера многолетних колебаний стока рек большой интерес представляют вопросы, связанные с выявлением закономерных циклических изменений стока и продолжительностью циклов.

Ниже рассматриваются три варианта, позволяющие давать предварительную оценку водности рек на длительные интервалы времени. Научное обоснование этих вариантов исходит из предварительного анализа фазовых сдвигов и выбора сопряженных районов.

S u m m a r y

The principal situations representing the base of various forecasts are founded upon an extension of future definite measures appearing in the past. In studying the character of perennial swaying of river flow, the most important questions are connected to the phenomenon of definite cyclical inflow and extension of the cycle.

The three variants are being further investigated, which enable making of previous estimate of water quantity during a longer time interval. The scientific explanation of those variants is based upon previous analysis of moving phases and choice of connected zones.

Проблема предвидения гидрологического режима издавна привлекала к себе внимание ученых и получила развитие во многих работах. В настоящее время возможности вычислительной техники позволяют по-новому подойти к изучению сложных вопросов прогноза состояния водных ресурсов Земли. Основой такого подхода является пространственно-временный анализ материалов наблюдений в глобальном масштабе, опирающийся, наряду с генетическим анализом процесса стока, на методы математической статистики и теории вероятностей. Принципиальные положения, на которых базируется любой прогноз, основываются на распространении на будущее закономерностей проявляющихся в прошлом. Сюда относятся периодические колебания и колебания, проявляющиеся в форме распределения вероятностей величин стока.

При изучении характера многолетних колебаний стока рек большой интерес представляют вопросы, связанные с выявлением закономерных циклических изменений стока и продолжительностью циклов. Наличие циклов в изменении водности отдельных рек констатируется многими исследователями (Сборник, 1967г.). В нашей работе (1968 г.) рассмотрены методы обнаружения циклов водности и их количественной оценки. Здесь мы только кратко коснемся существа полученных в ней результатов, которые являются основными теоретическими предпосылками настоящего исследования.

Проведенная по исследуемой совокупности бассейнов северного полушария статистическая оценка показала, что наибольшую вероятность имеют циклы продолжительностью в 2, 5, 7 и 11 лет. Весьма любопытным оказался тот факт, что циклы водности самой различной продолжительности проявляются в любом районе северного полушария. Какой-либо локализации этих циклов по территории выявить не удалось. В связи с этим встал вопрос: в каких же характеристиках стока, связанных с цикличностью процесса, должны проявляться особенности формирования и режима рек в различных физико-географических зонах? Тот факт, что колебания суммарного годового стока рек земного шара имеют небольшие от-

клонения от нормы и вместе с тем сток на значительных территориях коррелируется между собой, заставляет предполагать, что балансовое равновесие в общем распределении стока достигается, по всей вероятности, фазовыми сдвигами в распределении водности на отдельных территориях. Фазовый сдвиг - это интервал времени, на который внутри цикла смещен максимум или минимум стока рек относительно друг друга.

Знание такого распределения имеет важное практическое значение. Если на одних бассейнах будут наблюдаться раньше маловодный или многоводный циклы, то в соответствии с фазовым сдвигом на других бассейнах они наступают позже. Очевидно, что каждому циклу соответствуют определенные значения фаз и амплитуд. В соответствии с этим были составлены карты распределения фазовых углов для 2, 5, 7 и 11-летних циклов водности.

Ниже рассматриваются три варианта, позволяющие давать предварительную оценку водности рек на длительные интервалы времени. Научное обоснование этих вариантов исходит из предварительного анализа фазовых сдвигов и выбора сопряженных районов.

Первый вариант основан на сопоставлении величин фазовых углов по отдельным бассейнам. Такое сопоставление позволяет установить районы, где изменения водности начинаются раньше. Характеристики стока или стокообразующих факторов этих районов используются как предикторы, которые с заблаговременностью, равной фазовому сдвигу можно использовать при расчетах стока. На этом основании сток любого из бассейнов можно представить как функцию четырех переменных. Так, средний годовой сток р.Волги по отношению к стоку реки Янцзы представляется как функция:

$$Q_в = f(Q_я \varphi_2, Q_я \varphi_5, Q_я \varphi_7, Q_я \varphi_{11}), \qquad (1)$$

где индексы φ_2, φ_5, φ_7, φ_{11} обозначают фазовые сдвиги при 2, 5, 7 и 11-летних циклах; $Q_в$ и $Q_я$ - соответственно предвычисленные расходы р.Волги и фактические р.Янцзы, взятые с различным временным сдвигом. Аналогичную зависимость можно выразить через индексы атмосферной циркуляции.

В поисках уточнения при выборе предикторов была составлена программа оптимизации, сравнивающая колебания величин фазовых углов между отдельными бассейнами при 2, 5, 7 и 11-летних циклах. Этой программой предусматривался отбор наименьших отклонений. Задавались пределы этих отклонений в интервале от -1 до +1. Исследуемые ряды, для которых отклонения укладывались в заданных пределах, отбирались машиной и использовались в дальнейшем, как наиболее эффективные предикторы. На следующем этапе машина выдавала по заложенным с определенной заблаговременностью предикторам предвычисленный гидрограф годовых величин стока. Это довольно перспективный поиск, требующий дальнейшей разработки. Отбор предикторов может происходить не только по характеристикам стока, но и по стокообразующим факторам при учете циклических колебаний любой продолжительности.

По такой программе расчитан гидрограф р. Сев. Двины. Предикторами служили стоковые ряды рек: Нева, Неман и Темза с заблаговременностью в 3 года. Оценка связи $Q_{факт.}$ и $Q_{расчит.}$ получена по коэффициенту корреляции, который равен 0,82.

Второй вариант предусматривает возможность построения эмпирических зависимостей между характеристиками стока и индексами атмосферной циркуляции по анализу хода корреляционных и спектральных функций. Последние были построены с помощью ЭВМ " Сетунь".

Тот факт, что циклы одинаковой продолжительности находят повсеместное распространение, может свидетельствовать о наличии общего принципа составления прогностических зависимостей между стоком рек и индексами атмосферной циркуляции с заблаговременностью, соответствующей определенному выделенному циклу. При этом должна быть идентичность в цикличности стока и индексов циркуляции или других факторов, для которых будут строиться прогностические зависимости. Совпадение хода корреляционных и спектральных функций является необходимым / хотя и недостаточным/ условием для аналогии исследуемых явлений. Применение такого выборочного метода позволяет исключить огромное число необоснованных сопоставлений. В тех случаях, когда на графиках наблюдается однозначное распределение коэффициентов автокорреляции, отражающих внутреннюю связь элемента ряда, и одинаковое распределение циклов, весьма вероятным является и наличие аналогии в развитии процессов. Для таких случаев строятся графики связи. Если коэффициент корреляции эмпирической зависимости будет порядка 0,6 и более, то целесообразно использовать ее для прогноза.

По такой методике был предвычислен сток некоторых рек. Причем значения средних годовых величин стока не подвергались осреднению во времени. Зависимость для прогноза расходов воды р.Св. Лаврентия у створа Огденберг и предвычисленный гидрограф изображены на рис. 1. Коэффициент корреляции этой зависимости 0,68. Отношение $\frac{S}{\sigma}$, принятое за критерий качества методики прогноза для этого бассейна характеризуется величиной 0,78. Этот вариант дает возможность однозначно представить схему составления прогнозов годового стока рек с большой заблаговременностью для различных физико-географических условий.

В третьем варианте рассматриваются возможности использования типовой формулы для составления фоновых прогнозов колебания водности рек на длительные, порядка 50-100 лет, отрезки времени.

Использование спектрального и гармонического анализа для пространственно-временного изучения колебаний гидрологических элементов в глобальном масштабе позволило составить типовую формулу для описания стока рек. Суть ее заключается в том, что по выявленным закономерностям многолетних колебаний стока рек, эмпирические ряды представляются в виде сложных гармонических структур. Типовая формула

учитывает осредненное влияние 2, 5, 7 и 11- летних циклических колебаний стока и имеет вид:

$$Q_t=\bar{Q}+\bar{Q}\cdot C_v\left[A_{прив.2}\sin(\pi t+\varphi_2)+A_{прив.5}\sin\left(\frac{2\pi}{5}\cdot t+\varphi_5\right)+A_{прив.7}\sin\left(\frac{2\pi}{7}\cdot t+\varphi_7\right)+A_{прив11}\cdot\sin\left(\frac{2\pi}{11}\cdot t+\varphi_{11}\right)\right] \quad /2/$$

где $\bar{Q}$ - средний для данной реки объем годового стока; C_v - коэффициент его вариации; t - время отсчета; $A_{прив.}$ - приведенные амплитуды, вычисленные по соотношению $\frac{A}{\bar{Q}\cdot C_v}$

Индексы при $A_{прив.}$ и фазовых углах (φ) означают продолжительность цикла. Величины фазовых углов определяются по составленным картам (1967 г.).

При изучении возможностей непосредственного использования типовой формулы в сверхдолгосрочном прогнозировании стока, исходим из концепции о наслоении на детерминированную функцию случайных отклонений. Иными словами, наблюдаемый стоковый ряд (Q_t) рассматриваем как сумму двух составляющих: регулярной (φ_t) и случайной (X_t), т.е.

$$Q_t=\varphi_t+X_t \quad /3/$$

Для описания регулярных колебаний в гидрологических рядах предлагается модель, физический смысл которой заключается в том, что учитывается циклически варьирующие элементы стока. Определение второй составляющей сложного стохастического процесса стока в дальнейшем планируется провести на массовом анализе хронограммы относительных отклонений от рассчитанных регулярных колебаний.

При рассмотрении практической области применения формулы, учитывающей регулярные колебания стока, может быть намечен следующий порядок исследований:

1. Проверяется гипотеза о возможности применения формулы /2/ для экстраполяции на длительный срок. При этом проводится оценка параметров однозначных совокупностей.

2. Выявляется какая часть стока описывается данной формулой.

По предложенной формуле расчитан сток рек Днепра, Дона и Енисея за период с 1901 по 1950 гг; р. Урала с 1921 по 1950 гг; р.Алдана с 1925 по 1950гг. Расчеты по этим бассейнам были проведены для сравнения полученных по формуле гидрографов с ходом фактических величин стока, осредненных по четырехлеткам. Причем, количественные характеристики стока рек Енисей, Урал, Алдан не участвовали в определении $A_{прив.}$

В тенденции хода кривых рассчитанных и осредненных по четырехлеткам наблюдается согласованность, так как определение фактических величин исключает в какой-то мере влияние на сток случайных факторов.

Коэффициенты корреляции r между осредненными по четырехлеткам и рассчитанными по формуле значениями стока для этих бассейнов варьируют от 0,50 до 0,62. Улучшение согласованности между исследуемыми рядами может быть достигнуто при подборе n - леток для сглаживания исходных значений.

В рассчитанных рядах особенности распределения годового стока отдельных бассейнов учитываются характеристиками средней многолетней величины и коэффициентов вариации. При статистическом анализе вычисленных рядов определенной продолжительности оперируем безразмерными значениями средней математической величины ($\bar{M}$) и коэффициента изменчивости (C_v).

Для анализа структуры прогнозируемых гидрографов на период с 1950 по 2000гг. были получены по типовой формуле характеристики этих гидрографов для 22 бассейнов мира. Вычисления велись на ЭВМ М-20.

Основное требование, которому должны удовлетворять длительные экстраполяционные ряды, является сходимость значений оценок параметров $\bar{M}$ и C_v при возрастании n. Для вычисления каждого такого ряда используем значения средней многолетней величины стока определенного бассейна за период в 50 лет (с 1900 по 1949гг.) и значения коэффициента вариации стока того же бассейна. Таким образом, в основу экстраполяционного ряда приняты параметры определенного бассейна, и циклически варьирующие характеристики. Для исследования общей тенденции хода экстраполяционных рядов, последовательно вычисляем их на два периода по 50 лет каждый. Непосредственная статистическая обработка полученных однородных совокупностей выполняется по основным структурным элементам, соответственно задачам расчета. Определяем среднее математическое значение и коэффициент изменчивости при условии возрастания количества членов ряда, т.е. за периоды с 1900 по 1949гг. и с 1950 по 1999гг.

В табл.1 приведены характеристики $\bar{M}$ и C_v, вычисленные по формуле /2/ для 10 бассейнов.

Таблица 1.

Бассейны	$\bar{M}$ за период с 1900 по 1949 гг.	$\bar{M}$ за период с 1950 по 1999 гг.	C_v за период с 1900 по 1949гг.	C_v за период с 1950 по 1999 гг.
1	2	3	4	5
1. Днепр	1366	1382	0,12	0,12
2. Нил	2853	2884	0,08	0,07
3. Муорей	77	76	0,20	0,20
4. Сыр-Дарья	551	555	0,12	0,12
5. Рейн	1033	1027	0,07	0,07
6. Миссисипи	4921	4883	0,12	0,12
7. Св.Лаврентия	6703	6672	0,04	0,05
8. Обь	1756	1742	0,09	0,08
9. Янцзы	23670	23706	0,06	0,06
10. Амур	7281	7306	0,09	0,09

Из приведенных в таблице значений видно, что параметры $\bar{M}$ и C_v варьируют в довольно узких пределах. При этом оказалось, что коэффициенты изменчивости при любых значениях средней математической

величины сохраняют постоянство для обоих исследуемых периодов. Это обстоятельство свидетельствует о том, что экстраполяционные ряды обладают тенденцией затухания или возрастания.

В работе сделана попытка оценить, какая часть стока описывается с помощью детерминированной характеристики. Проще всего это исследовать по соотношению кривых обеспеченности. С этой целью для фактического, рассчитанного и прогнозируемого ряда были построены кривые обеспеченности $P(p)$.

На рис. 2 представлены кривые $P(p)$, построенные по стоковым рядам бассейнов Иуррей, Днепр, Св. Лаврентия с коэффициентами вариации соответственно 0,46; 0,24; 0,03.

На рисунке видно, что рассчитанные по периоду с 1900 по 1949гг. и прогнозируемые с 1950 по 1999 гг. кривые детерминированной части стока имеют небольшие расхождения. В то время как эти кривые по отношению к фактическим кривым обеспеченности имеют существенные занижения максимумов и завышения минимумов, так как не учитывают влияние случайных факторов.

При анализе этих кривых было подсчитано, что при максимальных и минимальных значениях расчетные кривые описывают сток до 30 процентов от наблюденных максимумов и минимумов. Наибольшее значение регулярных составляющих стока, очевидно, будет в том случае, когда максимальные (минимальные) значения синусов (± 1) совпадут для всех циклов. Следует, однако, отметить, что неточность в установлении продолжительности циклов, обусловленная методикой их определения, с увеличением времени (при прогнозах и расчетах) может привести к недопустимому сдвигу фаз. Поэтому более предпочтительными при составлении прогноз являются первый и второй варианты.

На основании описанных массовых расчетов можно сказать, что выявленные пространственно-временные закономерности колебаний стока рек могут служить основой для принципиально нового подхода к вопросам прогноза годового стока рек с большой заблаговременностью.

Литература

1. Давыдова А.И., Калинин Г.П. Пространственно-временный анализ цикличности стока рек. Вестник МГУ, серия географическая, № 4, 1967.

2. Давыдова А.И., Калинин Г.П. Циклические колебания стока рек Северного полушария. Сб. Проблемы речного стока, МГУ, 1968.

3. Картвелишвили Н.А. Теория вероятностных процессов в гидрологии и регулирования речного стока. Гидрометеоиздат, Л., 1967.

4. Сборник "Многолетние колебания стока и вероятностные методы его расчета". МГУ, 1967.

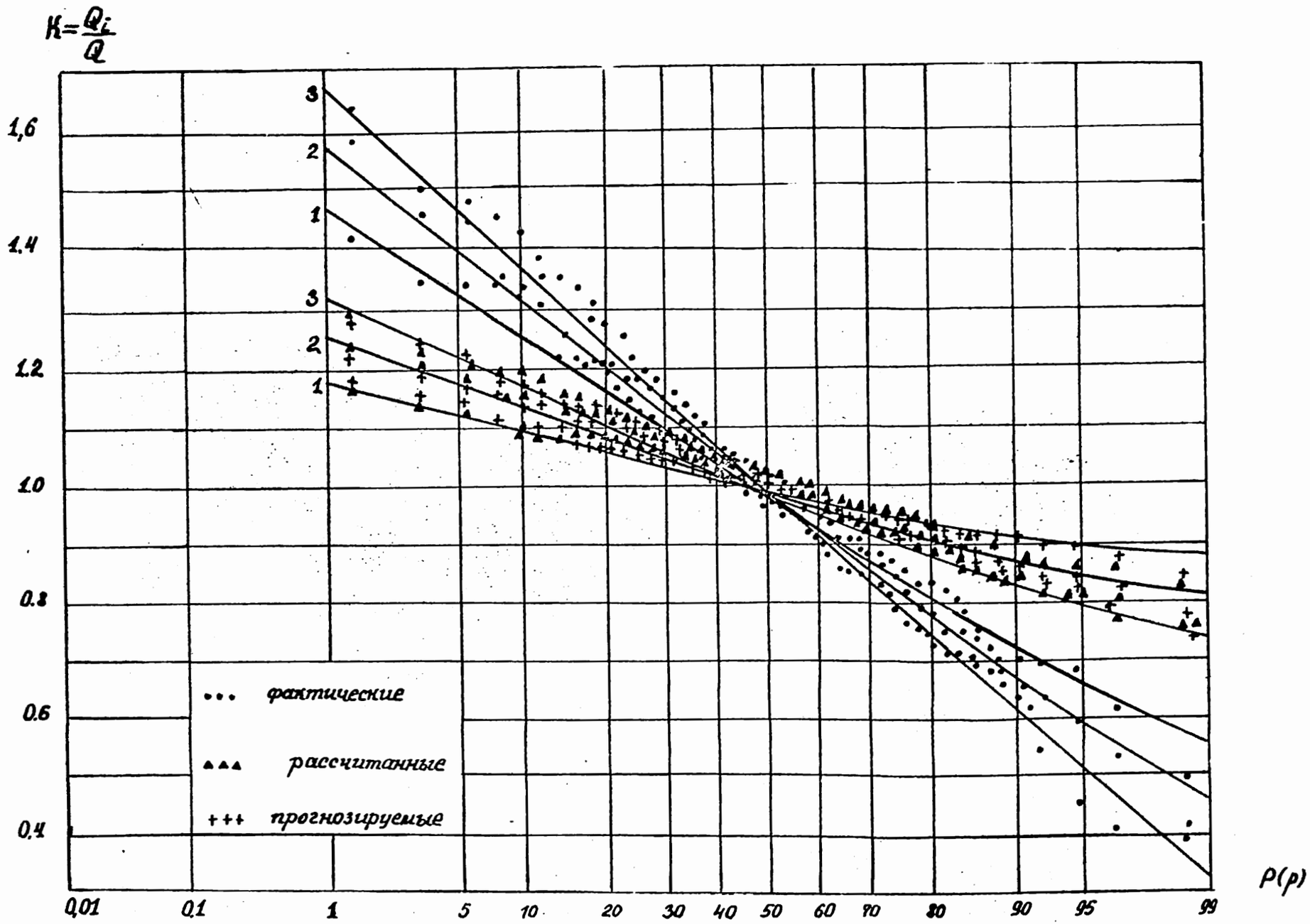


Рис. 2 Кривые обеспеченности

1. р. Мурей (C_v=0.46); 2. р. Днепр (C_v=0,24); 3. р. Св. Лаврентия (C_v=0,08)

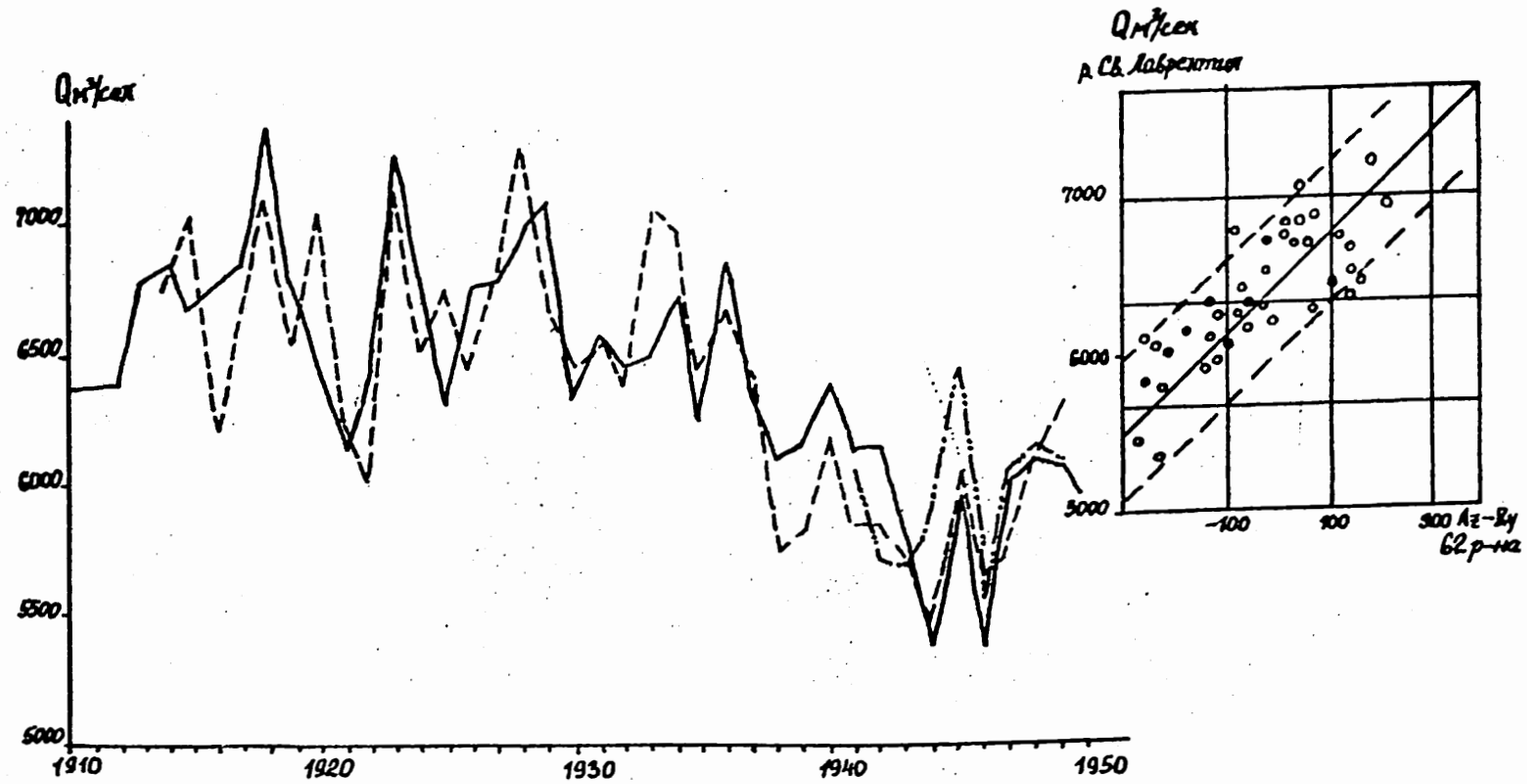
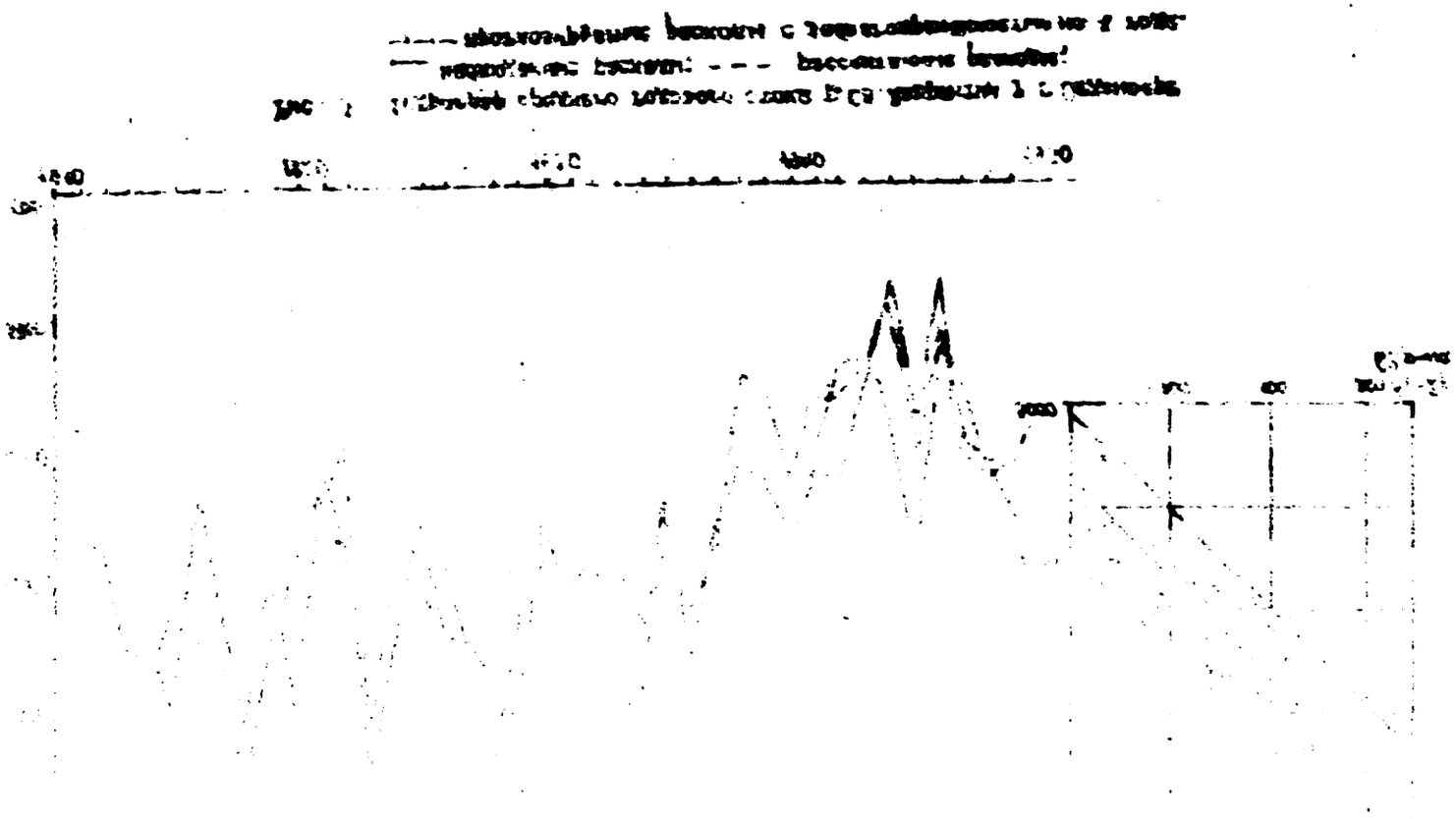


Рис. 3 Гидрограф среднего годового стока р. Св. Лаврентия у г. Огденберг
___ наблюденные расходы; – – – рассчитанные расходы;
–·–·– прогнозируемые расходы с заблаговрененностью на 4 года.



ПРИМЕНЕНИЕ РЕГУЛЯРИЗИРУЮЩИХ АЛГОРИТМОВ ДЛЯ РЕШЕНИЯ НЕКОТОРЫХ ОБРАТНЫХ ЗАДАЧ ГИДРОЛОГИИ

МУХИН В.М.

Гидрометеорологический научно-исследовательский центр СССР - Москва

Р е з ю м е

Рассматриваются два типа регуляризурующихся алгоритмов для уравнения вида Ax = y, к которым можно свести большое число обратных задач, возникающих в гидрологии. Алгоритмы известны, первый - как метод нахождения квазирешения Иванова В.К., второй - как компонентный анализ. Обсуждаются численные эксперименты, проведенные по всем алгоритмам:

а) определение оптимальной импульсивной переходной функции линейной модели гидрологической системы (участок реки) на основе решения интегрального решения уравнения Винера - Хопфа;

б) решение системы алгебраических уравнений с плохо обусловленной матрицей (множественная регрессия) для нахождения коэффициентов в уравнении, связывающем изменения уровня воды в заданном и выше лежащих створах речной системы.

S u m m a r y

The paper deals with two types of regularizing algorithms for the equations of Ax=y type, to which one can reduce a lot of inverse problems appearing in hydrology. The first algorithm is known as the method for finding of Ivanov quasisolution, and the second is known as the component analysis. The numoral experiments made according to these algorithms are discussed:

a) the determination of optimum impulse transitional function of line model of a hydrological system (stretch) based on the solution of Viner-Hopf integral equation.

b) the solution of algebraic equations system with ill-conditioned matrix (multiple regression) for finding the coefficients in the equation, connecting the changes of water level in the given and in the upstream inlets of the river system.

Исследования гидрологических природных процессов как явлений обычно имеют характер пассивных экспериментов. Исследователь может только наблюдать за процессом и измерять элементы, участвующие в нем. Часть этих измерений дает величины, которые характеризуют элементы, вызывающие процесс, а часть - его следствие. Первые величины (осадки расхода воды и др. физические величины) называются входными данными, вторые (например, уровни или расходы в замыкающем створе реки) выходными. Далее требуется найти численное выражение, позволяющее отображать входные данные в выходные. На этом этапе "констатируется" математическая модель процесса или явления, определяются ее характеристики и проверяется соответствие модели природному процессу или явлению. Критерием соответствия обычно служит степень близости рассчитанных и фактических выходных данных.

Наиболее простыми и часто вполне удовлетворительными (для практики) являются линейные модели. Нахождение характеристик линейных моделей по входным и выходным данным относится к классу обратных задач и приводит к необходимости решать уравнения, имевшие в операторной записи общий вид

$$Ax = y \qquad /1/$$

относительно неизвестного x.

Представленное уравнение можно понимать как некоторый физический закон, указывающий на определенную связь неизвестной характеристики, процесса или явления с известными выходными данными. A - линейный оператор. Заметим, что прямая задача состоит в нахождении y по известным A и x.

Ниже будет рассмотрено решение статистическим методом двух конкретных обратных задач: 1 - определение оптимальной (в смысле минимума среднеквад-

ратической ошибки) импульсной переходной функции динамической системы (в терминах гидрологии – кривой добегания на участке реки) по измеренным входной $q(t)$ и выходной $Q(t)$ функциям – q Q – расходы воды – (решение интегрального уравнения Фредгольма I рода); II – определение вектора коэффициентов в уравнении множественной регрессии для однородных физических величин на примере уравнения, связывающего величину уровня воды на нижнем и выше лежащих постах речного бассейна (решение системы алгебраических линейных уравнений).

В задаче I будем иметь дело с интегральным уравнением Винера-Хопфа

$$R_{qQ}(t)=\int_{0}^{\infty}R_{qq}(t-\tau)P(\tau)d\tau;\ P(\tau)=0 \text{ при } \tau<0 \qquad /2/$$

где $R_{qQ}(t)$ – взаимнокорреляционная функция между входом и выходом; $R_{qq}(t)$ – автокорреляционная функция входа; $P(t)$ – оптимальная импульсная переходная функция (ИПФ). Вывод этой формулы можно найти в работах по автоматическому управлению (8, 12).

В /13/ показано, что задача определения $P(\tau)$ из (2) поставлена некорректно. Малым погрешностям $R_{qQ}(t)$ и $R_{qq}(t)$ могут отвечать сколь угодно большие погрешности в вычислении $P(t)$, т.е. это эквивалентно тому, что оператор А не имеет ограниченного обратного. Аналитическое решение таких уравнений встречается редко, поэтому на первый план выдвигается вопрос о численном решении.

Воспользовавшись приближенным представлением интеграла по формуле прямоугольников, заменяя бесконечный верхний предел достаточно большим T и учитывая физическую реализуемость системы ($P(t)=0$ при $t<0$) будем иметь систему из n линейных уравнений

$$R_{qQ}(t)=\sum_{i=0}^{n-1=T}R_{qq}(t-i\Delta\tau)P(i\Delta\tau)\Delta\tau,\ (t=0,\Delta\tau,2\Delta\tau\ldots(n-1)\Delta\tau \qquad /3/$$

с n неизвестными. Здесь $R_{qq}(t-i\Delta\tau)$ корреляционная матрица, а $R_{qQ}(t)$ – вектор взаимной корреляции.

Итак, и в I и во II задачах нам придется решать системы алгебраических уравнений. Оператор А в дальнейшем является неотрицательно определенным самосопряженным действующим в евклидовом пространстве E_n и представляемым симетричной квадратной матрицей с элементами $(a_{ij})_n$. По теореме Гильберта-Шмидта /16/ оператор А имеет полную систему собственных векторов u_i ($i=1,2\ldots n$), соответствующих положительным собственным значениям λ_i ($\lambda_1\geq\lambda_2\geq\ldots\geq\lambda_n$). Вообще говоря, такая задача поставлена уже корректно /10,15/, т.к. теоретически возможно в метрике E_n сопоставить $\|A^{-1}\|$ некоторое неотрицательное число K (поскольку $det(A)\neq 0$). Обозначение $\|\cdot\|$ выражает норму. Но на практике численное решение встречает трудности из-за того, что с увеличением порядка аппроксимирующей системы матрицы, представляющие оператор $A=(a_{ij})_n$ становится плохо обусловленными, а элементы a_{ij} и y_j задаются с погрешностями. Меру точности этих элементов будем определять в метрике E_n

$$\|\tilde{A}-\bar{A}\|=\delta_1;\ \|\tilde{y}-\bar{y}\|=\delta_2;\ \|\tilde{x}-\bar{x}\|=\delta_3, \qquad /4/$$

где волнистая линия обозначает возмущенные значения, а прямая – точные.

Погрешности вызываются многими причинами: а) несоответствием линейной модели природному процессу или явлению; б) приближенностью аппроксимации исходной задачи; в) заменой бесконечного предела интегрирования конечным; г) конечной точностью измерений и т.д.

Для плохо обусловленных матриц как правило не выполняются условия регулярности Адамара

$$\mu_i=|a_{ii}|-\sum_{\substack{i=1\\ i\neq j}}^{n}|a_{ij}|>0 \qquad /5/$$

Спектр $S(A)$ таких матриц быстро затухает и если в δ_1 – окрестности А имеется вырожденная $\tilde{A}$ ($\delta_1\sim|\tilde{\lambda}_i|$ и $\{\tilde{\lambda}_i\in S(\tilde{A})\}=-\tilde{\lambda}_i+\delta_1=0$), то A^{-1} может быть как угодно большой, т.е. мы находимся в условиях решения некорректной задачи. Нередко к этому приводит ограниченность разрядной сети ЭВМ, – $det(A)$ может оказаться машинным чулем.

Но, как показано в /6,14,9/, при некоторых условиях существуют алгоритмы, представляющие практические способы решения некорректных задач. Такие алгоритмы получили название регуляризирующих алгоритмов (сокращенно РА) задачи (I) и их семейство достаточно широко. В частности, представителями семейства РА являются методы Тихонова, Иванова и др. Ниже мы остановимся на некоторых из них и покажем, что к семейству РА относятся и такие методы как компонентный анализ и метод просеивания.

Запишем точное решение уравнения /1/ (в случае его разрешимости) в собственном базисе как

$$X=\sum_{i=1}^{n}\frac{\beta_i}{\lambda_i}u_i\ ;\qquad (u_i,u_j)=\begin{cases}1, & i=j\\ 0, & i\neq j\end{cases}, \qquad (6)$$

где $\beta_i=(y,u_i)$ – скалярное произведение правой части (1) и собственных векторов. Это выражение находим следующим образом –

$$Au_i=\lambda_i u_i\ ;\quad \beta_i=(y,u_i)\ ;\quad d_i=(X,u_i);$$

тогда $$AX=\sum_i d_i Au_i=\sum_i d_i\lambda_i u_i=\sum_i\beta_i u_i,$$

а $$X=\sum_i d_i u_i \quad \text{, где} \quad d_i=\beta_i\lambda_i^{-1}.$$

Из выражения /6/ очевидно – если найдется среди всех хотя бы одно $\{\lambda_i\in S(A)\}=0$, то решение отсутствует, если же все $\{\lambda_i\in S(A)\}\neq 0$, но $S(A)$ затухает быстрее, чем соответствующие значения β_i, а y задан в виде $\tilde{y}$, то решение "разбалтывается" в направлении собственных векторов, принадлежащих малым λ_i.

Семейство РА можно определить посредством некоторой функции $f(\lambda,\alpha)$

$$f(\lambda,\alpha)=\begin{cases}\dfrac{\varphi(\lambda,\alpha)}{\lambda}, & \lambda\neq 0\\ L, & |L|\leq K_1,\ \lambda=0\end{cases}, \qquad /7/$$

образованной с помощью функции $\varphi(\lambda,\alpha)$ (задана при $\lambda \in S(A)$ и $\alpha>0$ – некоторый параметр, ограничена по λ и α). Теперь если наложить довольно простые условия на $\varphi(\lambda,\alpha)$:

$$a)\ \sup_{\lambda\in S(A)} \frac{|\varphi(\lambda,\alpha)|}{\lambda} = K_\alpha < \infty;\ б)\ \varphi(0,\alpha)=0,\alpha\neq 0;\ в)\ \lim \varphi(\lambda,\alpha)=1,\ \alpha\to 0,\ \lambda\in S(A),\ \lambda\neq 0 \qquad /8/$$

то они будут достаточными, чтобы алгоритм нахождения X_α был РА задачи (1). Используя $\varphi(\lambda,\alpha)$, можно образовать операторную функцию

$$B_\alpha = F(A,\alpha) \qquad /9/$$

ограниченную в силу условий на $\varphi(\lambda,\alpha)$ и действующую по формуле

$$X_\alpha = B_\alpha y = \sum_i \varphi(\lambda_i,\alpha)(y,u_i)\,u_i\,. \qquad /10/$$

В работе /2/ приводятся доказательства того, что по любому $\varepsilon>0$ можно выбрать такое $\alpha>0$ и такое $\delta>0$, что $\|\tilde{X}_\alpha-\bar{X}\|\leq\varepsilon$ т.е. формула /10/ является РА в смысле /14/.

Переходим к описанию численной реализации некоторых РА, порождаемых $\varphi(\lambda,\alpha)$. Для задачи I применялись и подверглись сравнению два типа РА:

А. Задаем в формуле /10/ $\varphi(\lambda_i,\alpha)=(\lambda_i+\alpha)^{-1}$, при этом $K_\alpha=\sup_{\lambda_i\in S(A)}(\lambda_i+\alpha)^{-1}=\alpha^{-1}$ и остальные условия также очевидно выполняются, а

$$X_\alpha = \sum_{i=1}^{n} \frac{(y,u_i)}{\lambda_i+\alpha}\,u_i \qquad /11/$$

Параметр регуляризации α определяем как положительный корень уравнения

$$\sum_{i=1}^{n} (\lambda_i+\alpha)^{-2}\beta^2 = R^2, \qquad /12/$$

где $R^2=(X,X)$ – задана. В этом случае X_α будет квазирешением уравнения (1) в n – мерном шаре $\|X_\alpha\|\leq R$ Поэтому данный РА уместно здесь назвать методом Иванова В.К. /6/.

Введем обозначение

$$\psi(\alpha) = \sum_{i=1}^{n} (\lambda_i+\alpha)^{-2}\beta^2 - R^2$$

Тогда /12/ примет вид

$$\psi(\alpha) = 0 \qquad /13/$$

Корень этого уравнения находился методом Ньютона /5/ при выполнении следующей итерационной процедуры

$$\alpha^{(m+1)} = \alpha^{(m)} - \frac{\psi(\alpha^{(m)})}{\psi'(\alpha^{(m)})} \qquad /14/$$

В качестве начального приближения $\alpha^{(0)}$ принималось значение $\alpha^{(a)}$ на левой границе отрезка [а, в], которому принадлежит искомый корень

$$\alpha^{(0)} = \alpha^{(a)} = \max\left\{0,\ (R^{-1}|\beta_i|-\lambda_i)\right\}$$

Соблюдение условия сходимости метода очевидно, т.к. удовлетворяется неравенство

$$\psi(\alpha^{(a)})\cdot\psi''(\alpha^{(a)}) > 0 \qquad /15/$$

Константа R^2 выражает наши априорные знания об области, содержащей решение, и, вообще говоря, принадлежит интервалу $0<R^2<\infty$. Границы этого интервала можно сузить, исходя из точного определения устойчивости для интеграла (2) и некоторых других соображений.

Определим устойчивую систему как систему, у которой выходная функция ограничена при всех ограниченных входных функциях. Чтобы найти соответствующие ограничения на ИПФ, запишем

$$|R_{qq}(t)| \leq M \qquad /16/$$

где M – положительное действительное конечное число. Подставив это выражение в формулу (2), получим

$$|R_{qq}(t)| \leq M \int_{-\infty}^{\infty} |p(\tau)|\,d\tau\,, \qquad /17/$$

откуда вытекает необходимое и достаточное условие устойчивости

$$\int_{-\infty}^{\infty} |p(t)|\,dt \leq c < \infty\,, \qquad /18/$$

или, учитывая физическую реализуемость системы,

$$\int_{0}^{\infty} |p(t)|\,dt \leq c < \infty \qquad /19/$$

Определим c из следующего

$$\int_0^\infty p(t)\,dt \approx \int_0^T p(t)\,dt \approx 1\,. \qquad /20/$$

Тогда, используя квадратную формулу прямоугольников (при Δt = 1) и учитывая /19/, находим

$$\sum_{i=0}^{n-1=T} |X_i| \approx 1 \geq \sum_{i=0}^{n-1=T} X_i^2 = R^2,\ \text{т.е.}\ R^2 \leq 1 \qquad /21/$$

Но и это ограничение является еще довольно широким и решение на практике не всегда бывает достаточно гладким. Поэтому α отыскивался при варьировании R^2 в границах

$$n^{-1} \leq R^2 \leq 1$$

и дополнительном условии

$$\sum_{i=0}^{n-1=T} |X_i| = 1 \qquad /22/$$

точность выполнения которого может быть задана как угодно большой, но принималась не выше ± (0,01 – 0,005). Поскольку условие /22/ недифференцируемо, то оно использовалось только в качестве критерия для выбора окончательного решения из ансамбля сглаженных решений, порожденных регуляризирующим семейством операторов β_α, при принадлежности R^2 некоторому числовому направлению.

Если бы теперь обе части уравнения /1/ мы знали точно, то решение X_α по формуле /11/ было бы вполне удовлетворительным. Но в действительности этот идеальный случай недостижим. Поэтому полезно оценить хотя бы погрешность приближенного решения $\tilde{X}_\alpha$ при возмущенной правой части $\tilde{y}$ (δ_2 и α – зафиксированы), но считая A точным.

Применяя /9/, имеем

$$\|\tilde{X}_\alpha - X_\alpha\| = \|B_\alpha(\tilde{y}-\bar{y})\| \qquad /23/$$

В то же время $\|B_\alpha\| = \alpha^{-1}$, а $\|\tilde{y}-\bar{y}\| = \delta_2$

Отсюда находим

$$\|\tilde{X}_\alpha - X_+\| \leq \frac{\delta_2}{\alpha} \qquad /24/$$

Учет $\delta_1 = \|\tilde{A} - \bar{A}\|$ возможен, но приводит к громоздкому выражению, которым трудно пользоваться в практике.

Б. Определим $f(\lambda_i, \alpha)$ для той же задачи I как

$$f(\lambda_i, \alpha) = \begin{cases} \frac{1}{\lambda_i}, & \lambda_i > \alpha \\ 0 & 0 \leq \lambda_i \leq \alpha . \end{cases} \qquad /25/$$

Очевидно, все требования к $f(\lambda_i, \alpha)$ здесь удовлетворяются. Тогда для получения X_α нужно решать следующее уравнение

$$X_\alpha = \sum_{\substack{i=1 \\ \lambda_i > \alpha}}^{K<n} \frac{(y, u_i)}{\lambda_i} u_i \qquad /26/$$

Примечательно, что мы пришли к основной формуле компонентного анализа /1, 7, 11/, а регуляризация состоит в отбрасывании компоненты точного решения, отвечающих малым собственным значениям λ_i $(i = K+1, K+2, \cdots n)$. При этом, если априори известна область нахождения точного решения и она уже области которой принадлежит решение, полученное для возмущенных исходных данных $\tilde{A}$ и $\tilde{y}$ с удержанием всех компонент, т.е.

$$R^2 < \sum_{i=1}^{n} \lambda_i^{-2} \beta_i^2 , \qquad /27/$$

то, разбивая эту сумму на две части

$$R^2 < \sum_{i=1} \lambda_i^{-2} \beta_i^2 + \sum_{i=K+1} \lambda_i^{-2} \beta_i^2 , \qquad /28/$$

можно выбрать такое K, что первое слагаемое правой части неравенства будет отвечать требованию

$$R^2 \geqslant \sum_{i=1} \lambda_i^{-2} \beta_i^2 \qquad /29/$$

Таким образом, компонентный анализ в терминологии теории решения некорректных задач является частным представителем семейства РА и заключается в отыскании проекции решения на подпространство, натянутое на собственные вектора, отвечающие "большим" собственным значениям $\lambda_i > \alpha (i = 1, 2, \cdots K; K < n)$ оператора А.

Параметр α, как известно, связан с погрешностью исходных данных - по Тихонову $\alpha = \alpha(\delta_1 = \delta_2) = C\delta^2$ у Морозова, как пример, предлагается назначать $\alpha = \alpha(\delta_1, \delta_2) = \sqrt{\delta_1^2 + \varphi(\delta_2)}$ /9/. Поэтому, если при реализации компонентного анализа в качестве РА область поиска квазирешения не определена, то можно отбрасывать компоненты, соответствующие собственным значениям, соизмеримым с этими погрешностями, или использовать критерий невязки S_α^2 /9/ - $S_\alpha^2 = \sigma^2 - \sum_{\lambda_i > \alpha} \lambda_i^{-1} \beta^2 \approx \delta_2^2$ где σ^2 - дисперсия выходной функции (погрешности δ_2 полагаются известными).

Из сравнения РА представленных типов очевидно следует, что если α из алгоритма А мало по отношению к λ_K, а вектора, принадлежащие $\lambda_i (i = K+1, K+2, \ldots n$, почти ортогональны свободному члену уравнения /1/, то решения по обоим алгоритмам будут близкими. При α не достаточно малом результат можно улучшить, использовав прием, предложенный Фаддеевой /14/ и близкий к РА Тихонова. Тогда

$$f(\lambda_i, \alpha) = \begin{cases} \frac{1}{\lambda_i + \alpha^2 (\lambda_i + 2\alpha)^{-1}}, & \lambda_i > \lambda_K \\ 0 & , 0 \leq \lambda_i < \lambda_K \end{cases} \qquad /30/$$

С помощью РА обоих рассмотренных типов /А и Б) по разработанной нами универсальной программе на быстродействующей ЭВМ были найдены оптимальные ИПФ (кривые добегания) для участков нескольких рек. На рис. 1 приведены некоторые из них. Это ИПФ, рассчитанные: а) по расходам воды в I и III створах на р.Тверце, где проводились специальные наблюдения и б) по расходам у п.Сыктывкар на р.Вычегде и притоку воды в речную сеть выше этого створа. Заметим, что к ИПФ, подобранным по тем же данным на моделирующем устройстве, наилучшее приближение дает РА типа Б (что не является обязательным результатом в других случаях), но все решения достаточно близки между собой и резко отличаются от решения, полученного без применения регуляризации. В РА типа Б обычно достаточно было учесть компоненты, относящиеся к собственным значениям с порядковым номером не выше четвертого при общем порядке аппроксимирующей системы n = 14.

Использование ИПФ, представленных на рис. 1, в прямой задаче расчета выходного гидрографа на независимом ряду наблюдений дает примерно одинаковые результаты. Незначительным, в среднем, преимуществом, (в смысле минимума среднеквадратической ошибки) обладает решение по ИПФ, найденной с помощью РА типа Б (рис. 2). Хуже всего фактический гидрограф совпадает с рассчитанным по "ИПФ", полученной без применения регуляризации. Но расхождение не так уж велико, во всяком случае оно меньше расхождения между ИПФ. Это связано с тем, что естественный ход расходов в реке не имеет особенно резких всплесков, а поскольку выходной гидрограф представляет собой взаимную свертку входного (гладкого) с ИПФ, то влияние нерегулярности ИПФ, в среднем, мало заметно.

Задача II состояла в нахождении вектора коэффициентов в уравнении регрессии, определяющем связь минимального декадного уровня воды в створе п.Абрамково на р.Северной Двине с уровнями на 15 постах, расположенных по длине ее притоков и в самом п.Абрамково в день прогноза. (Эта задача близка к задаче определения ИПФ динамической системы с несколькими входами и одним выходом).

Здесь мы имели дело опять таки с плохо обусловленной системой алгебраических уравнений. Детерминант матрицы, представлявшей оператор $A = \tilde{A}\delta_1$ в уравнении /1/ был меньше 10^{-11}, а число обусловленности Тодда

$$\rho(A) = |\lambda_{max} / \lambda_{min}| > 6 \cdot 10^4$$

Система очень плоха (в обычном смысле этого слова) для решения. Такие случаи нередки во многих практических задачах, причем положение вычислителя осложняется отсутствием априорной информации об области, в которой должно содержаться решение, об

ошибках в исходных данных или даже о степени соответствия линейной модели природному явлению. Иногда лишь возможно сделать предположение (из физических предпосылок) о положительной определенности искомого вектора коэффициентов (например, при решении задачи оптимальной интерполяции и некоторых других).

Прямым применением метода Гаусса было получено явно неудовлетворительное решение представленной задачи

$$\hat{H}_{10}^{min} = 10^{-2}(108H_1 - 8H_2 + 36H_3 + 3H_4 + 27H_5 + 10H_6 + 14H_7 - 0{,}1H_8 + 32H_9 - 10H_{10} + 19H_{11} - 3H_{12} - 113H_{13} + 82H_{14} - 7H_{15} - 20H_{16}) + 180 \qquad /31/$$

Средняя квадратическая ошибка прогнозов по уравнению /31/ на независимой выборке возрастала больше чем в два раза (с 17 до 37 см). При подобных обстоятельствах для повышения устойчивости естественным (если не единственным) является отыскание "проекции решения", т.е. использование РА типа Б. По существу лишь информация об этой проекции и заключена в плохо-обусловленной системе. К этому алгоритму мы и прибегли в задаче II, опираясь на положительные результаты, полученные по неку в задаче I.

Удерживая компоненты, отвечающие только первым четырем собственным значениям, нашли

$$\hat{H}_{10}^{min} = 10^{-2}(5H_1 + 6H_2 + 6H_3 + 6H_4 + 19H_5 + 4H_6 + 4H_7 + 12H_8 + 7H_9 + 11H_{10} + 19H_{11} + 4H_{12} + 4H_{13} + 3H_{14} + 8H_{15} + 6H_{16}) - 15 \qquad /32/$$

Сравнение уравнения /31/ с /32/ убеждает в большей физической "правдоподобности" последнего, а средняя квадратическая ошибка проверочных прогнозов на той же выборке значительно уменьшилась - стала 27.

Рассмотрим, в чем же заключается регуляризация с физической стороны. Это удобней сделать в частотной области на примере задачи I.

Представляя уравнение /2/ через преобразования Фурье, для спектральных функций получим

$$P(t) = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{R_{QQ}(w)}{\lambda^*(w)} e^{iwt} dw; \quad \lambda(w) \neq 0 \qquad /33/$$

где $\lambda^*(w)$ равные $\lambda^*(w) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{qq}(t) e^{-iwt} dt$ являются собственными значениями ядра интегрального оператора и распределяются как спектральная плотность входного процесса /4/;

$R_{qQ}^*(w)$ - взаимная спектральная функция входа и выхода.

Решение уравнения отсутствует, т.к. оно содержит бесконечно большие высшие гармоники, - при $w \to \infty$ собственные значения $\lambda^*(w) \to 0$, а $R_{qQ}^*(w)$ стремится к конечной величине (за счет присутствия ошибок измерения), определяемой уровнем белого шума. Все сказанное в равной мере относится и к уравнению

$$|P^*(w)|^2 = \frac{R_{QQ}(w)}{\lambda^*(w)}, \qquad /34/$$

где $P^*(w)$ - частотная характеристика системы;

$R_{QQ}(w)$ - спектральная функция выхода. Отсюда немедленно следует, что путь к нахождению решения необходимо искать в способе подавления этих высших гармоник. Вспоминая приводимые раньше формулы /11, 26, 30/, легко теперь увидеть, что применение РА различных видов как раз и приводит к различным способам подавления высших гармоник или их отбрасыванию. Причем замена интегрального уравнения системой линейных алгебраических уравнений является первым шагом на пути поиска сглаженного решения, ибо использование квадратурной формулы эквивалентно ограничению на $|w|$. Действительно, спектральные функции входа и выхода должны обращаться в нуль при $|w| > W_{max} = \pi/\Delta\tau$ ($\Delta\tau$ - постоянный шаг между точками, в которых фиксируются входная и выходная функции) - так утверждает теорема отсчетов /3/ (больше известная в СССР как теорема Котельникова).

Из теоремы отсчетов также следует, что с уменьшением порядка аппроксимирующей системы устойчивость решения должна повышаться (сужаются спектры входа и выхода, т.к. с ростом $\Delta\tau$ уменьшается пороговая частота w_{max}). Это известный и широко применяемый до сих пор прием. Но мы хотели показать его принадлежность к семейству РА и поэтому условно назовем "нуль-регуляризацией".

Провести подобную аналогию в частотной области для задачи II в ее общем виде не представляется возможным, хотя способ просеивания системы виртуальных предикторов (употребляемый для удаления из нее предикторов, сильно коррелирующих с остальными но мало определяющих целевую функцию) в некотором смысле близок к нуль-регуляризации.

Литература

1. Багров Н.А. О некоторых особенностях корреляционного анализа и их применении к прогнозам погоды. Метеорология и гидрология, № 1, 1968.
2. Бакушкинский А.Б. Один общий прием построения регуляризирующих алгоритмов для линейного некорректного уравнения в гильбертовом пространстве. Ж.вычислит.математики и матем.физики, т. 7, № 3, 1967.
3. Голдман С. Теория информации. Изд-во иностр. лит., 1957.
4. Гренандер У., Сеге Г. Теплицевы формы и их приложения. Из-во иностран.лит., 1961.
5. Демидович Б.П. и Марон И.А. Основы вычислительной математики. М., 1968.
6. Иванов В.К. О линейных некорректных задачах. ДАН СССР, т. 145, № 2, 1962.
7. Лоули Д., Максвелл А. Факторный анализ как статистический метод. "Мир", М, 1967.
8. Мерриэм К. Теория оптимизации и расчет систем автоматического управления с обратной связью. Из-во "Мир", М, 1967.
9. Морозов В.А. О регуляризирующих семействах операторов. Вычислительные методы и программирование. Из-во МГУ, 1967.

10. Морозов В.А. Методы решения неустойчивых задач (тексты лекций), М, 1967.

11. Мухин В.М. Применение эмпирических ортогональных функций к рейсовым прогнозам минимальных уровней воды. Тр. Гидрометцентра СССР вып. 25, 1968.

12. Мэзон С., Циммерман Г. Электронные цепи, сигналы и системы. Из-во иностр.лит. М. 1963.

13. Тихонов А.Н. Решение некорректно поставленных задач и метод регуляризации. ДАН СССР, т. 151, № 3, 1963.

14. Тихонов А.Н. Об устойчивости алгоритмов для решения вырожденных систем линейных алгебраических уравнений. Ж.вычислит.математики и матем.физики., т.5, № 4, 1965.

15. Шилов Г.Е. Введение в теорию линейных пространств. М, 1956.

16. Шилов Г.Е. Математический анализ (спец.курс). Физматгиз, М, 1960.

Опись рисунков к докладу В.М.Мухина

"Применение регулирующих алгоритмов для решения некоторых обратных задач гидрологии"

№ рис.	Подрисуночная подпись
Рис. 1:	Оптимальные ИПФ, найденные различными способами: I - подбором на ЭМУ; 2 - решением обратной задачи без применения регуляризации; 3 - с применением РА типа А; 4 - с применением РА типа Б а) по расходам в I и III створах на реке Тверце; б) по расходам в п.Сыктывкар на р.Бычегде и притоку воды в речную сеть выше этого пункта.
Рис. 2:	Фактический и рассчитанные по ИПФ, полученным различными способами, выходные гидрографы в п.Сыктывкар на р.Бычегде: 1 - фактический; 2,3,4,5 - рассчитанные по ИПФ соответственно - 1,2,3,4 (см.рис. 1).

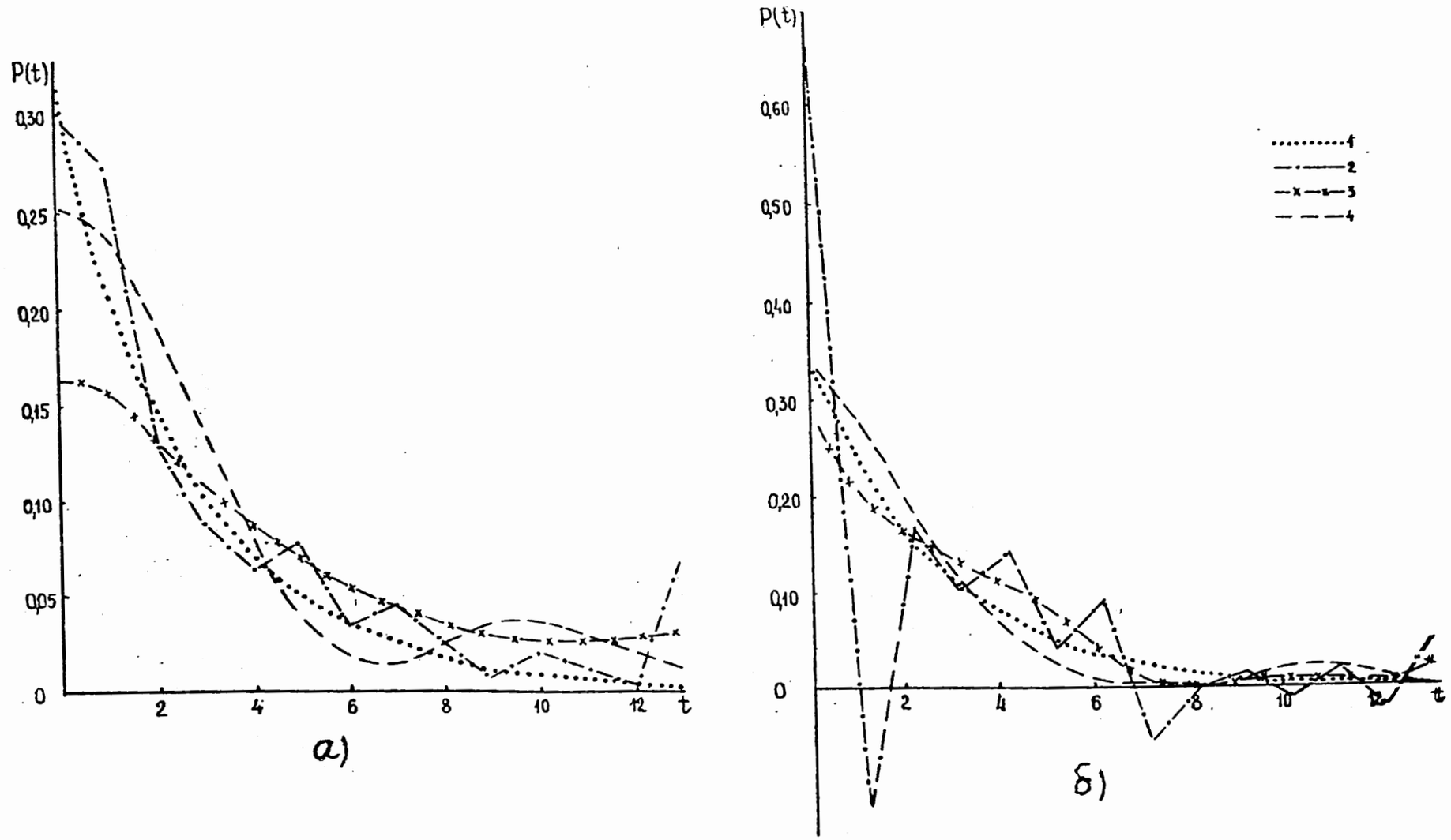


Рис.1. Оптимальные ИПФ, найденные различными способами:
1-подбором на ЭМУ; 2-решением обратной задачи без применения регуляризации; 3-с применением РА типа А; 4-с применением РА типа Б.
а) по расходам в I и III створах на р. Тверце; б) по расходам в п. Сыктывкар на р. Вычегде и притоку воды в речную сеть выше этого пункта.

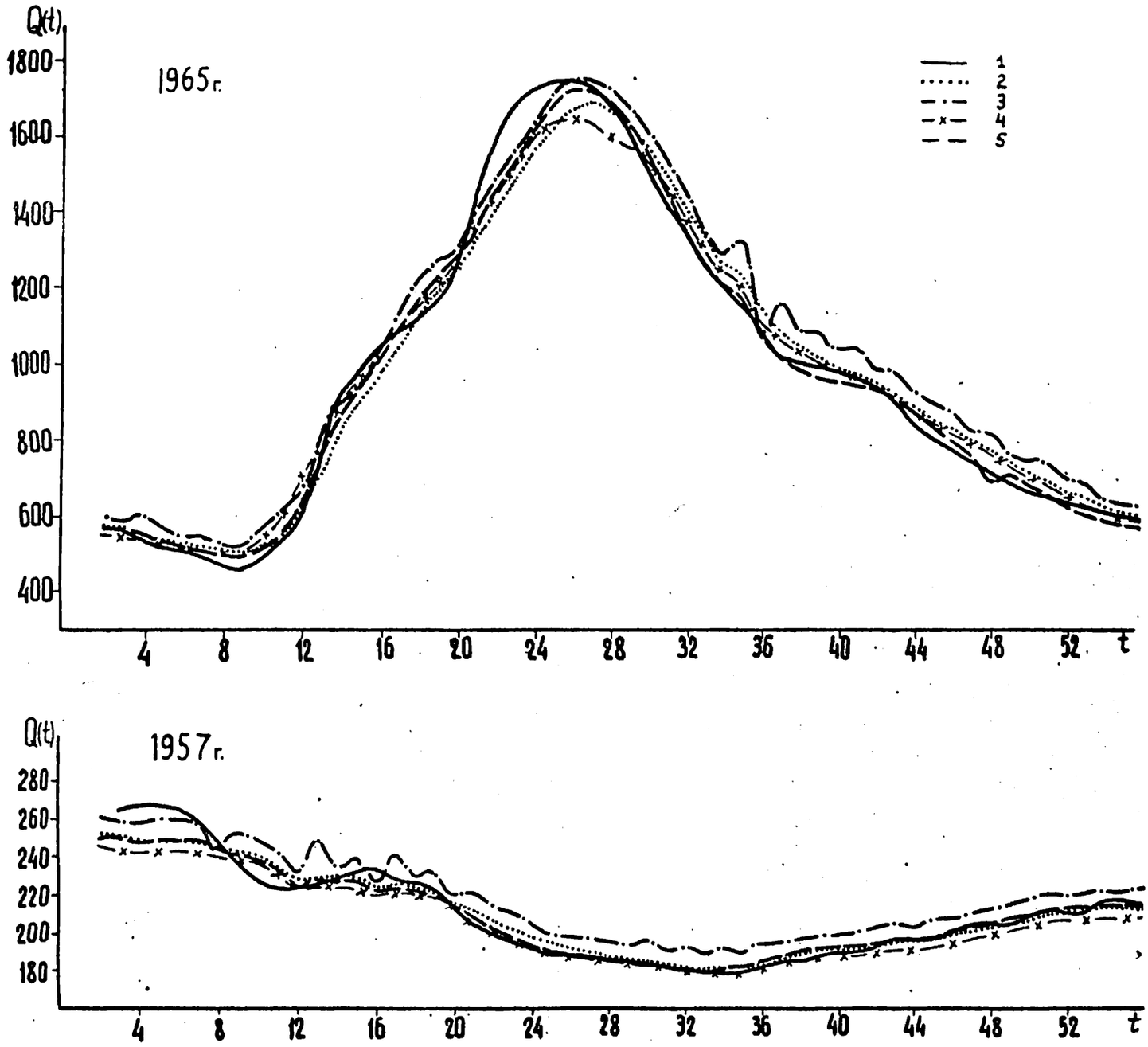


Рис 2. Фактический и рассчитанные по ИПФ, полученным различными способами, выходные гидрографы в п. Сыктывкар на р. Вычегде:
1- фактический; 2, 3, 4, 5 - рассчитанные по ИПФ соответственно 1, 2, 3, 4 (см. рис. 1).

HYDROLOGICAL PHENOMENA PROBABILITY DEFINITION BY THE MONTE CARLO METHOD

By OGNJEN BONACCI, dipl. ing.
Hydrometeorological Institute SRH, Zagreb

Р е з ю м е

Статья описывает некоторые результаты изучения осадков с критическим взглядом на старые методы определения вероятности гидрологических количеств.

Предлагается сделать синтезный ряд годовых и месячных количеств осадков путем метода Монте Карло. Сделан подробный анализ наблюдаемого ряда годовых и месячных количеств осадков на дождомерной станции в г.Осиек. Этим способом сделана сложная и и достоверная формула для пользования метода имитации.

Также сделан обзор возможности анализа осадков путем конечной теории.

Процесс имитации подробно объясняется и прилагаются практические предложения.

S u m m a r y

Some results of a precipitation study with a critical survey of the old methods of the hydrological quantities probability definition, are presented.

It is suggested to derive a synthetic series of annual and seasonal precipitation amounts by the Monte Carlo method. A detailed statistical analysis of the observed series of annual and monthly precipitation amounts at the pluviometric station Osijek has been accomplished. That way a complex and reliable model for the use of the imitation method has been derived.

A survey is also given of the precipitation analysis possibilities by means of the tail theory.

The imitation process is explained in details nad the practical suggestions are given.

HYDROLOGICAL PHENOMENA PROBABILITY DEFINITION BY THE MONTE CARLO METHOD

PREFACE

The hydrological and particularly power economy as well as the reservoir dimension design and the planning of power stations production require the long range forecast of water supply. This can be accomplished by the means of a number of elements. The most important is the precipitation during the period of water amounts forecasting. Since we do not know the actual precipitation amounts the forecast's technic comprises the probable values connected with a given probability distributions. The problem is in a real determination of the values required.

Besides, hydrological calculations comprehend one of the most important problem - a correct and unique determination of the hydrological extremes. The old approach to this problem is to approximate the measured hydrological quantities by mathematical expressions with a given number of parameters. One can find a lot of such expressions in the literature all having a fundamental shortcoming of no physical correlation between the measurable values and the functions approximated.

Experience pointed out that such a way of problem treatment by means of various expressions does not solve the extremes region even approximately. The differences might grow up to the values which are practically useless. There are no criteria for the use of these expression and the results obtanned might lead to the unecessary expenses or might put the object soon out of use because of having inadequate dimensions. The samples of measured hydrological values et disposal are usually small for conclusions to be brought. A sample of 20 to 40 years suffices for the mean vaules determination but not for the extremes definition neither for conclusions about the basic population.

A modern approach to the mentioned problem treats a hydrological series as having been formed by a random stochastic process. It is obvious that such a treatment follows an objective standpoint.

The use of statistical methods and operational research as well provides the maximum informations from the existing observations. Models can be formed on this basis to enable the series extension by means of the Monte Carlo method. That way the samples of any lenght can be derived to serve for a simple and unique determination of extremes.

The fundamental problem is to set a correct model which takes into account the existing hydrological data with all its fundamental features.

Regarding the topics of this Conference the precipitation model will be discussed in detailes.

STATISTICAL ANALYSIS OF PRECIPITATION

A correct model in which the Monte Carlo method is to be applied cannot be formed without a detailed previous statistical treatment.

We are representing here some results of a statistical working out of the monthly and annual precipitation amounts at the rain - gage station Osijek. The period of 80 years (1882-1961)has been elaborated.

The conclusions based upon this working out cannot be generalized. Still, although there are climatic pecullarities even, at every rain - gage station - the method is applicable in any conditions if we take certain corrections into account.

Monthly precipitation frequency has been analysed. A number of continuos and descrete statistical distributions have been fit to the observed data. It was found that the monthly precipitation frequencies less than a certain value follow the law of rare events during a year (see Fig. 1 and Table I). The same is also true for the frequencies of the monthly precipitation greater than a given value (see Fig. 2 and Table II). The frequencies of the monthly precipitation which is inside the mentioned limits follow the normal distribution law (see Fig. 3 and Table III).

The distribution has been used to test the adjusted theoretical distributions. The adjustion level for the given cases iv very high (see Table.I II and III).

THE PRECIPITATION TREATEMENTS BY MEANS OF TAIL THEORIES

The previously mentioned conclusions make a manyside precipitation analysis possible and provide considerably more informations from the same data.

Consider the given values of precipitation to be clients in a file waiting their turn.That way the precipitation analysis is possible by means of the tail theory. A serving place in this case is the watershed under consideration where during a given time period a given rain amount is to be expected.

We are interested in the precipitation extremes (maximums and minimums). Their occurance inside a given time period has been found to follow the law of rare events.

A steady process is under consideration. An averagely constant number of client comes out, from the water source in a time unit. Deviations are random. During an adequately short time interval an adequately small number of clients comes out. Since the clients' commng varies randomly we apply here the law of rare events i.e. the Poisson distribution. The previous statistical analysis of precipitation extremes lead us to the same conclusion. The formula for the probability of the Poisson distribution is

$$P(x) = \frac{m^x}{x!} e^{-m} \quad (\text{ for } X=0,1,2,3,\ldots)$$

The expectation $E(x)=a \cdot t=m$

a-the spring capacity $\frac{\text{rainfalls number}}{\text{time period}}$

t - time period year, season, month

When the expectation is substituted into the probability formula we get

$$p(x)=(at)^x \frac{e^{-(at)}}{x!}$$

Taking X=0 we get the probability of no clients coming out the water source during the time period t i.e. under our consideration - the probability of no rainfall of given value:

$$p(x=0)=e^{-at}$$

Table IV illustrates the calculation of p(x=0) function for the precipitation $H \leq 13$mm at Osijek. Figure 4 represents the curve -

$$p(x)=e^{-0,8125t}.$$

THE APPLICATION OF THE MONTE CARLO METHOD

The Monte Carlo method is used to imitate a process of known fundamental characteristics.The proces hystory should be at disposal, particularly by the hydrological elaborations, as well as the actual possibilities of the quantities random variations. The past occurences, determinad by the previous measurements, represent a valuable data. A random sample selected from a series of measurements serves as a basis for the imitation; hence an obvious importance of random numbers in the imitation process. A total annual precipitation amount is suggested to be performed by means of a simple model, expressed by

$$1 \qquad H_{annually} = \sum_{t=1}^{12} H_{i(months)}$$

Analogously, monthly precipitations are suggested to be derived by the imitation process following the formula:

$$2 \qquad H_{monthly} = \sum_{i=1}^{3} H_{i(decades)} = \sum_{j=1}^{6} H_{j(pentades)}$$

Since we have the observed probability distribution of precipitation at disposal (for months decades, pentades etc.) we can fit to them the theoretical distributions. We want to perform the Monte Carlo method and draw therefore the ogives of probability distributions. That way we got the frequencies of a random variable in accordance with the corresponding theoretical law or observed distribution (see Fig. 5).

It is very important to make a good choice of the expression for the calculation of the observed values probability. We have several expressions at disposal. Table V with number of data n 15 compares the results obtained by various expressions. In this elaboration we used mostly the expressions

$$p=\frac{m-0,3}{n+0,4}; \qquad p=\frac{m}{n+1}$$

When a cumulative probability curve is derived the results of a previous statistical analysis should be taken into account.

Obviously, the precipitation value following the law of rare events cannot have the same probability as those following the normal distribution law. Therefore we suggest the value 0,5-0,8p for the first probability, while other values of observed probability grow up proportionally.

The imitation can be performed very simply. First we read out the numbers from the table of random numbers and fix then upon the ordinate. The ordinates cross the cumulative probability distribution (observed or theoretical) and we read off the corresponding random values on abscissa. Figure 6 illustrates the procedure. We can substitute the results obtained by the discribed way into the formulas 1 2 or some others-and get the values required. The imitation has been performed by means of the probability distribution curves-observed and theoretical (log. normal distribution, Kritskii and Menkel' distribution, Forster distribution).

All series obtained from the observed or theoretical distributions show very small differences (1-2%). This fact points out just a secondary importance of the probability curve shape. Fitting the theoretical distributions to the observed ones requires the Kolmogoroff's criterion to be fulfilled (we recomend the lit. 4). That way the imitation process get rid of the unrandom variations as well as of the systematic errors (see Figures 7 and 8).

The edge parts of the observed cumulative probability distributions do not define the extreme precipitation values. The theoretical distributions give the fictiously big precipitation amounts - or even the negative values. Physically the both are impossible. This shortcoming can be overcomed by an precipitation analysis in the climatic coherent region and at the pluviometric stations of approximately equal height above the sea level. That way the maximum and minimum values receive their physical, real limits.

A series of 1000 to 2000 years is to be derived by the imitation process.

From a derived series of 2000 years (formed by the imitation process) we can determine centennial precipitation amounts by considering 20 series, every one 100 years long. Precipitation values in a partial series of 100 years which follow the Poisson law and have the expectation E(x)=1 are to be considerd centennial.

This way of eleboration several values of centennial precipitation amounts might appear in the same period of 100 years, but it might also happen that no centennial precipitations occure at all.

Quite an analogy exists for the definition of the frequency distributions of all the other hydrological quantities.

CONCLUSION

The described method is very simple to apply and gives more exact and reliable results than the old methods of working out the data.

The application of the probability theory - and particulary of the Monte Carlo method is very usual in all sciences. Series extension by the imitation process does not increase the exactness - of the previously measured values. The quality of additional informations obtained by the model and by the imitation as well comes from the measured - series quality and lenght as well as from the knowledge of the imitated quantity physical sense . A detailed statistical analysis and the measured data homogeneity test as well as the examination of the data exacteness have to proceed.

With some change the described model for the imitation can be applied to the others hydrological quantities.

Sometimes the random numbers quality which is fundamental by the Monte Carlo method is omitted from the consideration. The correct use of the method is reasoned by the numbers being actually random i.e. if every random number has its identical probability of occurence in a given table. Many tables of random numbers have shortcoming which lessen their practical validity.

The method requires a voluminous elaboration and suggests therefore the use of high speed computors.

LITERATURE

1 JEVĐEVIĆ
HIDROLOGIJA I DIO
HIDROTEHNIČKI INSTITUT "ING JAROSLAV ČERNI", BEOGRAD 1956.

2 VRANIĆ
VJEROJATNOST I STATISTIKA
TEHNIČKA KNJIGA, ZAGREB 1965.

3 PAVLIĆ
STATISTIČKA TEORIJA I PRIMJENA
PANORAMA, ZAGREB 1965.

4 KARTVELIŠVILI
TEORIJA VEROJATNOSTNIH PROCESOV V GIDROLOGII I REGULIROVANI RIČNOG STOKA
GIDROMETEOROLOGIČESKOE IZDATELJSTVO, LENINGRAD 1967.

5 - - - - - -
MNOGOLETNIE KOLEBANIJA STOKA I VEROJATNOSTNIJE METODI EGO RASČETA
IZDATELSTVO MOSKOVSKOGO INVERSITETA, MOSKVA, 1967.

6 STEFAN
EIN EINHELTLICHES VORFAHREN ZUR BESTIMMUNG VON HOCHWASSERHAUFIGKEITEN
DIE WASSERWIRTSCHAFT 8/1968.

7 CSOMA
VIZÁLLÁSADATOK EGYÖNTETŰSÉGÉNEK VÍZSGÁLATA
HIDROLOGIAI KOZLONA, BUDIMPEŠTA 1966.

ĐURAŠEVIĆ
UNAPREĐENJE PROIZVODNJE I DIO
SVEUČILIŠTE U ZAGREBU, ZAGREB 1968.

9 MC CLOSKEY - THEFETHEN
OPERATIVNA ISTRAŽIVANJA
PANORAMA, ZAGREB 1965.

10 PETKOVIĆ - ĐORĐEVIĆ
O MODELIRANJU NIZA PROTICAJA PRI HIDROENERGETSKOM PROJEKTOVANJU I SAVETOVANJE O IZGRADNJI HIDROELEKTRANA, SLATINA RADENCI 1968.

11 JOVANOVIĆ - ĐORĐEVIĆ
DUGOROČNE PROGNOZE DOTICAJA VODE U AKUMULACIONI BAZEN HE JABLANICA
SAOPŠTENJE BR. 32. BEOGRAD 1966.

$H_{mthly} \leq 13$ mm

N°	x	f_i	xf_i	$\frac{m}{x}$	p(x)	f_{ti}	χ^2-test $\lvert f_i - f_{ti} \rvert$	$(f_i - f_{ti})^2$	$\frac{(f_i - f_{ti})^2}{f_{ti}}$
1.	0	36	0	——	0,4438	35,50	0,50	0,25	0,01
2.	1	27	27	0,8125	0,3606	28,85	1,85	3,42	0,12
3.	2	14	28	0,4062	0,1465	11,72			
4.	3	2	6	0,2708	0,0397	3,18	1,45	2,10	0,14
5.	4	1	4	0,2031	0,0081	0,65			
		$\sum =$	65		0,9987	79,90		$\sum =$	0,27

$\bar{x} = m = \frac{65}{80} = 0,8125$

$p(0) = e^{-m} = e^{-0,8125}$

k=1-number of degrees of freedom

$0,70 > P\left[\chi^2 > 0,27\right] > 0,50$

TABLE I

$H_{mthly} \geq 130$ mm

N°	x	f_i	xf_i	$\frac{m}{x}$	p(x)	f_{ti}	χ^2-test $\lvert f_i - f_{ti} \rvert$	$(f_i - f_{ti})^2$	$\frac{(f_i - f_{ti})^2}{f_{ti}}$
1.	0	44	0	——	0,577	46,2	2,20	4,84	0,10
2.	1	30	30	0,550	0,317	25,4	4,60	21,16	0,83
3.	2	4	8	0,275	0,037	7,0	3,70	13,69	1,65
4.	3	2	6	0,183	0,016	1,3			
		$\sum =$	44		0,997	79,9		$\sum =$	2,58

$\bar{x} = m = \frac{44}{80} = 0,55$

$p(0) = e^{-m} = e^{-0,55}$

k=1-number of degrees of freedom

$0,20 > P\left[\chi^2 > 2,58\right] > 0,10$

TABLE II

$10\ mm < H_{monthly} < 70\ mm$

N°	x	f_i	xf_i	$\lvert x - \bar{x} \rvert$	$(x - \bar{x})^2$	$f_i(x - \bar{x})^2$	$t = \frac{\lvert x - \bar{x} \rvert}{\sigma}$	y (t)	f_{ti}	χ^2 - test $\lvert f_i - f_{ti} \rvert$	$(f_i - f_{ti})^2$	$\frac{(f_i - f_{ti})^2}{f_{ti}}$
1.	4	2	8	3,825	14,631	29,262	2,288	0,0291	1,39	1,03	1,06	0,178
2.	5	5	25	2,825	7,981	39,905	1,690	0,0957	4,58			
3.	6	11	66	1,825	3,331	36,641	1,092	0,2202	10,54	0,46	0,21	0,020
4.	7	14	98	0,825	0,681	9,534	0,493	0,3530	16,89	2,89	8,35	0,494
5.	8	20	160	0,175	0,031	0,620	0,105	0,3967	18,98	1,02	1,04	0,055
6.	9	17	153	1,175	1,381	23,477	0,703	0,3120	14,93	2,07	4,28	0,287
7.	10	5	50	2,175	4,731	23,655	1,301	0,1713	8,20	3,20	10,24	1,249
8.	11	6	66	3,175	10,081	60,486	1,899	0,0656	3,14	2,86	8,17	2,602
$\sum =$		80	626			223,580			78,65		$\sum =$	4,885

$$\bar{x} = \frac{626}{80} = 7,825$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{223,58}{80}} = \sqrt{2,795} = 1,6718$$

k = 4 - number of degrees of freedom

$$0,30 > P\left\{\chi^2 > 4,885\right\} > 0,20$$

TABLE III

a - average number of precipitation fall during a year

$$a = \frac{\sum x_i \, f_i}{N}$$

$N = \sum f_i$ — number of years in the sample

$$a = \frac{65}{80} = 0{,}8125$$

$$p(x = 0) = e^{-at}$$

$$p(t) = e^{-0{,}8125\,t}$$

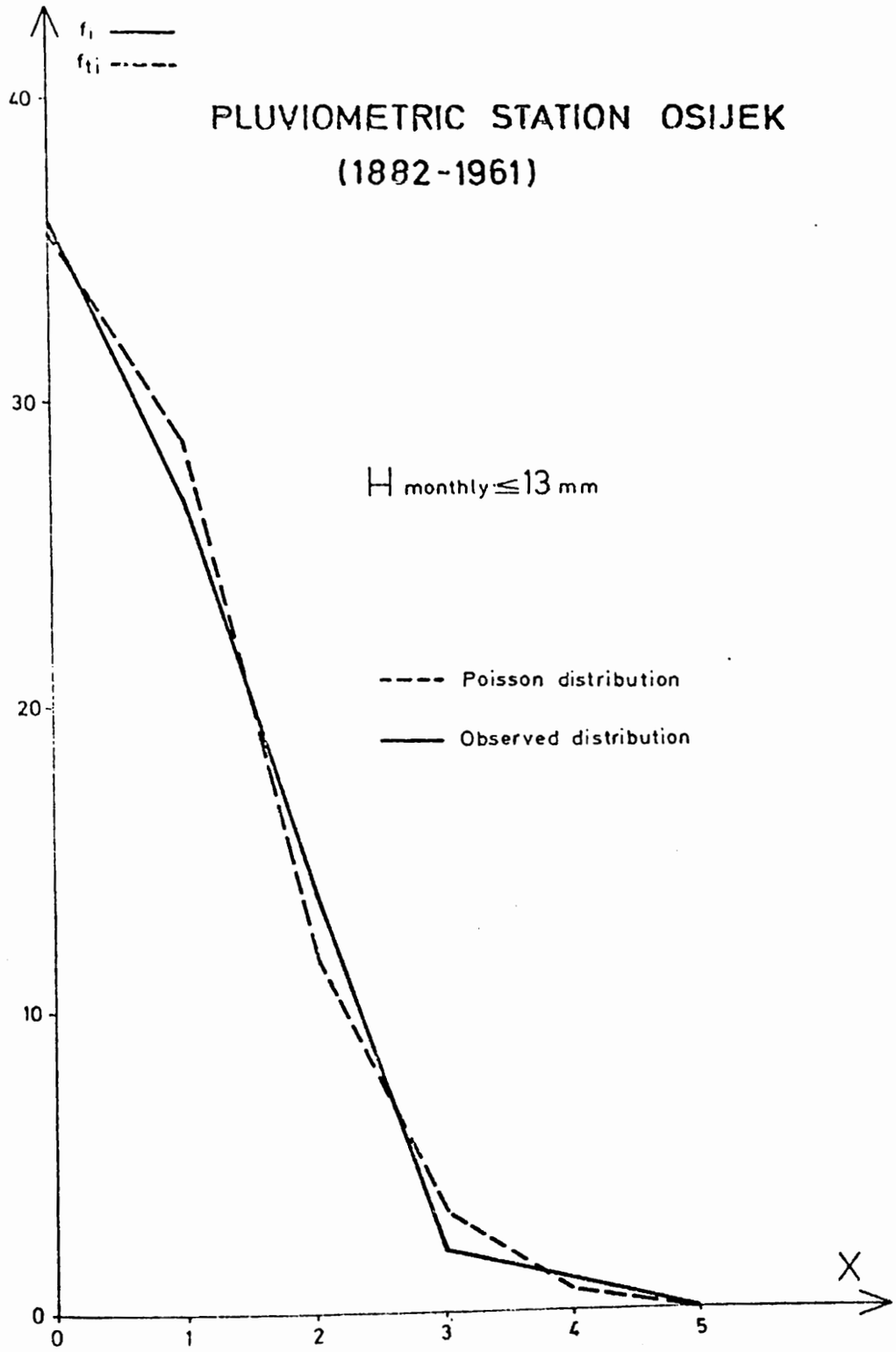
N°	t [year]	p(t)
1.	0	1
2.	0,2	0,8500
3.	0,5	0,6662
4.	0,8	0,5220
5.	1	0,4438
6.	2	0,1969
7.	3	0,0874
8.	4	0,0388
9.	5	0,0172
10.	6	0,0076

see Table I

TABLE IV

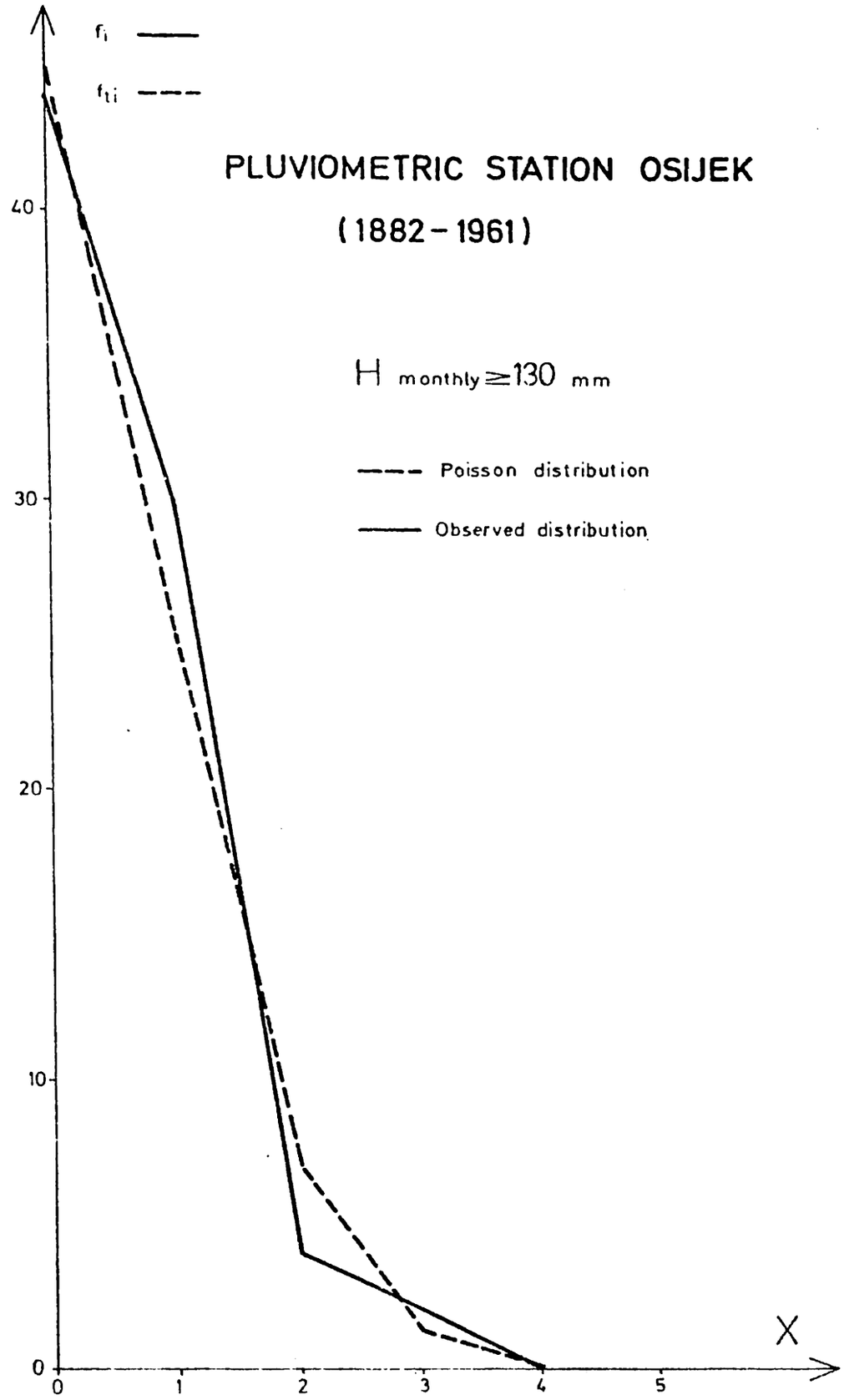
m	$P = \frac{m - 0,3}{n + 0,4}$	$P = \frac{m}{n + 1}$	$P = \frac{m}{n}$ $m = 1,2,3..$	$P = \frac{m - 0,5}{n}$	$P = \frac{m}{n}$ $m = 0,1,2...$
1	0,0455	0,0625	0,0666	0,033	0,0000
2	0,1104	0,125	0,1333	0,1000	0,0666
3	0,1753	0,1875	0,2000	0,1666	0,1333
4	0,2403	0,250	0,2666	0,2333	0,20000
5	0,3052	0,3125	0,3333	0,30000	0,2666
6	0,3701	0,375	0,40000	0,3666	0,3333
7	0,4351	0,4375	0,4666	0,4333	0,40000
8	0,500	0,5000	0,5333	0,5000	0,4666
9	0,5649	0,5625	0,60000	0,5666	0,5333
10	0,6299	0,6250	0,66666	0,6333	0,6000
11	0,6948	0 ,6875	0,7333	0,7000	0,6666
12	0,7597	0,7500	0,80000	0,76666	0,7333
13	0,8246	0,8125	0,8666	0,8333	0,80000
14	0,8896	0,8750	0,9333	0,9000	0,8666
15	0,9545	0,9375	1,0000	0,9666	0,9333

TABLE V



X — number of H monthly ≤ 13 mm during a year

FIG. 1.



X – number of H monthly ≥ 130 mm during a year

FIG.2.

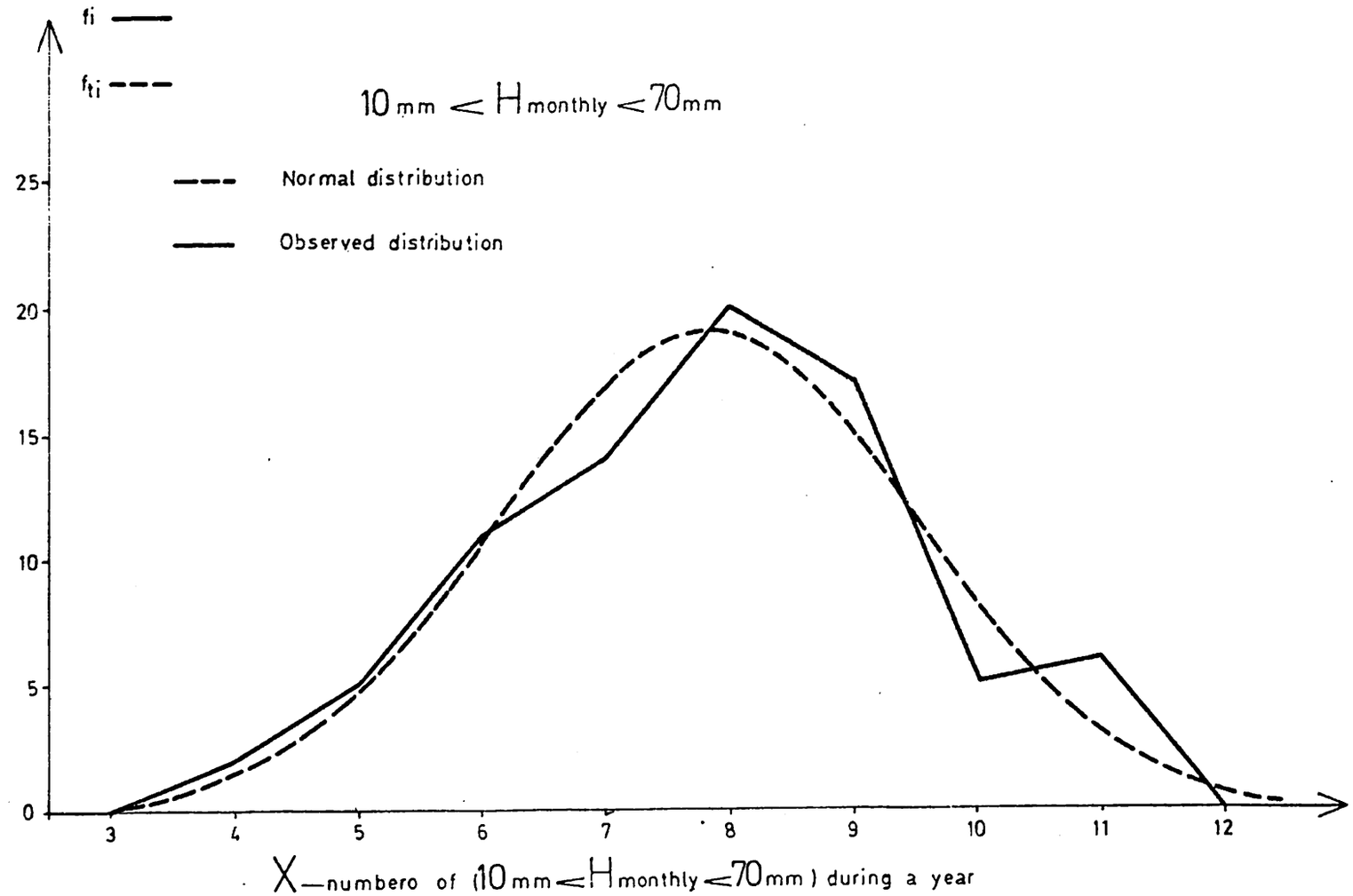

PLUVIOMETRIC STATION OSIJEK
(1882-1961)
fi
fti
10 mm < H monthly < 70mm
Normal distribution
Observed distribution
25
20
15
10
5
0
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
X—numbero of (10 mm < H monthly < 70mm) during a year

FIG. 3.

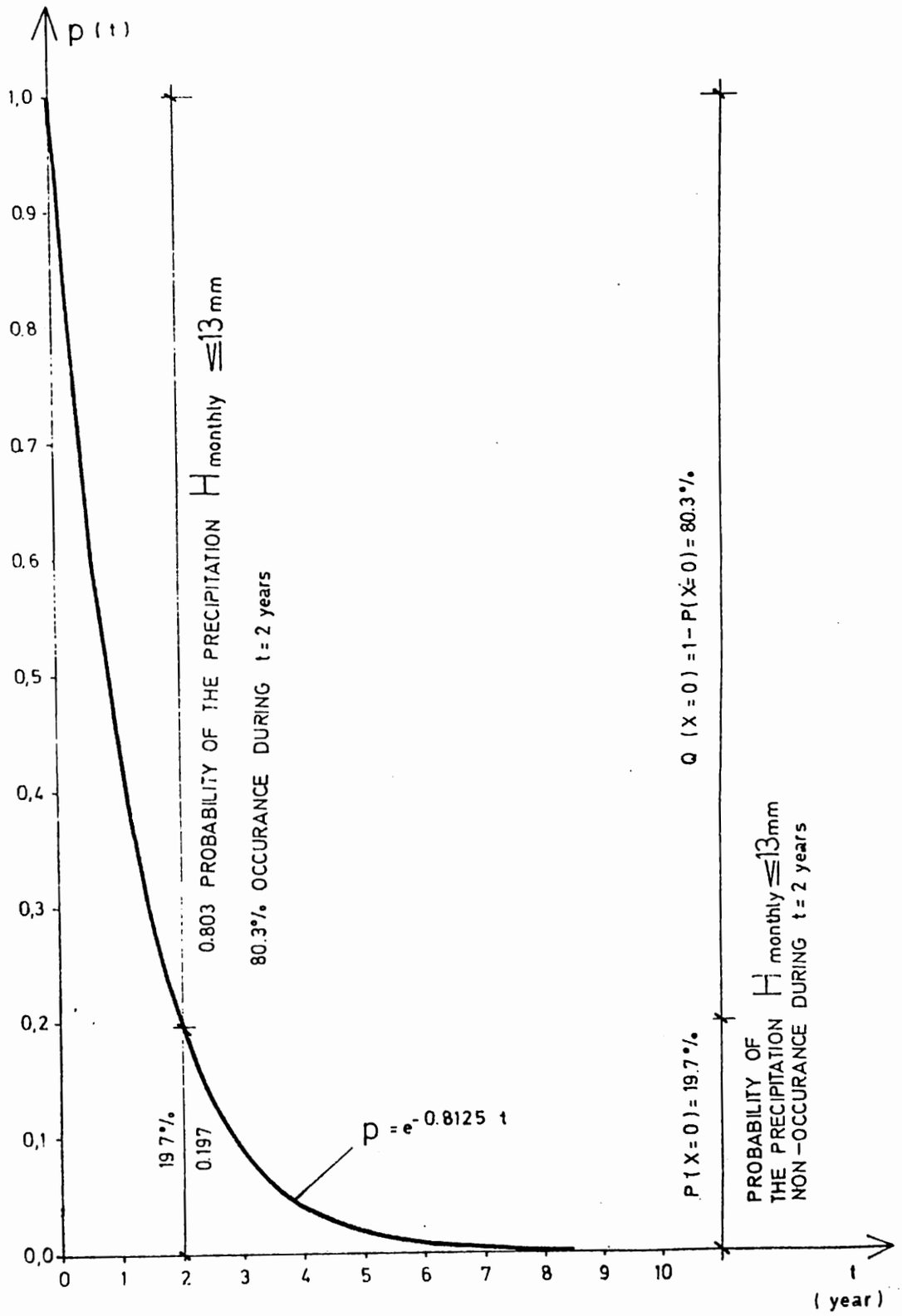

p (t)
1,0
0.9
0.8
0.7
0.6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0,0
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
t
(year)
0.803 PROBABILITY OF THE PRECIPITATION H monthly ≤13 mm
80.3% OCCURANCE DURING t = 2 years
19.7%
0.197
p = e^-0.8125 t
Q (X = 0) = 1 - P(X = 0) = 80.3%
P (X = 0) = 19.7%
PROBABILITY OF THE PRECIPITATION H monthly ≤13mm NON-OCCURANCE DURING t = 2 years

FIG. 4.

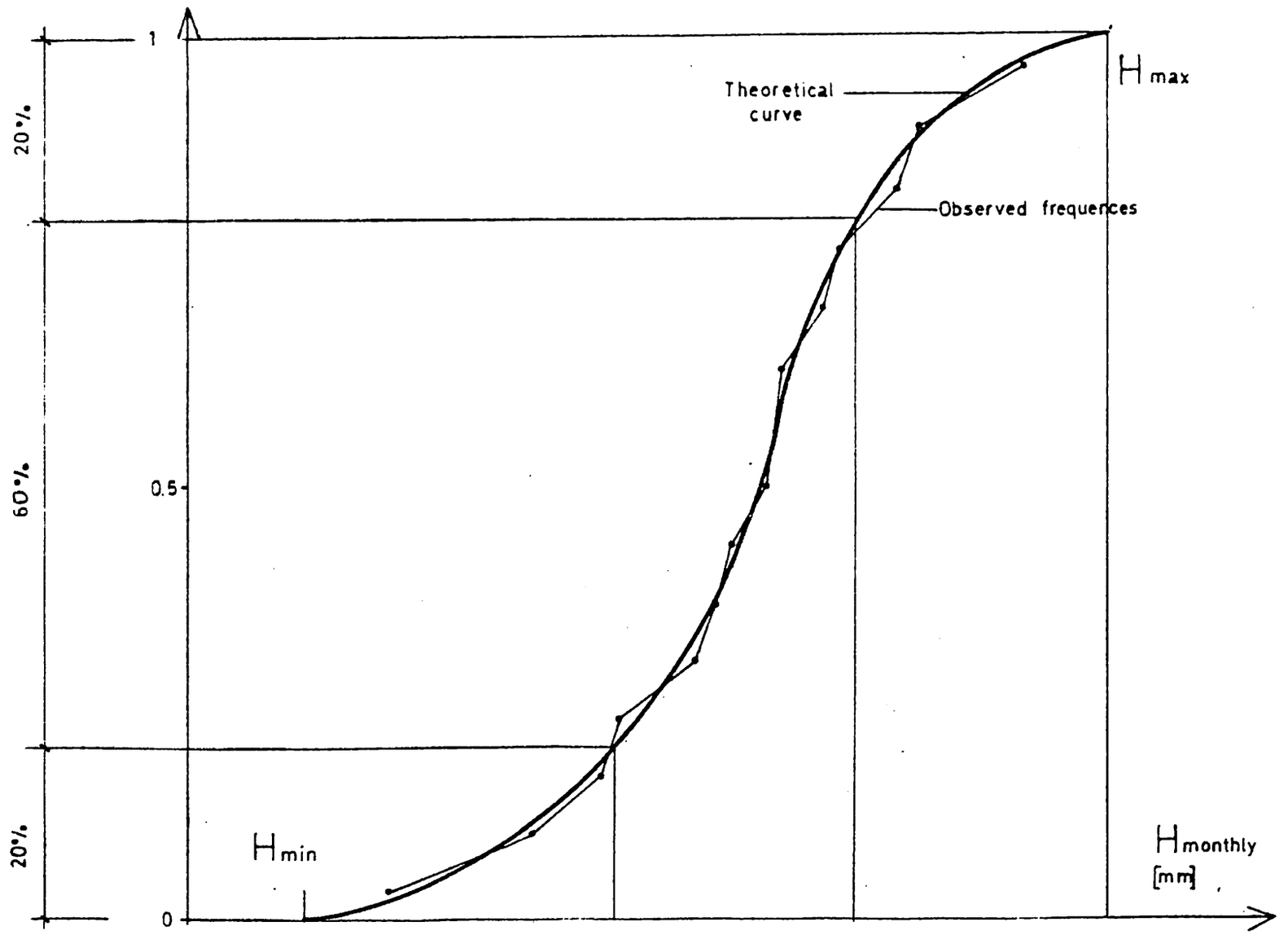

1
0.5
0
20 %
60 %
20 %
Theoretical curve
Observed frequences
H max
H min
H monthly [mm]

FIG. 5.

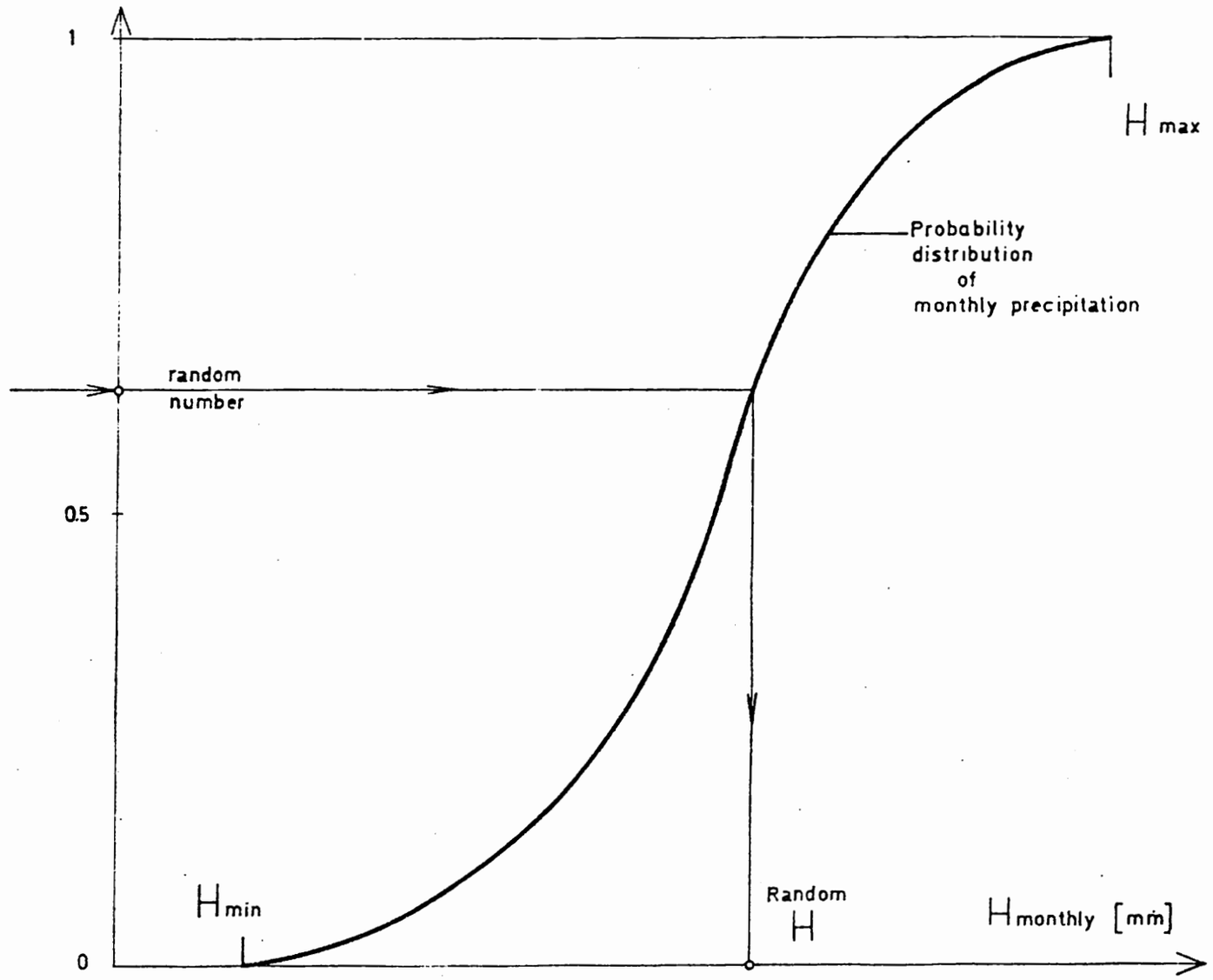

1
0.5
0
H max
Probability
distribution
of
monthly precipitation
random
number
H min
Random
H
H monthly [mm]

FIG. 6.

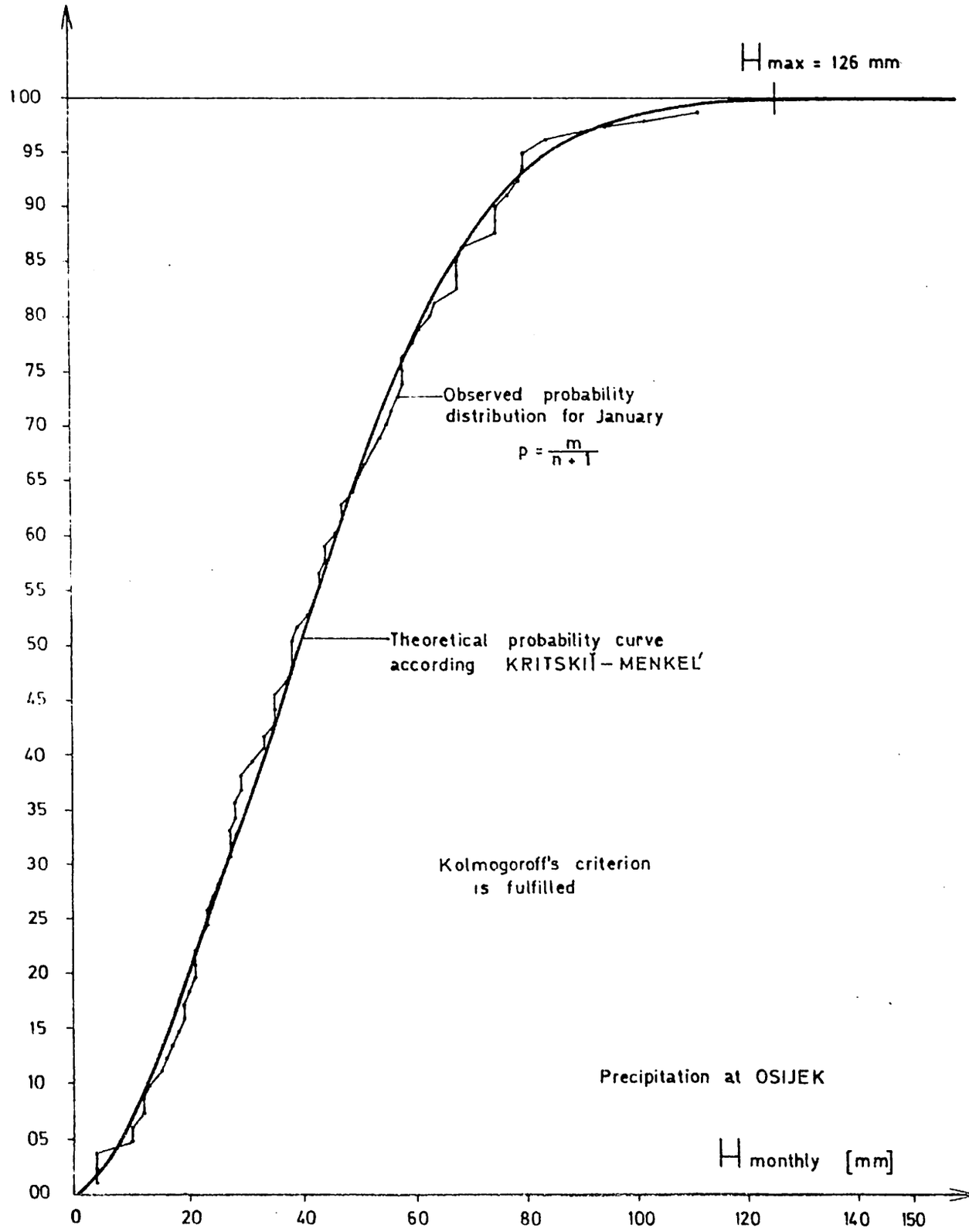

H max = 126 mm
100
95
90
85
80
75
70
65
60
55
50
45
40
35
30
25
20
15
10
05
00
Observed probability distribution for January
p = m/(n + 1)
Theoretical probability curve according KRITSKIĬ – MENKEL'
Kolmogoroff's criterion is fulfilled
Precipitation at OSIJEK
H monthly [mm]
0
20
40
60
80
100
120
140
150

FIG. 7.

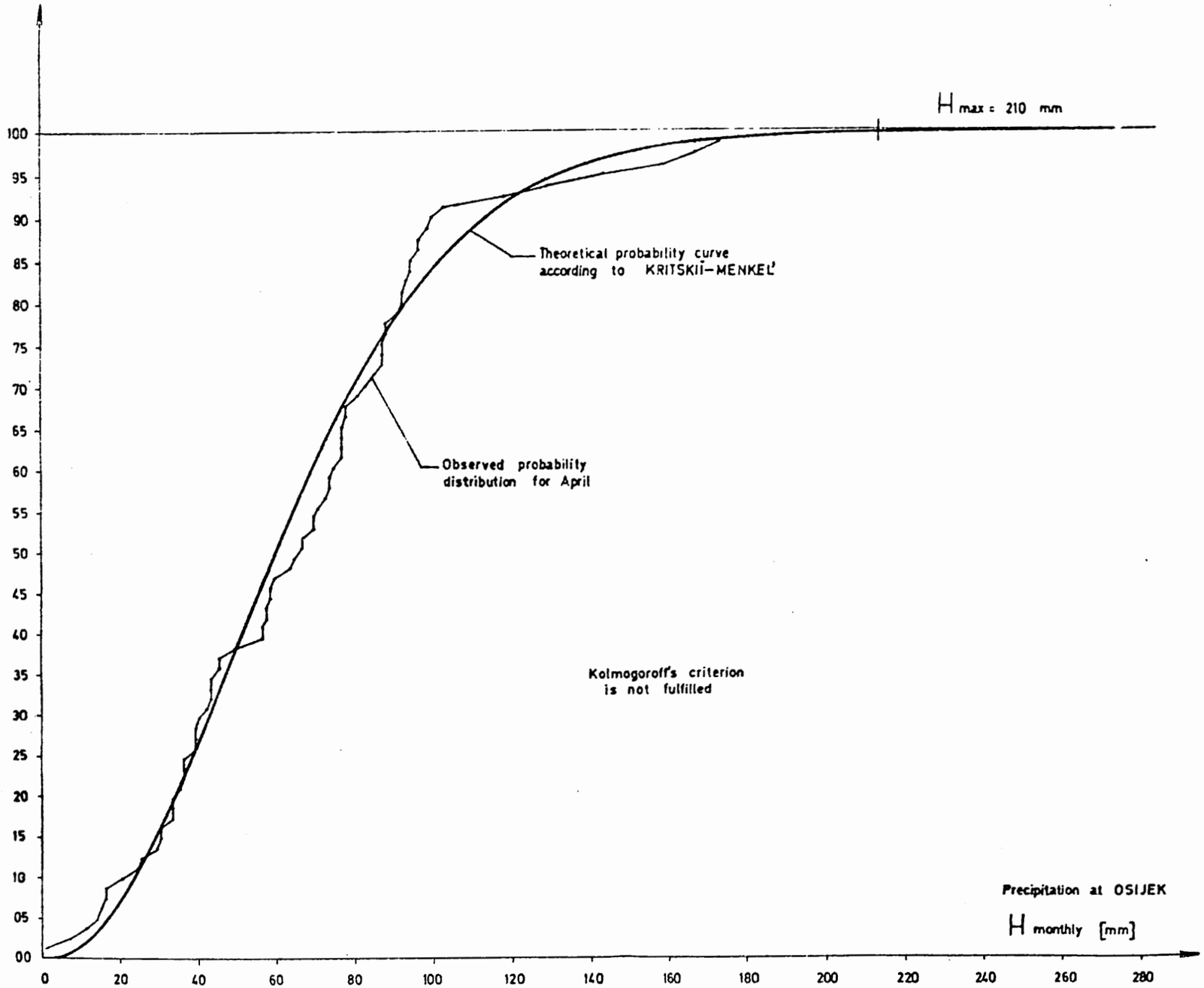

H max = 210 mm
Theoretical probability curve according to KRITSKII–MENKEL'
Observed probability distribution for April
Kolmogoroff's criterion is not fulfilled
Precipitation at OSIJEK
H monthly [mm]
100
95
90
85
80
75
70
65
60
55
50
45
40
35
30
25
20
15
10
05
00
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
200
220
240
260
280

FIG. 8.

TELEMETERING SYSTEM FOR FORECASTING

By T. PUSKAS and H. KARSAI

Р е з ю м е

Исследовательский институт по водным ресурсам ВИТУКИ, в течение последних лет работал на развитии системы автоматического дигитального измерения на даль, которое было испытывано в его опытной области в долине Ракача. Эта система хорошо применяется для предусматривания и управления водой в системах региональной водной ресурсы. Характеристики этой системы перечислены.

S u m m a r y

The Research Institute for Water Resources, VITUKI, has developed in the recent years an automatic digital telemetering system, which has been tried out at its experimental area in the Rakoca-valley. The system can well be applied in forecasting and in water management of regional water resource systems. Characteristics of this system are presented.

Destination

The destination of the "HYDRA" telemetering system is to form, to transit, to collect, to record and to evaluate information according to the hydrological and water economical events occuring at the measuring stations, situated in the region of the measuring centre. The above procedure is carried out according to a given programme and depending on the results of the evaluation, the centre gives signals (orders). By information the numerical value of the measurement is understood, as for example: water level, temperature, air humidity, speed of wind, soil humidity.

The system by now is able to collect information on rainfall and water level, within an action radius of 50 km-s, from maximum 32 measuring stations. By simple connection of units being under development, it will be possible to collect further information. The centre of the system records the information in decimal numerical values on paper-tape (date, number of the measuring station and of the sensor supplying the information, numerical value of the information). Exceeding an actual value or change in value which has been present, is signalled by lamps and by ringing a bell. (Alarm signals). The modes of operation are either automatic according to a cyclic programme, or manually in deliberate moments.

Design

The system consists of a measuring centre and of measuring stations. The information chanels connecting the station with the centre are wire-less (UHF radio transmitter-receivers). (See figure 1).

The design of the radio links is the following. The telemetering system is digital, that is, within the system every information is represented by d.c. pulse-series - related to the value of the information. The transmission of the pulses between the centre and the stations is carried out by radios, which are operated with very high carrier frequency (above 100 MHz) in order to decrease the necessary output power, and with frequency modulation, in order to eliminate radio-interferences. For the purpose of radiotransmission the d.c. pulses are converted to audio frequency pulses which modulate the carrier frequency and after receipt they are reconverted to d.c. pulses.

The functional units of the telemetering system are the following (Figure 1.):

Central

- automatism (with line printer, displayboard and control panel)
- transmission-channel terminal
  - audio frequency generators and selectors, radio transmitter-receiver

Measuring station

- transmission-chanel terminal
  - radio transmitter-receiver, audio frequency generators and selectors,

automatism

sensors (by now water level and rainfall).

The central automatism initiates in every case the functioning (measurement, recording, evaluation) according to a cyclic programme, that is the system is centrally controlled.

The information is produced by the sensors of the measuring stations. The different transducers supply either digital electrical signals, or analogue ones. In the latter case the signal has to be converted into a digital one. This function is done by an analogue-to-digital converter, which is part of the automatism of the measuring station and which is connected one by one to the analogue sensors of the station. Receiving a call from the centre, the different sensors of the station are also connected to the transmission chanel by the automatism.

From the above functional units different measuring networks can be designed, matching individual requirements for higher or lower capacity. The upper limit of the capacity is restricted by the fact that maximum 32 measuring stations can be connected to the centre, and that maximum 3 digital and 6 analogue sensors can be connected to one station.

Within this, the upper limit of the capacity is a combined function of the following:

- number of stations,
- number and type (digital or analogue) of sensors at the different stations,
- required evaluation in the centre (number of sensors to be observed in respect of critical value or change in value),
- time programme (cycle) and
- speed of functioning.

Operation of the centre and the measuring stations

The cycle in which the centre (Figures 2.) calls the sensors at the measuring station can either be a longer (e.g. one hour), or a shorter one, which is the sixth of the former.

The call is initiated by the calling signal circuit following a signal of the digital clock, according to a predetermined programme. The calling generator produces the calling signal of the required station and modulates the transmitter with this signal.

The call is received by the receiver of the measuring station (Figure 3.), the calling signal selector of which checks whether the call was addressed to this station, and if so it energizes the transmitter of the station. This transmits an indicating signal back to the centre by which the duplex radio connection between station and centre is established. On the simultaneous effect of the signals of the calling signal selector and the transmitter operation indicator unit the automatism of the measuring station starts the measurement of the first sensor, the result of which is produced by the proper controlling of the information signal generator and led to the serial. The next sensor starts its measurement on the effect of the stop signal of the first, and so forth, finally the last sensor controls the stop signal generator which modulates the transmitter, and so the stop signal reaches the centre.

Sensors having digital output, are controlling the information signal generator directly, those sensors, which supply an analogue output signal, are connected first by the autmatic measuring point selector to the analogue-to-digital converter and the digital output signal of the latter goes to the information generator and from there to the transmitter.

The signals of the called measuring station reach the control unit from the central receiver, through the information selector. This is responsible for the further transmission of the received signals. The pulses, carrying information, come to the counter and to the coincidence circuit. The latter - in case of rainfall measurement - gives the control unit a signal when the number of the incoming pulses equals with those pulses, being stored in the memory unit (result of the previous measurement) and the control unit in turn starts the difference counter. At the end of the measurement the date the number of pulse (and in case of rainfall measurement the difference between the last two measurements) appear in the form of lightening figures at the display unit. The stop-signal selector senses the arrival of the stop-signal, which effects the following:

- the line printer prints the actual value being in the counter, the number of the sensor and of the measuring station as well as the date,
- the memory unit is set to zero,
- the actual value being in the counter is filled into the memory unit,
- a set zero signal sets the information and difference counters to zero.

Then the centre evaluates in the same way the signals of the next sensor. When the received information is greater than the critical value set on the alarm circuit, then the audio and light alarm signals are started.

The centre possesses a number of circuit by means of which it is prevented of issuing or receiving information by error.

Operation of the sensors

The operating principles of the two sensors which can be delivered by now are the following:

a) the water level meter has metal electrodes, isolated from each other, placed vertically in the water to be measured. The distance between them is 1 cm. Each of them is connected by wires to the electronic part of the meter. Those electrodes which are covered with water have a remarkably lower resistance - measured to the earth - than those being above the water level. The measuring order starts a pulse generator the pulses of which are led at the same time to the output of the apparatus, and to the electrodes (one by one). As soon as a pulse reaches a free electrode - what is sensed by the change in resistance - the pulse generator is stopped. In this way the number of pulses at the output equals the water level in centimeters. The measuring accuracy is obviously - 1 cm. The measurable water level difference is normally 5 m but the apparatus can also be adjusted for 10 m, with the same resolution.

b) The rainfall meter is also using electrodes, which are covered by the rain water. The rain comes through the usual recipient vessel into a measuring cylinder, in which the electrodes are built in vertically. The distance between the electrodes is equivalent to 1 mm rainfall. Receiving a call, the same measuring procedure starts as above, only one pulse corresponds to 1 mm rainfall. When the level goes over 90 mm, then the apparatus evacuates itself automatically after the next measuring process. The result of the actual measurement can be obstained by subtracting the previous result from the actual value. There is an observing circuit which effects that the apparatus answers only if more than 0,5 mm rainfall was received in the meantime. The power consumption of the apparatus can be kept to a minimum this way. For the purpose of checking the working ability of the apparatus (e.g. in a longer day period), it is possible to call (manually) in a coded form the rainfall measuring sensor at any time. Having received the coded call, the apparatus will answer even if there was no rain. The measuring accurance is ± 1 mm rainfall.

The measuring stations can be supplied from the mains (220 Va.c.) or from battery (12 V) as well.

Obviously any sensor can be connected to the telemetering system, which gives the measured value in the form of d.c. pulses, the number of which corresponds to the value of the measured physical quantity.

Both the centre and the measuring stations are fully transistorized, and built on printed penals.

The first experimental system consisting of one centre and two stations was taken in use in 1966. The same system was amended and improved later so as to contain 10 stations.

The work of installation of a new system, containing 16 stations, is going on in the area of Tata.

For the maintenance of the telemetering system skilled personnel is required, but for normal use not.

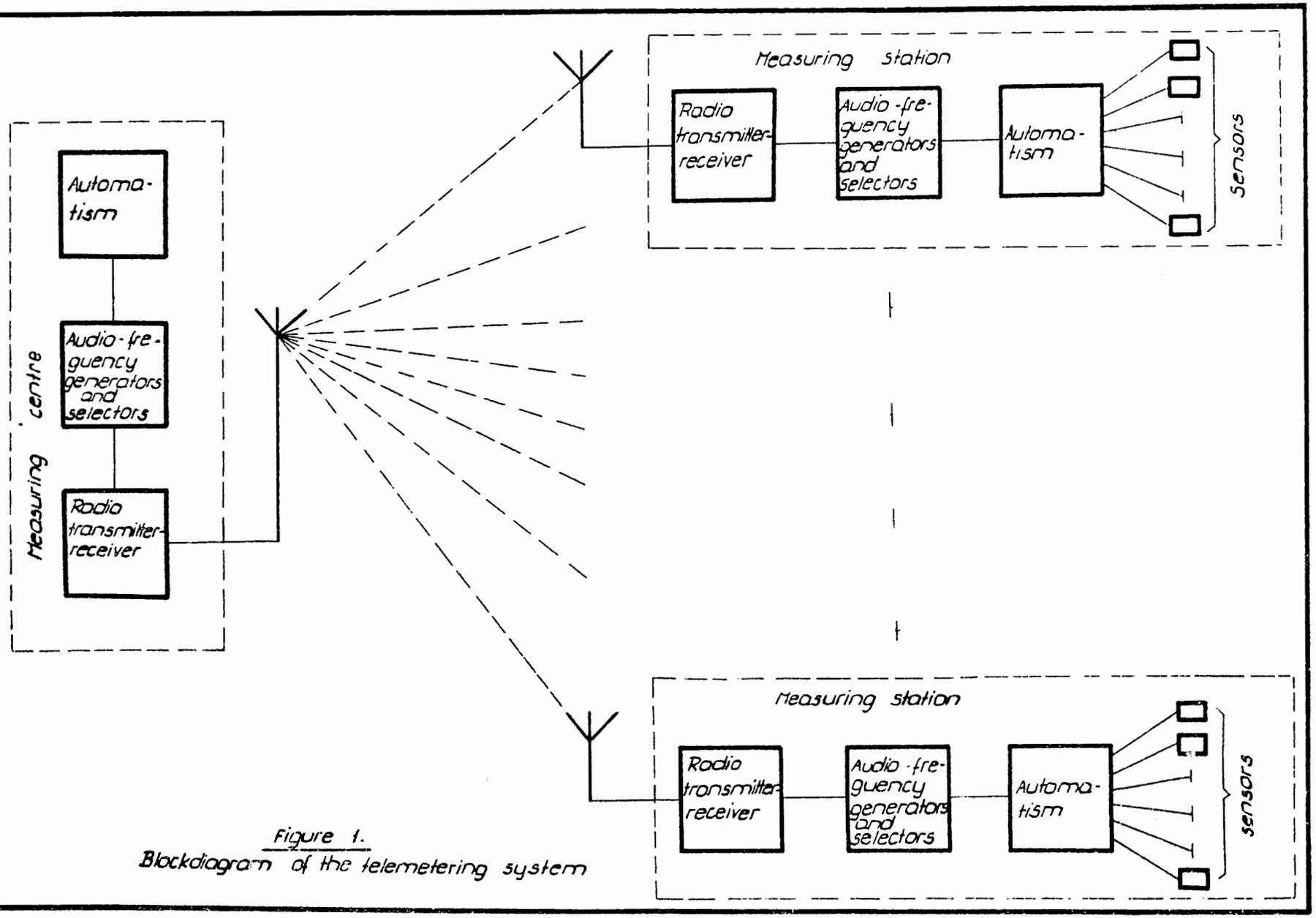


Figure 1.
Blockdiagram of the telemetering system

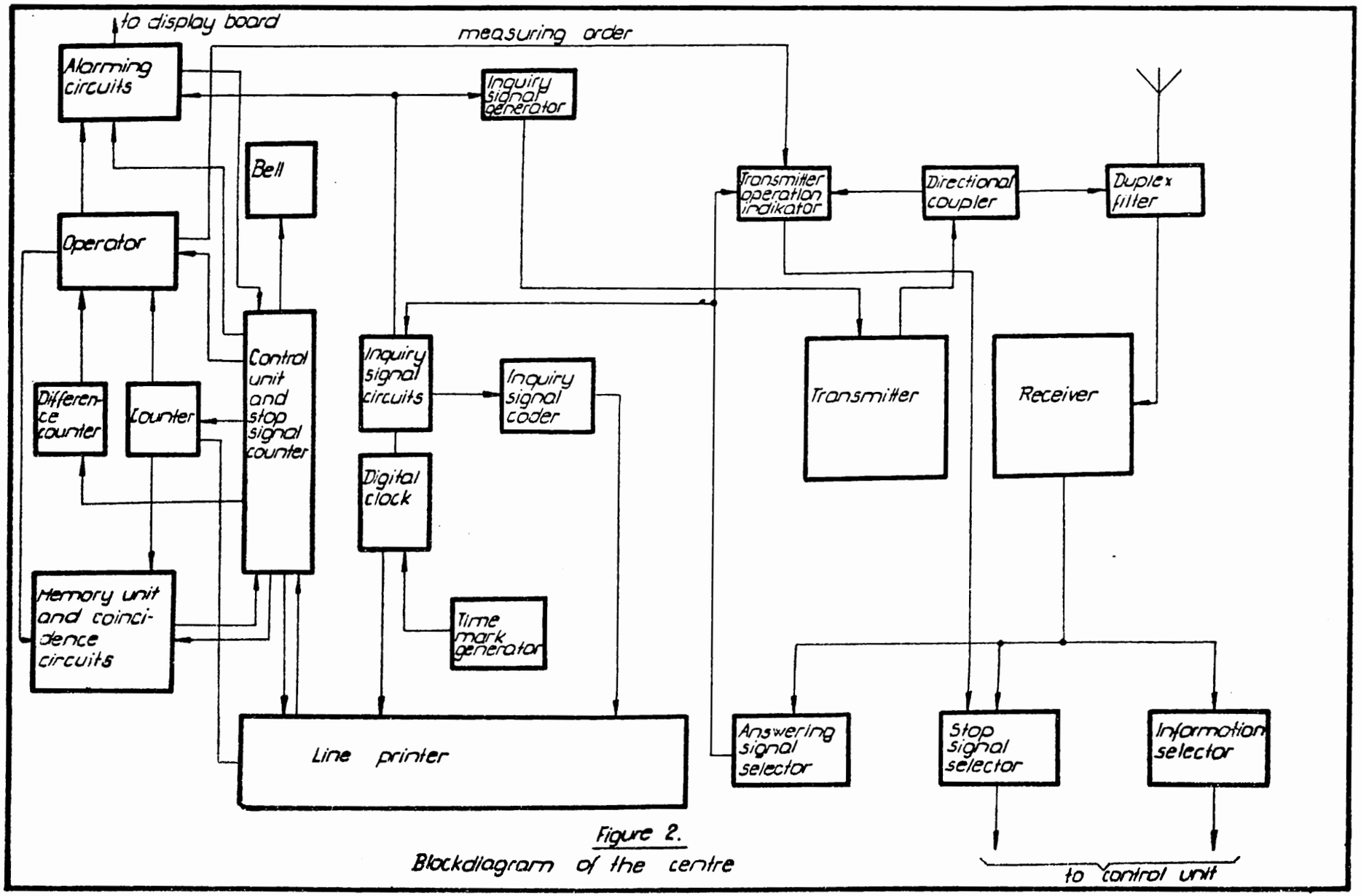


Figure 2.
Blockdiagram of the centre

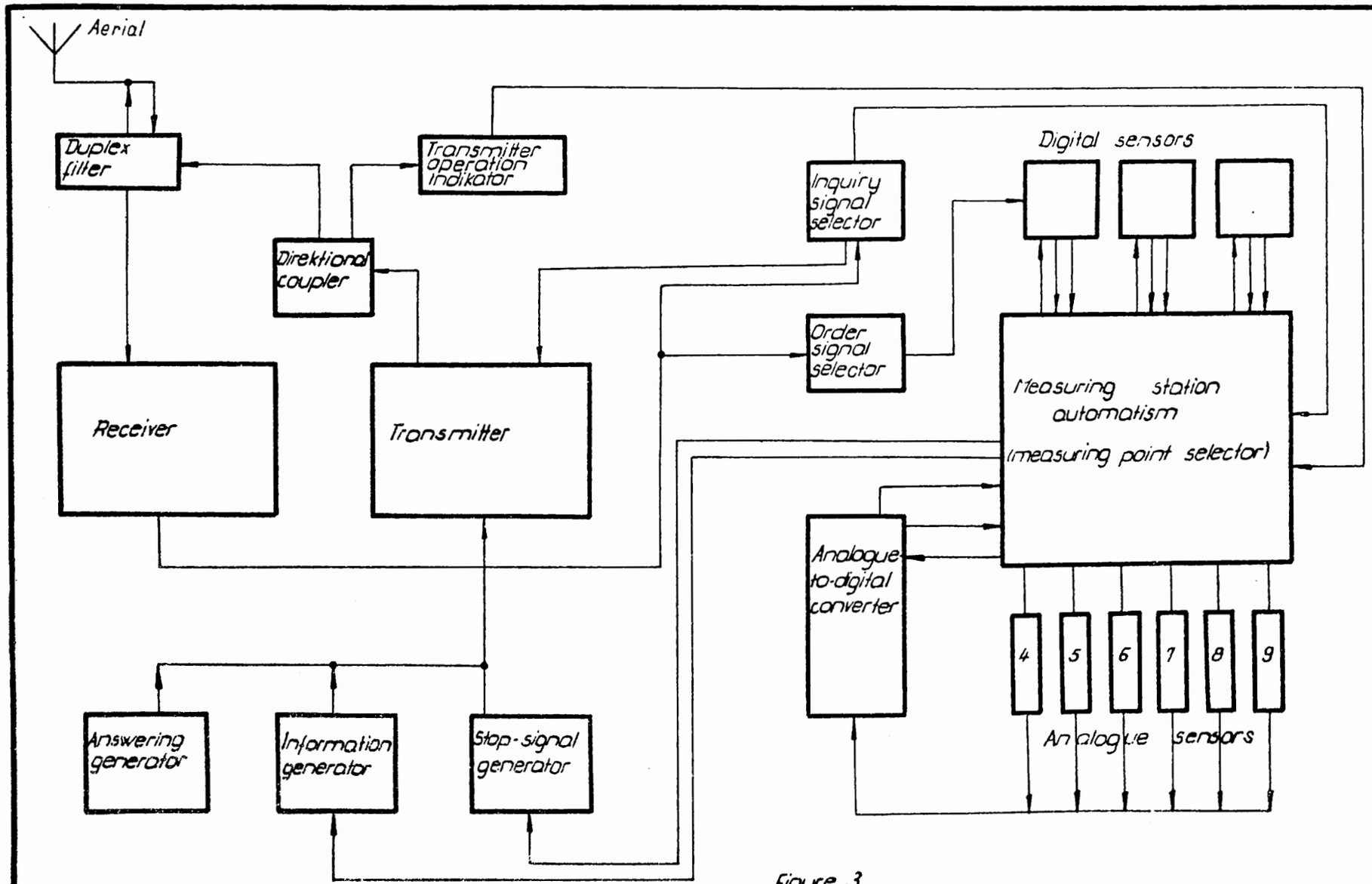


Figure 3.
Blockdiagram of the measuring station

НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ АТМОСФЕРНОЙ ЦИРКУЛЯЦИИ НАД ЕВРОПОЙ ПРИ ЛЕДОВЫХ ЯВЛЕНИЯХ ПО РЕКЕ ДУНАЮ

С. И. СТЕФАНОВ

Р е з ю м е

Значение вопроса, постановка задачи и этапы ее решения.

1. Характер и особенности циркуляции атмосферы над Европейским синоптическим районом (ЕСР) в холодные зимы в Болгарии, когда Дунай замерзает частично или полностью.

Характер атмосферной циркуляции в отдельные месяцы зимы, когда Дунай замерзает.

Характер циркуляции над ЕСР осенью и в осенние месяцы перед холодной зимой.

Циркуляция атмосферы над бассейном р.Дуная непосредственно (15, 10 дней) перед замерзанием Дуная в болгарском участке.

2. Развитие метеорологических элементов (температура воздуха, осадки, направление и скорость ветра и т.д.) во время, предшествовавшее замерзанию р. Дуная.

3. Характерные особенности стока р.Дуная в осенний и зимний периоды, как фактор развития ледовых явлений.

Характер речного русла как условие начала замерзания, зажоров, заторов.

4. Прогноз циркуляции атмосферы и характера зим на основе закономерностей их развития.

Прогноз будущего развития метеорологических элементов, как составной части общего характера зимы.

Характерные особенности ледовых явлений на Дунае в болгарском участке, которые определяют возможности их прогноза.

5. Прогноз развития ледовых явлений как закономерное следствие метеорологических процессов обусловлено характером стока и речного русла.

S u m m a r y

The importance of questions, placing of tasks and stage of their solution.

1. Tha character and preculiarities of atmosphere circulation over European synoptic region (Esr) during cold winters in Bulgaria whan the Danube freezes up partically or completely.

The character of atmospheric circulation over ESR in autumn months before cold winter.

Circulation of the atmosphere over the basin of river the Danube immediately (15, lo days) before freezing of the Danube along the Bulgarian section.

2. Development of the meteorological elements (air temperature, precipitation, direction and velocity of wind, etc.) during the time preceding to freezing of the Danube.

3. The characteristic peculiarities of the torrents of the river Danube in the autumn and winter period, as a factor of icephenomenon.

The character of river bed as a condition for beginning of freezing, transport of ice.

4. Forecasting of the atmospheric circulation and the character of winter on the basis of lawfulness of their development.

Forecasting of the future development of meteorological elements as an integral part of winter general character.

The characteristic peculiarities of ice phenomenon upon the Danube along the Bulgarian section, determining the elements of their forecasts.

5. Forecasting of the ice phenomenon development as a lawful consequence of meteorological processes conditioned by the character of forrents and river bed.

1. Ледовые явления на болгарском участке Дуная наблюдаются почти исключительно в зимние месяцы отдельных лет, но, хотя и редко, их можно наблюдать и в марте, когда река после зимнего замерзания начинает размерзать. Чаще бывают случаи появления ледохода, чем частичного, а еще меньше - полного замерзания реки.

Цель настоящей работы - выяснить некоторые характерные процессы появления и развития ледовых явлений по р.Дунаю.

2. Некоторые предварительные данные и понятия о ледовых явлениях на болгарском участке р.Дуная

Различаем следующие характерные периоды ледовых явлений у нас: подготовительный период появления ледохода на данном участке реки - продолжительность в днях, когда температура воздуха над нижним течением р.Дуная остается ниже нормальной, а температура воды реки приближается к 0° и появляются первые признаки ледохода; период замерзания реки - начиная с момента появления ледохода до момента, когда лед становится неподвижным; период замерзания реки - дни, когда лед на данном участке реки остается неподвижным; период размерзания реки -начиная с момента, когда ломается лед и начинается его движение, до момента очистки реки от льда.

Нижнее течение реки Дуная чаще подвергается зимой воздействию вторгающихся с севера холодных континентальных воздушных масс, чем среднее и верхнее течения. С начала настоящего столетия и до сих пор река Дунай в его болгарском участке замерзала полностью в 1908/09, 1928/29, 1941/42, 1946/47, 1953/54 и 1962/63 гг. Частичное замерзание отдельных участков наблюдалось зимой 1913/14, 1934/35, 1939/40 и последнее 1968/69 гг. Замерзание небольших участков наблюдалось в 1936/37, 1942/43, 1944/45, 1963/64 и 1964/65 гг. По неполным данным за 70-летний период наблюдалось замерзание в различной степени около 17 раз, или один раз на четыре года. Если же прибавить случаи, когда на реке появляется ледоход, но она не была замерзшей, то в исследуемый 70-летний период ледовые явления на болгарском участке реки Дуная наблюдались в течение 30-32 зим. Замерзание реки Дуная начинается с устья реки и продолжается на запад. При исключительном маловодье может начаться одновременно в нескольких местах. Наоборот, размерзание реки начинается обычно с запада на восток. Подготовительный период появления ледохода в различные зимы составляет 4 - 12 дней, а период замерзания - от 5 - 6 до 20 дней и более.

Ледоход на болгарском участке реки Дуная начинается чаще всего во второй половине декабря, а замерзание - в начале второго десятидневия января. Самый ранний момент ледохода отмечен 10 декабря, а самый поздний - 10 февраля. Размерзание Дуная в болгарском участке наблюдалось самое ранее в середине февраля, а самое позднее, когда река очищается от льда - около 25 марта. Наибольшая продолжительность неподвижного льда на болгарском участке реки Дуная составляла около 75 дней (1954). Время, необходимое для полного очищения реки од льда составляет около 20 дней.

3. Холодные зимние месяцы и зимы нижнего течения реки Дуная

3.1. Если разделим холодные зимние месяцы и зимы на две группы: с большими аномалиями среднемесячной и зимней температуры (более - 3°) и такие с аномалиями от -1 до -3°, получается распределение месяцев и зим, представленное на таблице 1.

Анализ холодных зимних месяцев показывает, что для ледовых явлений на реке Дунае большое значение имеют месяцы с большими отрицательными аномалиями температуры, в то время как при небольших отклонениях они существенны, если следуют после месяца с большой отрицательной аномалией. Когда случаются изолированно, значение для ледовых явлений по реке Дунаю могут иметь только случаи в январе месяце, ввиду сравнительно низкой среднемноголетней температуры месяца января.

Наибольшая отрицательная среднемесячная аномалия над нижним течением реки Дуная наблюдалось в феврале 1929 г. ($-10,8^{o}$, в январе 1942 г. ($-8,3^{o}$) и декабре 1948 г. ($-6,3^{o}$).

3.2. В исследуемом периоде зимние месяцы с большими отрицательными аномалиями и холодные зимы не распределяются равномерно, наблюдаются периоды нарушения порядка и с большей частотой. Неравномернее всего распределяются годы с очень холодным декабрем, а сравнительно равномернее - с очень холодным февралем, приблизительно по два раза на десятилетие.

Холодные зимы обеих групп чаще всего (72,4%) в течение трех месяцев имеют температуры ниже нормальных. За 14 холодных зим три раза месяц декабрь и один раз январь имели, хотя и небольшую (ниже 1°) положительную среднемесячную аномалию.

Из 9 лет, когда декабрь был с большой отрицательной аномалией, только четыре являются частью холодных зим. Это показывает, что начало зимы с очень холодным декабрем не является указанием, что зима будет очень холодной.

Две третьих лет, когда январь очень холодный, участвуют в холодных зимах, а остальные 1/3 - в зимах, в которых месяцы декабрь и февраль имеют температуры выше нормальных. В немного большей степени (70 процентов) это касается и февраля, хотя и в незначительной степени, возможны и после сравнительно теплых декабря и января.

4. Особенности атмосферной циркуляции над ЕСР в холодные зимние месяцы и зимы над нижним течением Дуная

Для исследования особенностей антициклональности над ЕСР во время холодных зимних месяцев бы-

ли использованы таблицы антициклональности[x/] и ее аномалий, данные А.Л.Вительс /5/.

Установлено, что в зимние месяцы и зимы, как целое, формируются большие отрицательные аномалии температур, когда одновременно или в отдельности, над некоторыми областями ЕСР антициклональность ниже нормальной антициклональности или выше нормальной. Были исследованы главным образом особенности антициклональности над Северной Европой, Центральной и Западной Европой, Средней и Южной частью ЕТСС вместе с Черным морем, Исландским районом и районом Азорских островов.

Так, 34 самых холодных месяцев были обощены в четыре подгруппы: первая подгруппа с выше нормальной антициклональностью над Северной Европой и ниже нормальной над Центральной и Западной Европой; вторая - с выше нормальной антициклональностью одновременно и над Северной и Западной Европой; третья - с выше нормальной антициклональностью над Центральной и Западной Европой и ниже нормальной над Северной Европой; четвертая - над Северной и Центральной Европой антициклональность ниже нормальной.

4.1.1. Первая подгруппа состоит из 11 месяцев (32,4 процента), с наибольшим числом месяцев февраля. Здесь представлены самые холодные месяцы февраля и января. Средняя аномалия 6 месяцев февраля - 6,5°. Средняя отрицательная аномалия для всех 11 месяцев -5,8°. Среднее распределение аномалий антициклональности и синоптических процессов над ЕСР можно заметить на рис. 1 и 2. При этой подгруппе месяцев в течение более 20 дней барический рельеф над Северной Европой является антициклональным и в среднем около 65 процентов этих дней с мощными антициклонами[xx/] (таблица 3), в некоторые месяцы, главным образом в наиболее холодные феврали (1929, 1954 и 1956) и январи (1942), мощные антициклоны составляют от 60 до 85 процентов. При развитии ультраполярных процессов при этой подгруппе самых холодных месяцев река Дунай замерзает быстро за 8 - 12 дней в январе, а в феврале так сильно скована, что ее размерзание начинается едва в середине марта, а подготовительный период для ледохода сокращается до 4 - 8 дней. Антициклональность выше нормальной и над Исландским районом, но значительно ниже нормальной над Азорским районом, со 100 % усиленной антициклональностью над Центральной Европой и Западным Средиземноморьем.

Распределение температур у земли и на высоте при этой подгруппе очень характерно. Вообще, аномалии температур на высоте отрицательны, но по значениям величин значительно меньше, в некоторые дни они бывают и нулевыми или даже положительными.

x/ Число дней с антициклональным барическим рельефом.

xx/ Давление в центре антициклона свыше 1040 мб.

Наилучшие условия для ледовых явлений и замерзания реки создаются над ее нижним течением.

4.1.2. Во вторую подгруппу входят 9 месяцев (26,5 процентов), из них 6 месяцев января (таблица 2). Сейчас антициклональность выше нормальной и над Северной Европой и над Центральной и Западной Европой. Средние отрицательные аномалии составляют -4,6°, более чем на 1° меньше по абсолютному значению, чем при первой подгруппе.

Распределение аномалий антициклональности над ЕСР можно видеть на рис. 3. Средняя антициклональность над Центральной и Северной Европой достигает 22 дней, а в отдельные годы - 25 - 26, т.е. почти весь месяц. Над Северной Европой антициклональность на 6 дней больше нормальной, а над Центральной - на 4 - 5 дней. Над Исландским районом антициклональность ниже нормальной. При этой подгруппе дни с мощными антициклонами над Северной Европой составляют в среднем около 46 процентов, а над Центральной и Западной около 40 дней с антициклональным барическим рельефом (табл. 3). Большая отрицательная средняя аномалия над болгарским участком реки Дуная в январе (1947 г.), когда река замерзает за 5-6 дней (наиболее короткий срок), показывает, что над Центральной и Северной Европой антициклональность достигает 25 дней, при этом 70 процентов из них с мощными антициклонами. Аномалии среднедневных и среднемесячных температур и при этой подгруппе отрицательные на высоте, но разность между приземными и температурами на высоте меньше, чем при первой подгруппе. Распределение температур на высоте над нижним течением реки Дуная инверсионно. Большая антициклональность и инверсионное распределение температур на высоте создают условия для среднесуточных температур оставаться продолжительное время очень низкими, а также и для формирования абсолютных минимальных температур. Вследствие указанного выше, условия для ледовых явлений по реке особенно благоприятны для всего бассейна реки. Река замерзает почти одновременно как в нижнем, так и среднем течении.

4.1.3. Третья группа наиболее холодных месяцев состоит как и первая из 11 месяцев со сравнительно одинаковым составом трех зимних месяцев. При этой подгруппе антициклональность выше нормальной над Средней и Западной Европой, с хорошо выраженными антициклональными гребнями по направлению Гренландии и Балканского полуострова (рис. 4). Основные антициклональные центры находятся над Средней и Западной Европой, а вторично - над Северной частью Балканского полуострова. Среднемесячная аномалия этой подгруппы значительно меньше чем первых двух (таблица 2). Антициклональность над Северной и Восточной Европой ниже нормальной на 3 - 4 дня, а над Центральной Европой и Балканским полуостровом - выше нормальной почти на 5 дней (таблица 3).

Разница в аномалиях температур у земли и на высоте сейчас самая меньшая. Замерзание реки Дуная, как и подготовительный период появления ледохода более продолжительные. Река замерзает главным образом во второй половине января, а наиболее благоприятные условия для ледовых явлений по реке возникают над Верхним и Средним Дунаем.

4.1.4. Четвертая группа состоит только из 3 месяцев (8,8 процентов) два декабря и один февраль. Исследование показывает, что в течение трех месяцев антициклональность над Северной, Восточной и Центральной Европой была ниже нормальной, а над Азорским районом - выше нормальной. К тому же отрицательные аномалии антициклональности над Центральной Европой исключительно малы (до 1 - 2 дней) по сравнению со значениями над Восточной и Средней Европой (таблица 3) (до 9 - 10 дней). Учитывая последнее обстоятельство, можно считать, что в эти месяцы над бассейном реки Дуная выделяются мощные антициклоны в тылу континентальных циклонов над Восточной Европой, являющиеся также результатом меридиональных процессов с меньшей продолжительностью.

4.1.5. Обобщенные аномалии антициклональности четырех подгрупп (охватывающие 34 самых холодных месяцев) или первых трех (31 месяц) представлены на рис. 5. Рассматривая этот рисунок можно заметить что район самых больших положительных аномалий антициклональности находится над Южной частью Скандинавского полуострова и Средней Европой, с хорошо выраженным гребнем антициклональности по направлению ниж него течения реки Дуная.

Это самое большое распределение аномалий антициклональности объясняет хорошо большие отрицательные аномалии среднемесячных температур над Нижним Дунаем в самые холодные зимние месяцы, в результате чего возникают ледовые явления по реке.

4.2. Циркуляционные особенности холодных зим

Как можно заметить на таблице 2, 14 холодных зим с большими отрицательными аномалиями (по абсолютным значениям больше -3°) и с аномалиями между -1 и -3° по сезонной аномалии антициклональности распределяются только в первых трех подгруппах. Из восьми зим с большими аномалиями четыре (50 процентов) находятся во второй подгруппе, и по две в первой и третьей. Остальные 6 с меньшими отрицательными аномалиями распределяются: две в первой подгруппе, одна - во второй и три - в третьей. Наибольшая отрицательная средняя зимняя аномалия от $-4,5^{o}$ имеют зимы с большими аномалиями во второй подгруппе.

Циркуляционные различия между верхними двумя группами зим (с аномалиями больше $-3,0^{o}$ и меньше $-3,0^{o}$), обуславливающие их температурные особенности, можно видеть из таблицы 4. В то время, как при зимах первой группы антициклональность выше нормальной над Северной Европой, Исландским районом и над Центральной и Западной Европой, при этом превышение нормы наибольшее над Северной Европой и Исландией (соответственно на 21.5 и 24.0 процентов), то при зимах второй группы антициклональность значительно выше нормы над Центральной Европой и Азорским районом. Над Северной Европой антициклональность даже ниже нормы. Так, средняя разница в антициклональности между двумя группами зим над Северной Европой составляет 13.5 дней.

Если же сравним качественное положение антициклональности над различными частями ЕСР, то можем заметить (таблица 4), что в среднем при зимах с большими аномалиями наибольшее число дней с мощными антициклонами имеются над Северной Европой (25 дней), в то время как при второй группе зим наибольшее число дней с мощными антициклонами имеется над Центральной и Западной Европой. Такое же соотношение дней с мощными антициклонами ко дням с антициклональным барическим рельефом вообще (таблица 4).

4.2.1. Распределение аномалий антициклональности всех 14 зим представлено на рис. 6. Можно заметить, что почти вся Европа, без Южной части Средиземноморья и на восток от Черного моря, имеет положительные аномалии антициклональности. Положительные аномалии антициклональности имеет также Северная и Восточная части Атлантического океана. Изолинии усиленной антициклональности образуют гребень по направлению 25 меридиана к Балканскому полуострову, который отделяет район усиленной циклональности над Центральным Средиземноморьем от района усиленной циклональности над Черным морем и Малой Азией. На рис. 6а и 6б представлены особенности антициклональности (на первом 9 зим, на втором 10 зим), когда антициклональность выше нормальной над Северной Европой и выше нормальной над Центральной и Западной Европой. Сравнение двух рисунков (6а и 6б) дает возможность отметить основные, качественные различные процессы, приводящие к формированию отрицательных аномалий в температуре над нижним течением реки Дуная. Видно, что на рис. 6 а положительная аномалия в центре превышает на 25 процентов норму, а на рис. 6 б - на 19 процентов.

А то, что действительно меридиональные процессы имеют основное значение для ледовых явлений по реке Дунаю можно видеть на рис. 6 в, когда в течение 10 зим (71,4 процента) антициклональность над Исландским районом была выше нормальной. При этом среднее отклонение от нормы составляет 11.5 дней (52 процента) нормы.

5. Некоторые особенности циркуляции над ЕСР во время замерзания реки Дуная

Замерзание реки Дуная на болгарском участке, если река была замерзшей, происходит в феврале и в марте, в феврале, если начнут возникать обширные и глубокие циклоны над Западной и Югозападной Европой и Центральным Средиземноморьем с тенденцией перемещения на восток и северо-восток (рис. 7). Раз-

мерзание в марте не требует обязательно этих условий.

Основным фактором размерзания реки Дуная в болгарском участке является формирование паводков в среднем течении реки, вследствие осадков из дождя и буйного снега при установлении там упомянутой выше циркуляции атмосферы.

Из 14 холодных зим (таблица 1), если исключим не особенно холодную зиму 1921/22 гг., десять раз (77 процентов) следующих зим март был с ниже нормальной среднемесячной температурой (около -3,3°) и три раза (23 процента) с положительной аномалией (между 2.5 и 3°).

Среднее распределение аномалий антициклональности в течение 10 холодных месяцев март, когда река размерзает, и в течение 3 теплых месяцев март, такое, что при холодном марте, когда обычно размерзает река Дунай, над большей частью Европы, особенно бассейном реки Дуная, преобладает антициклональное распределение давления, а в случаях теплого марта существует усиленная циклональность над большей частью ЕСР, главным образом западнее 30° в.д. Особенно большой циклональностью характеризуется Центральная и Западная Европа. Основная синоптическая обстановка размерзания реки Дуная представлена на рис. 7. При ней над нижним и средним течением реки Дуная создаются условия интенсивного переноса теплых тропических воздушных масс в продолжение 8 - 10 дней.

6. Прогноз ледовых явлений на реке Дунае

В результате предпринятых исследований пришли к следующим выводам:

1. Вероятность 71 процент для января и около 60 процентов для декабря, что они могут иметь отрицательные аномалии среднемесячных температур, когда ноябрь теплый, а вместе с тем над Восточной частью Северного Атлантика и южной частью ЕТСС антициклональность выше нормы, а над Средиземноморьем и Центральной Европой - ниже нормы.

2. Если отрицательные аномалии среднемесячных температур в ноябре сочетаются с положительными аномалиями антициклональности над Средней Европой (до 25 процентов нормы), вероятно, что холодный ноябрь сливается с холодной зимой (холодный декабрь и январь), перемещенный немного вперед.

3. При выше нормальных среднемесячных температурах в ноябре на болгарском участке реки Дуная и ниже нормальной антициклональности над Западной частью ЕСР (особенно юго-западной и Средней Европой), а выше нормальной над Юго-восточной и южной частями ЕТСС, то февраль может оказаться с большими отрицательными аномалиями.

4. Если же аномалии среднемесячных температур в ноябре над Нижним Дунаем отрицательные, над Средиземноморьем, Центральной и Западной Европой антициклональность выше нормы, а над Центральными и Северными районами ЕТСС ниже нормы, существует вероятность, что аномалии температур в феврале отрицательные, вероятность 63 процента, что они с большими аномалиями.

Имея ввиду особенности циркуляции холодных зимних месяцев и зим во время появления и развития ледовых явлений по реке Дунаю, как и во время размерзания реки, прогноз ледовых явлений по реке Дунаю может быть дан с помощью синоптических методов за 10 - 15 дней предварительно.

Таблица 1.

Холодные зимние месяцы и зимы в нижнем течении р.Дуная в период 1900-1967гг. с аномалией ниже -1° - I группа, с аномалией выше -3° - II группа, с аномалией между -1 и -2.9°

Декабрь		Январь		Февраль		Холодные зимы	
48(-6,3°)	1925(-2,5°)	1942(-8,3°)	19o7(-2,7°)	1929(-1o,8°)	1913(-2,3°)	1953/53(-5,5°)	
33(-5,2°)	1946(-2,4°)	1947(-6,3°)	1946(-2,7°)	1954(-9,5°)	1911(-2,2°)		1931/32(-2,7°)
27(-4,8°)	1963(-2,8°)	1963(-5,7°)	1935(-2,7°)	1956(-8,1°)	1928(-2,o°)	1928/29(-5,2°)	
02(-4,3°)	1945(-2,o°)	1954(-4,9°)	1944(-2,6°)	1932(-5,o°)	1919(-1,8°)		19o6/o7(-2,7°)
62(-4,2°)	192o(-1,8°)	1924(-4,9°)	1912(-2,5°)	19o9(-5,o°)	1963(-1,8°)	1941/42(-4,2°)	
4o(-4,2°)	1921(-1,6°)	194o(-4,7°)	1914(-2,4°)	1917(-4,7°)	1921(-1,1°)		1939/4o(-2,6°)
24(-3,9°)	1917(-1,5°)	19o9(-4,6°)	19o1(-2,1°)	1942(-4,1°)	1922(-1,1°)	1946/47(-4,2°)	
31(-3,o°)	1953(-1,3°)	1933(-4,2°)	1964(-2,1°)	19o5(-3,8°)	1934(-1,1°)		19o4/o5(-2,5°)
57(-3,o°)	19o8(-1,3°)	195o(-3,8°)	1937(-2,1°)	19o7(-3,7°)	1914(-1,o°)	1962/63(-4,o°)	
	1942(-1,1°)	19o5(-3,3°)	1929(-2,o°)	1965(-3,4°)	1924(-1,o°)		1963/64(-1,8°)
(-4,3°)	1928(-1,o°)	1943(-3,2°)	19o8(-1,4°)	194o(-3,3°)	1o(-1,5°)	19o8/o9(-3,7°)	
	1944(-1,o°)	1334(-3,1°)	1928(-1,2°)	1927(-3,2°)			1921/22(-1,3°)
	19o6(-1,o°)	12(-4,7°)	1922(-1,2°)	1947(-3,1°)		1933/34(-3,3°)	
	k3(-1,6°)		1938(-1,o°)	13(-5,2°)			6(-2,3°)
			19o4(-1,o°)			1927/28(-3,o°)	
			1913(-1,o°)				
			16(-2,o°)			8 (-4,2°)	
22(32,4%)-2,7°		28(41,2%)-3,1°		23(33,8%)-3,6°		14(2o,6%) - 3,4°	

Таблица 2.

Холодные зимние месяцы (декабрь, январь, февраль) с большими отрицательными аномалиями в период 1900-1967гг. и холодные зимы по отношению особенностей аномалий антициклональности над некоторыми районами ЕТС

	С антициклональностью выше нормальной над сев. Европой	С антициклональн. выше нормальной над Сев. и Центр.Европой одновременно	С антициклональностью выше нормальной над Центр.Европой и Сев. частью Балканского полуострова	С антициклональностью ниже нормальной одновременно над Сев. Европой и Центр. Европой
Холодные зимние месяцы гр. "а"	XII 1927 (-4,8°) 1902 (-4,3°) I 1942 (-8,3°) 1940 (-4,8°) 1943 (-3,2°) II 1929 (-10,8°) 1954 (-9,5°) 1956 (-8,1°) 1942 (-4,1°) 1940 (-3,3°) 1947 (-3,1°)	XII 1948 (-6,3°) 1924 (-3,9°) I 1947 (-6,3°) 1963 (-5,9°) 1924 (-4,9°) 1933 (-4,2°) 1950 (-3,4°) 1934 (-3,1°) II 1907 (-3,8°)	XII 1940 (-4,2°) 1962 (-4,2°) 1931 (-3,0°) I 1954 (-4,9°) 1909 (-4,6°) 1905 (-3,3°) II 1932 (-5,0°) 1917 (-4,4°) 1905 (-3,8°) 1927 (-3,2°) 1965 (-3,4°)	XII 1933 (-5,2°) 1957 (-3,0°) I II 1909 (-5,0°)
	11 месяцев (-5,9°)	9 месяцев (-4,7°)	11 месяцев (-4,0°)	3 месяца (-4,2°)

холодные зимы гр. а и б	"a"	1946/47 (-4,2°)	"a"	1953/54 (-5,5°)	"a"	1908/09 (-3,7°)
		1962/63 (-4,0°)		1928/29 (-5,2°)		1933/34 (-3,3°)
	"b"	1939/40 (-2,0°)		1941/42 (-4,4°)	"b"	1931/32 (-2,7°)
		1921/22 (-1,3°)		1927/28 (-3,0°)		1904/05 (-2,5°)
			"b"	1906/07 (-2,7°)		1963/64 (-1,8°)
		4 зимы (-3,0°)		5 зим (-4,2°)		5 зим (-2,8°)

Таблица 3.

Величина средней аномалии антициклональности в днях, число дней с мощными антициклонами и отношение дней с мощными антициклонами ко дням с антициклональной обстановкой над определенными районами ЕСР в среднем для наиболее холодных месяцев и в среднем для каждой подгруппы наиболее холодных месяцев

Районы ЕСР / Подгруппы		Северная Европа			Исландский район			Азорский район			Западная и Центр. Европа			Средняя и Юж. части ЕТСС и Черное море	
Число месяцев	Темпер. аном.	Отклонения от нор нормы	Число дней с мощной антицик.	мощ. ац. антиц.	Отклонение от нормы	Число дней с мощн. ац. антиц.	мощ. ац. антиц.	Отклонение от нормы	Число дней с мощ. ац. антиц.	мощ. ац. антиц.	Отклонение от нормы	Число дней с мощ. ац. антиц.	мощ. ац. антиц.	Отклонение от нормы	Число дней с мощ. ац. антиц.
I	11/32,3%/ -5,8°	+3,4	2,1	27	+5,1	12,0	65	-2,3	2,0	13	-4,1	3,1	25	-1,6	5,8
II	9/24,6%/ -4,6°	-0,5	2,0	35	+8,0	9,7	46	-2,7	4,6	32	+4,5	8,9	40	+1,1	8,6
III	11/32,3%/ -3,7°	+1,6	2,6	34	-2,8	4,2	40	+1,9	8,5	53	+4,9	20,5	48	-4,0	3,4
IV	3/10,8%/ -4,4°	-0,1	2,0	28	-5,3	3,3	41	+1,1	5,3	32	-1,3	5,0	33	-8,3	4,4
	34/100%/ -4,7°	+1,4	2,2	30	+1,9	8,1	52	-0,8	5,1	33	+1,3	7,2	40	-2,1	5,5

Таблица 4.

Распределение антициклональности и мощных антициклонов в днях над некоторыми районами ЕСР в холодные зима I и II группа

	Районы	Исландский район	Азорский район	Северная Европа	Западная и Центр. Европа и Сев. часть Балканского полуострова	Средняя и Южная часть ЕТСС
	Норма антициклональности	22,2	47,3	4о,4	51,1	57,6
I груп. зим	Отклонение от нормы	+5,3	+1,9	+8,6	+3,6	-о,4
	Антициклональность	27,5	49,2	49,2	54,3	57,2
	Мощные антициклоны	6,5	16,1	25,о	19,2	17,4
	Отношение $\frac{4}{3}$ в %	23,6	32,8	51,о	35,4	3о,5
II груп. зим	Отклонение от нормы	+3,2	+3,5	-4,7	+7,7	-3,о
	Антициклональность	25,4	5о,8	35,7	58,8	54,6
	Мощные антициклоны	5,2	22,о	13,2	25,7	15,5
	Отношение $\frac{3}{2}$ в %	2о,4	43,1	36,8	43,5	28,5

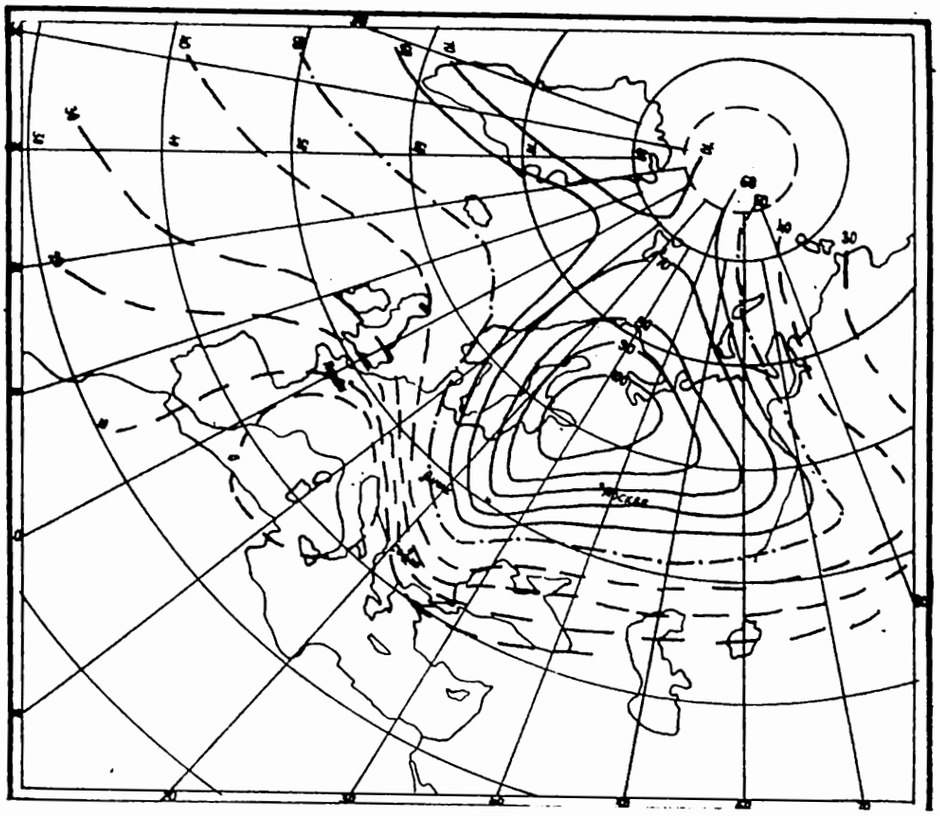


Рис. 1

Среднее распределение аномалий антициклональности при первой подгруппе холодных зимних месяцев с большими аномалиями температуры над болгарским участком реки Дуная

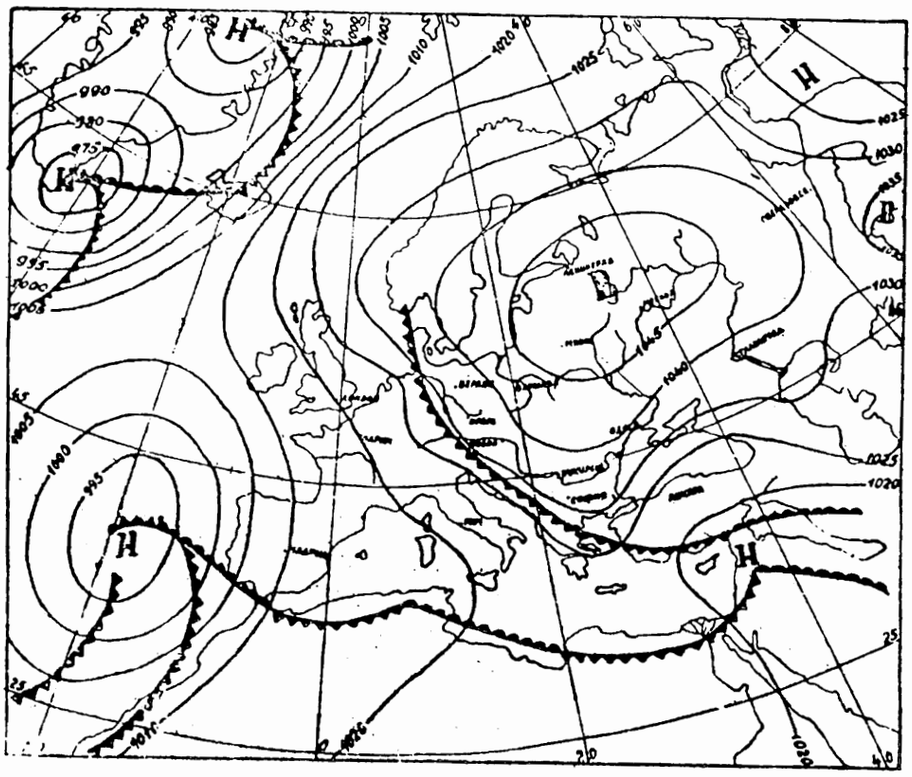


Рис. 2

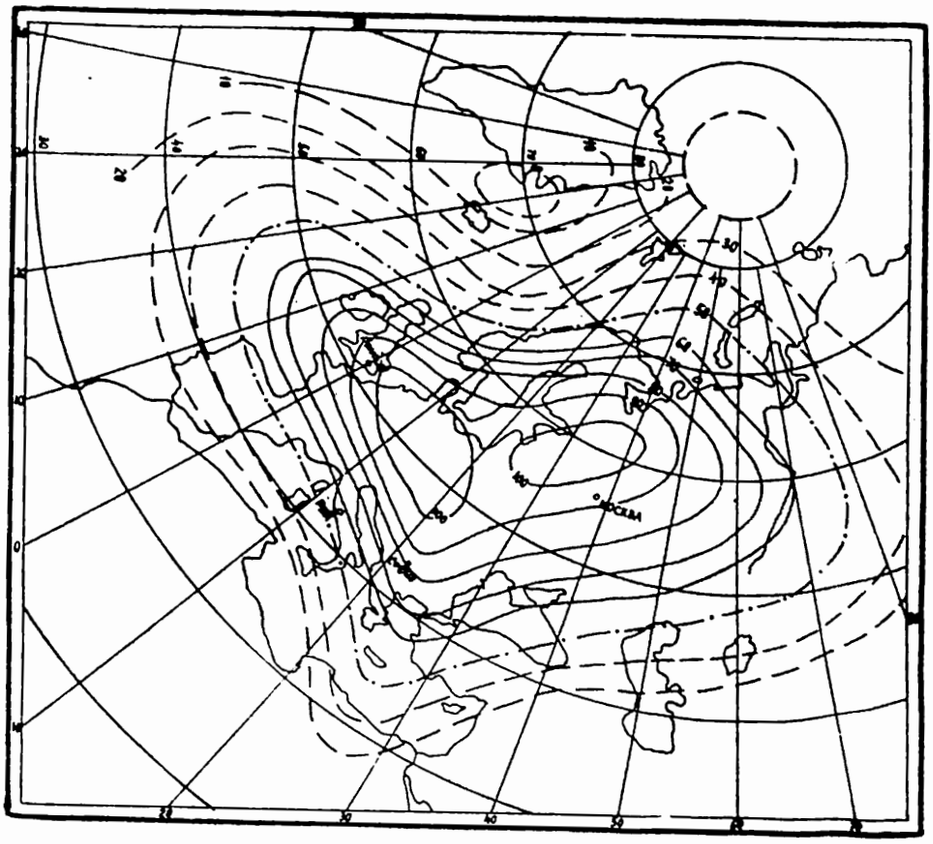


Рис. 3

Распределение аномалий антициклональности при второй подгруппе холодных зимних месяцев с большими аномалиями температуры над болгарским участком реки Дуная

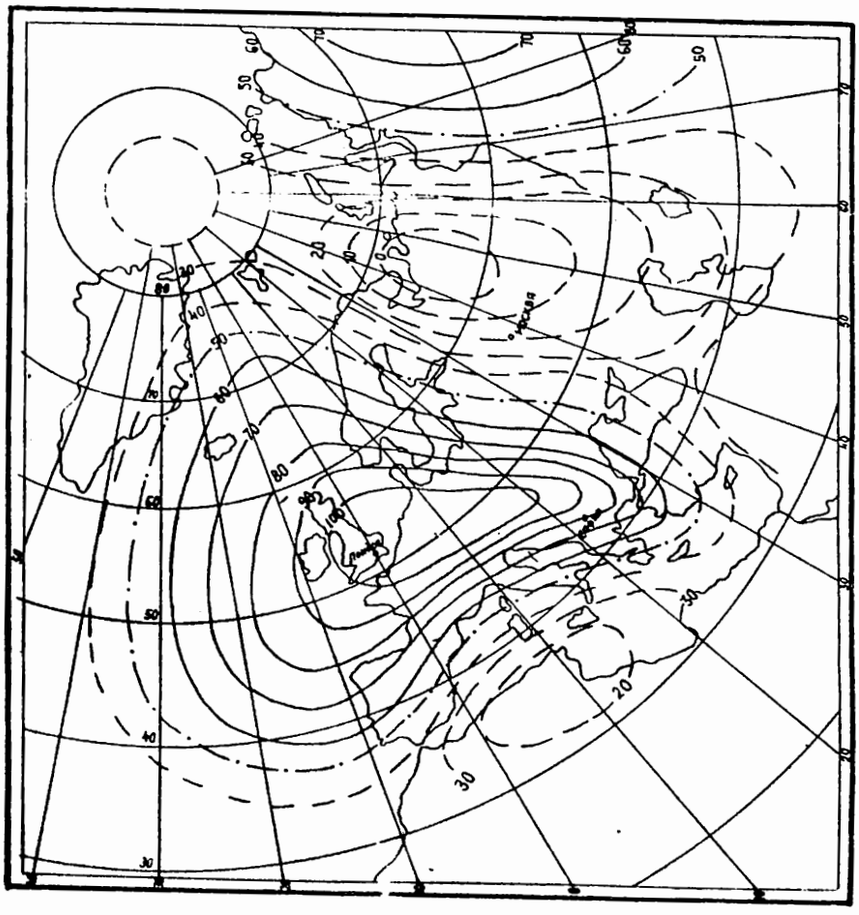


Рис. 4

Распределение аномалий антициклональности при третьей подгруппе холодных зимних месяцев с большими аномалиями температуры над болгарским участком реки Дуная

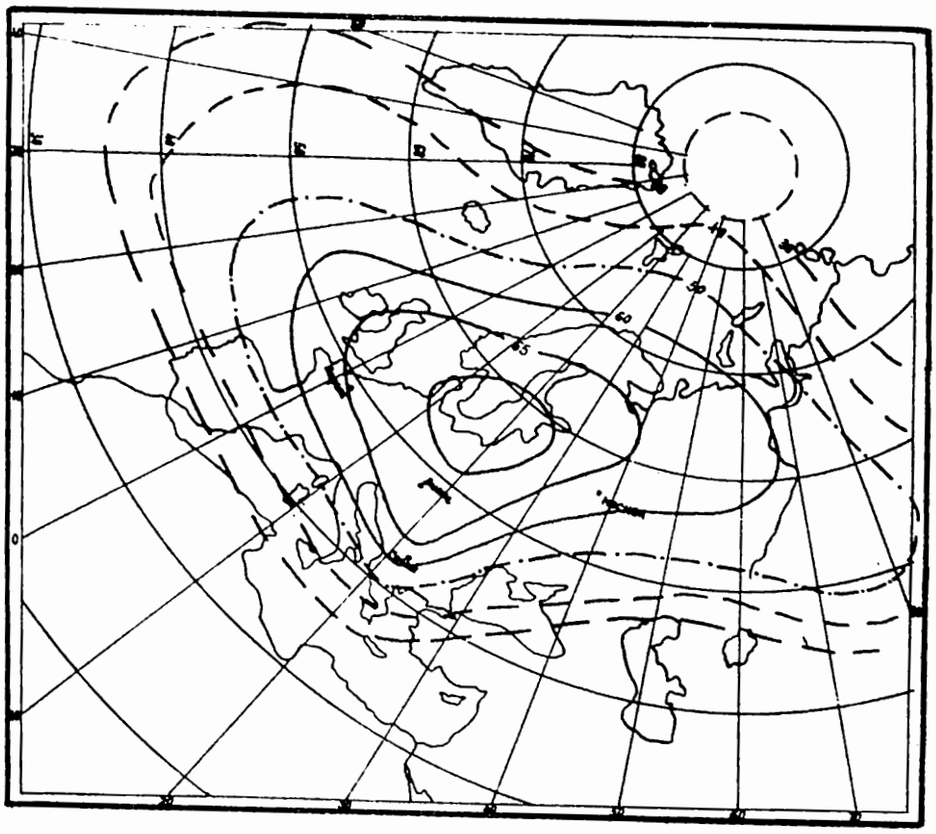


Рис. 5

Распределение антициклональности 31 наиболее холодного зимнего месяца (91%), составляющие первые три подгруппы

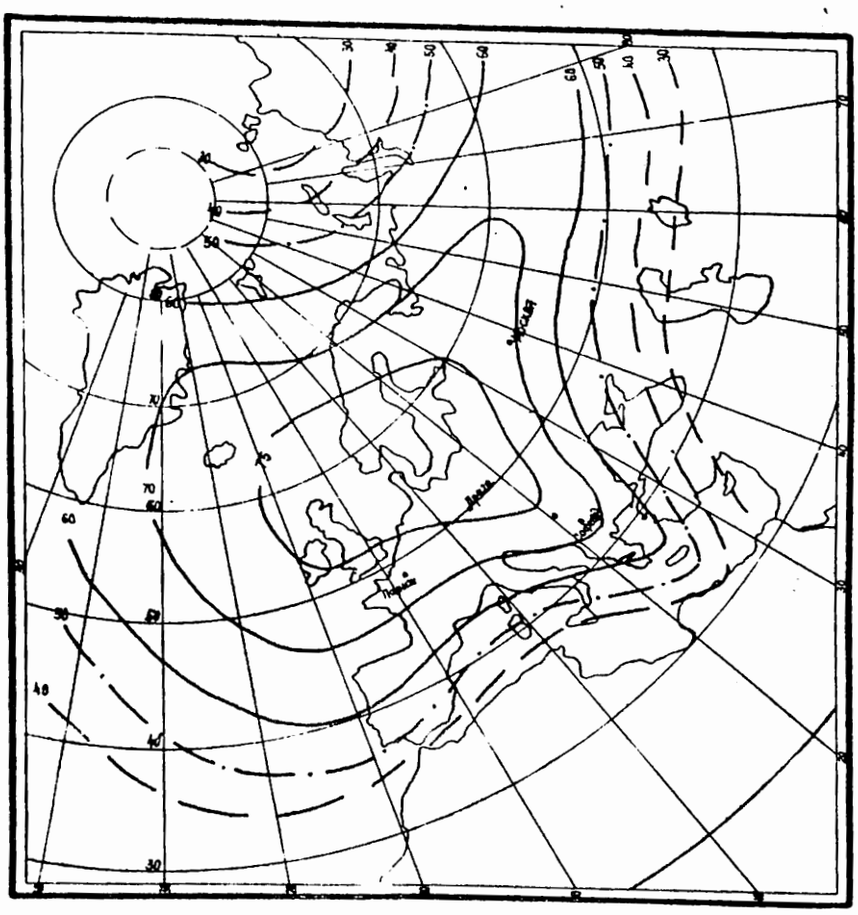


Рис. 6

Среднее распределение аномалий антициклональности над ЕСР в течение 14 холодных зим над болгарским участком реки Дуная

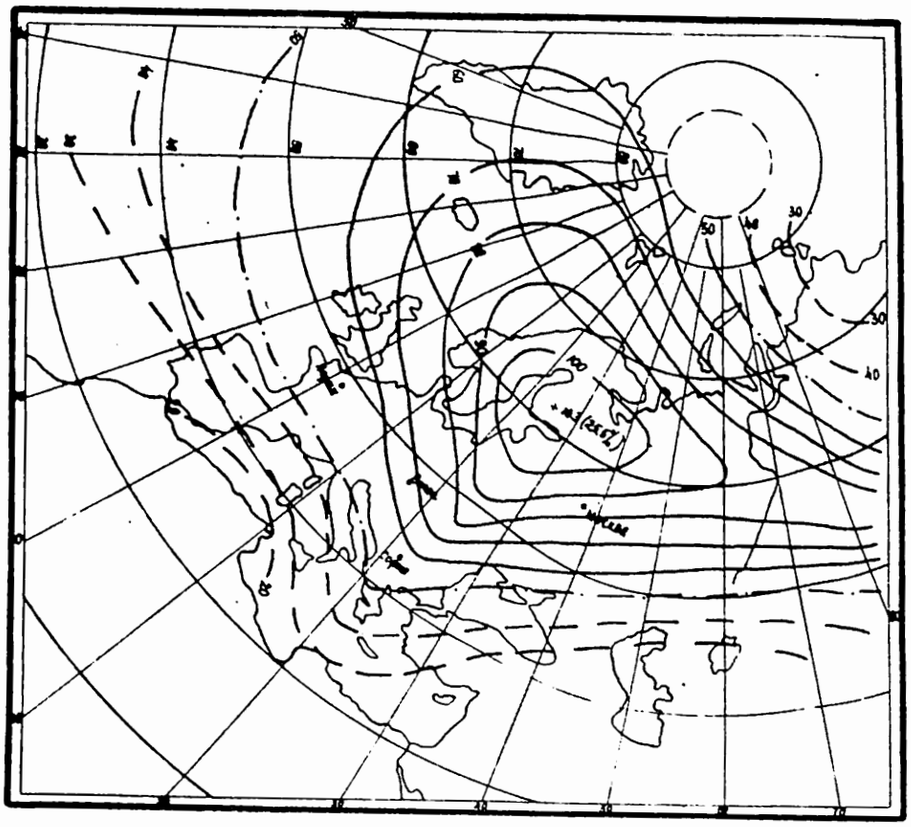


Рис. 6 а

Среднее распределение антициклональности над ЕСР в холодные зимы над болгарским участком реки Дуная при выше нормальной антициклональности над Северной Европой

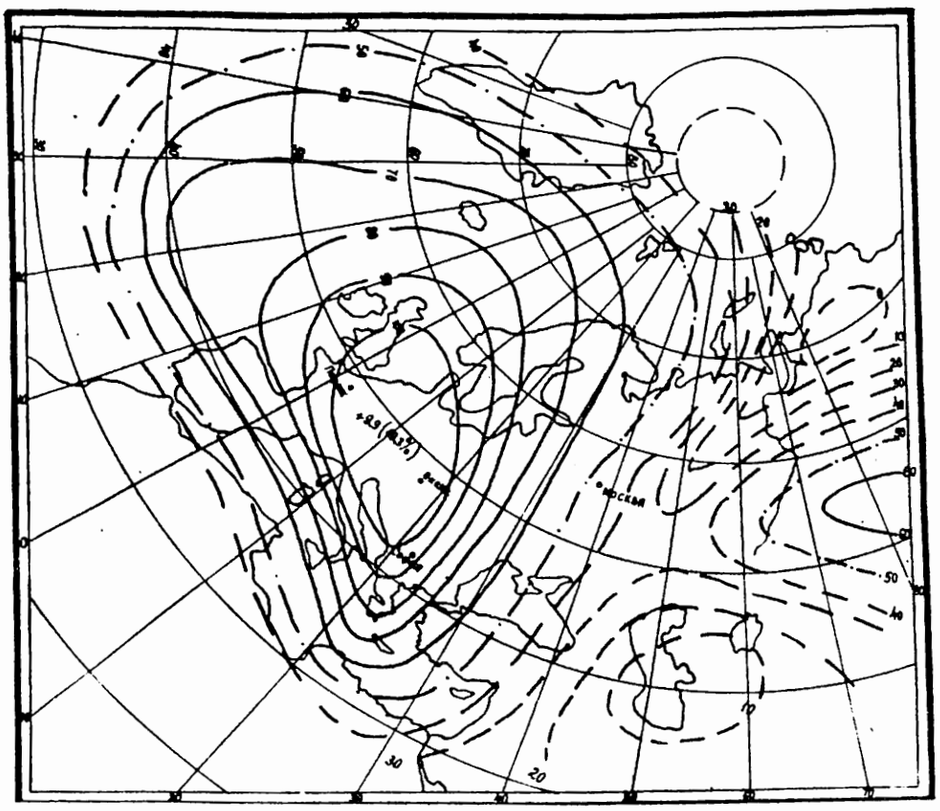
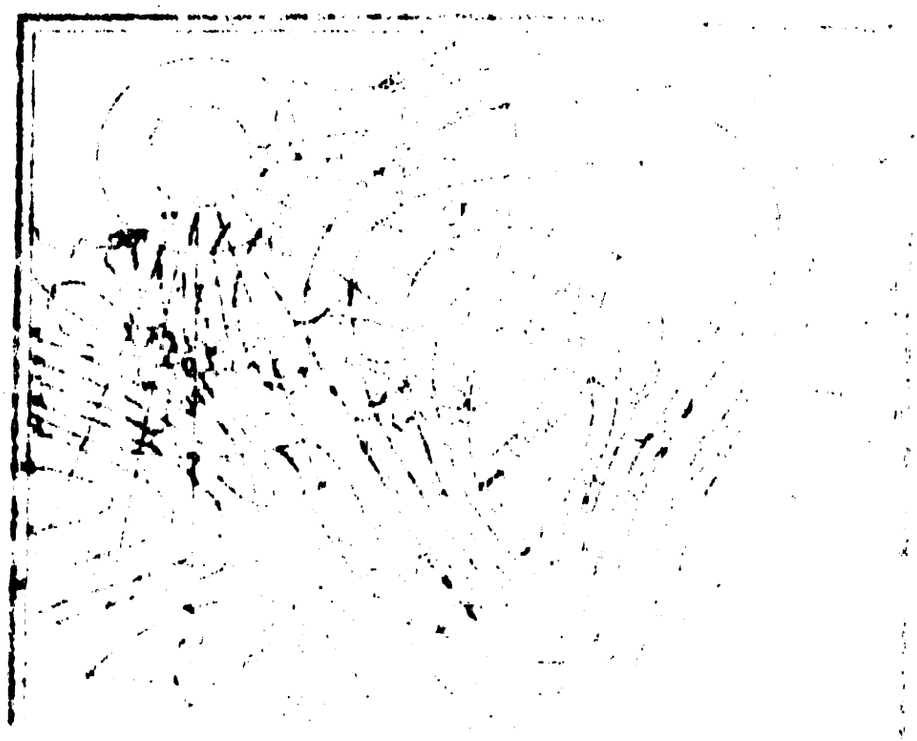


Рис. 6 б.

Среднее распределение антициклональности над ЕСР, когда в течение 10 холодных зим над болгарским участком реки Дуная антициклональность была ниже нормальной над Средней и Западной Европой



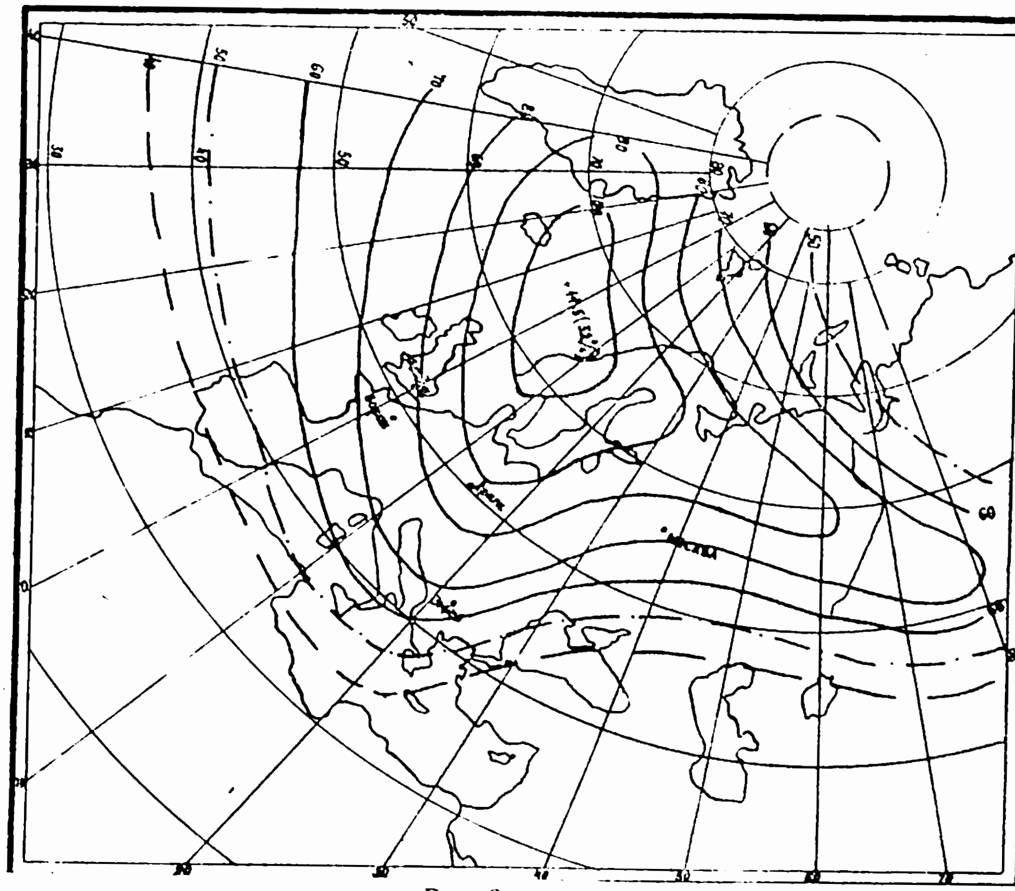


Рис. 6 в

Среднее распределение аномалий антициклональности над ЕСР в течение 10 холодных зим над болгарским участком реки Дуная, когда антициклональность выше нормальной над Исландским районом

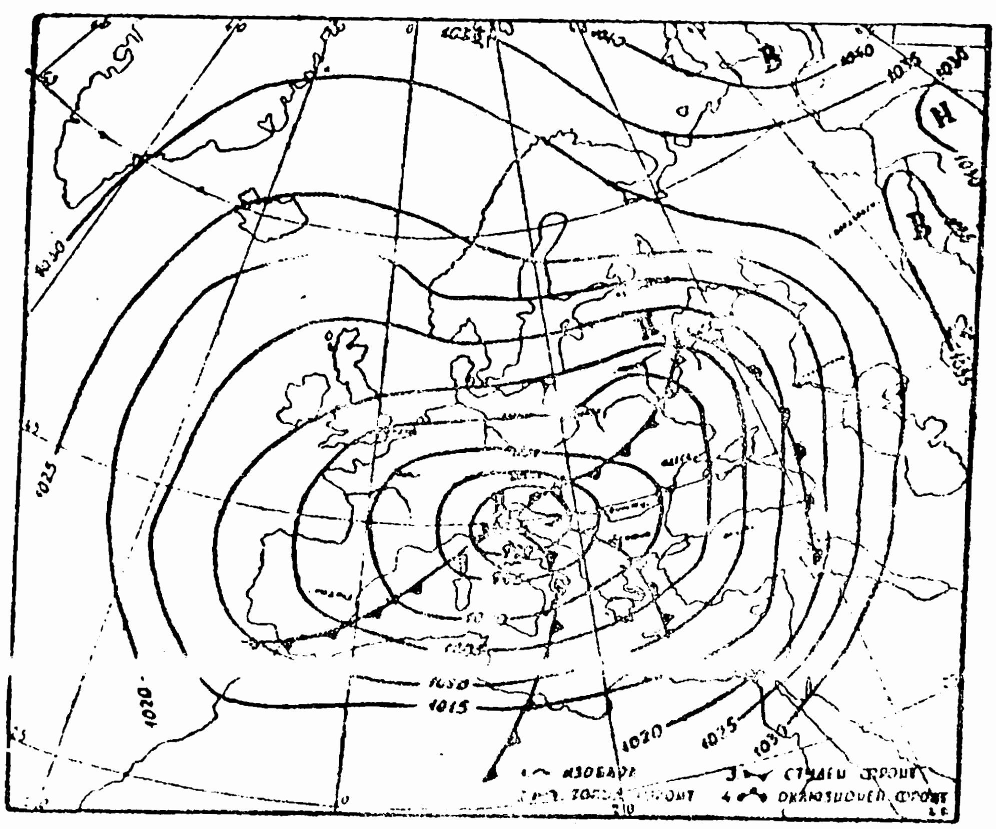


РИС. 7

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ МЕТОДИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ В ОБЛАСТИ ПРОГНОЗОВ ЛЕДОВОГО РЕЖИМА Р.ДУНАЙ (В СВЯЗИ С ИЗУЧЕНИЕМ КРУПНЫХ АНОМАЛИЙ ЛЕДОВЫХ ЯВЛЕНИЙ НА РЕКАХ ЕВРОПЫ

МАКАРЕВИЧ Т.Н.

Государственный гидрологический институт Ленинград СССР

Р е з ю м е

В докладе излагаются вопросы, связанные с программой исследований ледового режима р.Дунай для разработки основ методики прогнозирования. Приводится типизация ледовых явлений на основе оценки их вероятности, продолжительности и устойчивости.

В процессе исследования предполагается выявить различие в гидрометеорологическом режиме для лет с разными условиями ледообразования: в суровые зимы (характеризующиеся устойчивыми и продолжительными ледоставами) и в теплые зимы, в которые ледовые явления практически отсутствуют, а также в годы, отличающиеся ранним или поздним появлением льда и т.д.

Это исследование будет проводиться в следующих направлениях:

1. Анализ особенностей метеорологического режима (температуры воздуха в первую очередь) различных районов Центральной Европы за осенне- зимний период и попытка типизировать их в соответствии с условиями ледообразования.

2. Выявление различия в уровенном и термическом режиме рек бассейна реки Дуная.

3. Изучение атмосферной циркуляции на основе использования существующих индексаций синоптических процессов (Г.А.Вангенгейма, А.Л. Каца и другие). В процессе исследования предполагается использовать получение закономерности разработки метода прогноза ледовых явлений на Дунае с большой заблаговременностью.

Исследование по данной теме планируется выполнить в ГГИ (СССР, Ленинград) в 1969-1971 гг.

S u m m a r y

The report deals with problems related to the investigations of ice phenomena on the Danube and their future studies for the development of the basis of forecasting methods.It gives a classification of ice phenomena on the basis of the evaluation of their frequency,duration and stability.

In the process of investigation it is supposed to reveal the differences in the hydrometeorological regime for years characterized by different ice formation conditions: in severe winters (characterized by stable and long-lasting ice cover) and in mild winters practically without ice phenomena, and years (periods), characterized by early or late ice formation,etc.

This investigation will be performed in the following way:

1. Analysis of the peculiarities of meteorological regime (temperature of the air, first of all) of different areas in the Central Europe in autumn and winter seasons and an attempt to classify them according to the ice formation conditions.

2. The determination of differences in the water leve fluctuations and thermal regime of the rivers in the Danube basin.

3. Consideration of data on the atmospheric circulation on the basis of the use of existing indices of synoptic processes (G.Y.Wangenheim, A. L.Katz, etc.). In the process of investigation it is supposed to use the obtained regularities in order to detemine the possibilities of deveop - ment of long-range forecasting methods for ice phenomena on the Danube.

The investigations on this problems are planned to be performed in the State Hydrological Institute (Leningrad, USSR) during 1969-1971.

Рассмотрение особенностей ледового режима рек бассейна Дуная несомненно представляет интерес в

сопоставлении с состоянием и особенностями ледового режима других рек Европейского континента. Задача методического исследования в области прогнозов связана в первую очередь с исследованиями крупных аномалий в развитии изучаемого явления. Известно, что крупные аномалии элементов режима рек, в частности аномалий сроков осеннего ледообразования, часто занимают большие области, т.к. эти аномалии обусловлены крупными макропроцессами, развивающимися на больших пространствах.

Ледовые условия рек различных районов Европейского континента исследованы в работах ряда советских гидрологов, поэтому в настоящее время имеется возможность сопоставить развитие некоторых фаз ледового режима рек отдельных частей указанной территории. Существенный интерес представляет определение границ распространения крупных аномалий и решение вопроса: являются ли эти аномалии характерными для рек всего континента или имеют локальное значение. К числу таких наиболее ярких аномалий можно отнести исключительно позднее замерзание рек Фенно-Скандии в 1938 г. и исключительно раннее замерзание рек Центральной Европы в 1902 г. Естественно, что исследование распространения аномалий на такой большой территорий, как континент Европы, является весьма сложным. Следует учесть также, что имеющиеся в нашем распоряжении материалы наблюдений чрезвычайно неоднородны по характеру сведений и в особенности по продолжительности периодов наблюдений. Поэтому в настоящем докладе, представляющем первый опыт подобного рода обобщений, рассматриваемый вопрос изложен лишь в самых общих чертах. Основными источниками, использованными в работе, были статьи различных авторов; опубликованные в Трудах ЦИП и ГГИ, и многочисленные фондовые материалы Государственного Гидрологического института. В работе использованы сведения в основном за период с 1900 по 1955 гг. Материалы наблюдений по рекам Западной Европы представлены значительно менее полно по сравнению с данными по Европейской части СССР.

Несмотря на сказанное, можно выделить годы, отличающиеся крупными аномалиями развития осеннего ледообразования на большинстве рек Европейского континента.

При выборе критерия для выделения лет с экстремально ранним и экстремально ранним и экстремально поздним ледообразованием были приняты 2 признака: площадь распространения аномалии (сохранение знака аномалии на большинстве рек Европейского континента) и ее интенсивность (отклонение от нормы на ± 5 и более дней, причем в очаге аномалии может достигать 30 - 40 дней).

При рассмотрении всего 50-летнего периода выделяются 2 группы лет, из которых 1 группа отличается ранним ледообразованием на большинстве рек Европы (12 лет), для II группы характерно позднее ледообразование (13 лет).

Как видно, эти группы составляют 25 лет (45 процентов всего ряда); остальные годы характеризуются либо различным (по отношению к норме) ледообразованием на реках отдельных районов континента, либо ледообразованием, близким к нормальному, поэтому в условиях поставленной задачи являются нехарактерными и в настоящей работе не рассматриваются.

Рассмотрим каждую из выделенных групп отдельно:

1 группа характеризуется ранним и исключительно ранним ледообразованием на реках Европы. К этой группе отнесены годы: 1902, 1907, 1908, 1915, 1919, 1920, 1921, 1925, 1927, 1941, 1945 и 1946. В некоторые из этих лет ледообразование началось исключительно рано на реках всего континента, причем в отдельных частях его эта аномалия выражена наиболее ярко. Так, в 1902, 1915, 1921, 1925 и 1927 гг. особенно рано появился лед на реках Западной Европы (рр. Дунай, Одер, Эльба, Везер, Рейн).

В 1902 г. исключительно раннее ледообразование характерно почти для всех рек Европы; на среднем и нижнем Дунае оно началось на 30 дней раньше нормы, на верхнем Дунае - на 40 дней, на реках Северного края СССР эта аномалия составляла 15- 20 дней. На реках остальной части Европейской территории СССР ледообразование в 1902 г. началось раньше нормы на 10 - 15 дней. Ледообразование в 1902 г. на реках северо-востока ЕТС отмечено уже в начале октября, а к 20 ноября лед появился почти на всех реках Европы. Вскрытие рек в эту зиму повсеместно (особенно в Центральной Европе) было ранним. Общая продолжительность ледостава и ледовых явлений, близких к средним многолетним значениям либо несколько превышала их. В середине зимы 1902-03 г. реки Центральной Европы очистились от льда, но с последней декадой января ледообразование возобновилось вновь.

В годы 1915, 1921, 1925, 1927 наиболее раннее появление льда было также на реках Центральной Европы. Вместе с тем в отдельных частях Европейской территории Союза ССР сроки начала ледообразования в эти годы были близкими к средним многолетним (в 1915, 1925 гг. - на реках бассейнов Дона и Днепра, в 1921, 1927 гг. - в восточных и центральных частях Европейской территории СССР).

Анализируя развитие ледовых процессов в течение зимы, можно подметить, что раннее появление льда на реках Центральной Европы часто бывает неустойчивым и зимы в таком случае редко бывают суровыми. Так, например, ледообразование на Дунае в 1931-32, 1948-49 началось рано, но оказалось непродолжительным (30 - 40 дней); ледостав был только в низовьи. Вскрытие рек в эти годы, как правило, в условиях Центральной Европы бывает раньше нормы, а общая продолжительность периода с ледовыми явлениями редко превышает норму.

Следовательно, холодное предзимье на территории Центральной Европы в большинстве случаев является предвестником относительно теплых зим.

В суровые же зимы с продолжительными ледоставами лед появляется, как правило, близко к средним многолетним срокам или позднее их (1928-29, 1939 -

-40, 1941 - 42).

Основным периодом устойчивых холодов на этой территории появляется декабрь и январь. Отсутствие сильных холодов в это время указывает на малую вероятность их наступления в последующих месяцах зимнего сезона. Синоптический перелом на процессы "зимы", как известно, происходит в среднем в конце декабря. Запоздание этого "перелома" свидетельствует о недостаточной подготовке условий для интенсивных вторжений арктического воздуха по полярным и ультраполярным осям, и, следовательно, о будущем ослаблении зимних холодов. Слишком ранний обвал холода (октябрь, декабрь) говорит о каком-то нарушении естественного развития макропроцессов и, следовательно, о возможности "компенсации" более или менее мощными выносами тепла. В то же время своевременное наступление значительных холодов (в декабре - январе) свидетельствует о нормальном протекании зимних процессов и развитии условий для активных вторжений арктического воздуха на территорию Европы.

Баур в своей работе о предсказании температуры воздуха ранней весны 1925 г. в Германии также указывает на то, что в 13 случаях из 16 (из 62-летнего ряда наблюдений) март в Германии оказывается теплым, если ему предшествует холодный октябрь и ноябрь. Его исследования показали, что обратная зависимость, выражающаяся в том, что за теплой поздней осенью следует холодный март, наблюдается значительно реже. По этой причине коэффициент корреляции, установленный им между средней месячной температурой октября, ноября и марта, апреля, не очень велик.

В Северной Европе (Швеция и Финляндия) в большинстве случаев зимы с ранним ледообразованием бывают продолжительными, а вскрытие рек наблюдается позже нормы.

На реках Европейской территории Союза указанной закономерности не наблюдается. После ранней и холодной осени может быть как ранняя, так и поздняя весна. Между тем северные районы СССР чаще в этом отношении тяготеют к режиму Северной Европы. На северо-западе СССР за период 1900-1955гг. раннее ледообразование наблюдалось в 20 случаях, причем в 10 из них вскрытие было поздним, а 6 - ранним, а в 4 - близким к среднему многолетнему.

Осеннее ледообразование (раннее и позднее) на реках Европы происходит в период синоптического сезона предзимья, который в среднем начинается 5 октября и заканчивается 27 декабря (средняя многолетняя продолжительность сезона 66 дней). Основным процессом характеризующим начало предзимья, как показали исследования Н.А.Ширкиной, является вхождение морского арктического воздуха на центральные или восточные районы Европейской части СССР.

Группа лет с ранним ледообразованием характеризуется наличием отрицательной аномалии температуры воздуха в центральном месяце предзимья - ноябре.

Е.И.Цепкаева, анализируя синоптические условия экстремально холодных сезонов предзимья, указывает, что отрицательная аномалия температуры воздуха создается за счет вторжения арктического воздуха через Скандинавию с дополнительным воздействием по ультраполярной траектории с Карского моря. Характерно при этом слабое развитие азорского антициклона.

II г р у п п а характеризуется поздним и исключительно поздним ледообразованием в реках Европы. К этой группе относятся следующие годы: 1905, 1911, 1913, 1916, 1918, 1923, 1929, 1930, 1934, 1936, 1937, 1938. Все эти годы отличались поздним появлением льда на большинстве рек рассматриваемой территории.

Следует особо отметить ледообразование осенью 1934 г., в котором положительная аномалия была характерна для рек всего Европейского континента, причем очаг аномалий занимал его центральные районы. Ледообразование в этом году происходило в течение двух месяцев: с 10 ноября (на реках бассейна Печоры) по 10 января (на реках бассейнов Дуная и Эльбы). В некоторые годы область наибольшей положительной аномалии распространялась на всю Восточную Европу (1923 г.) и на районы Фенно-Скандии (1929 г.). В большинстве случаев очаг аномалии (с отклонением от +15 до +25 дней) занимал центральные или западные районы Европейской част СССР (1905, 1913, 1928, 1938 гг.) или районы Центральной Европы (1911, 1916 гг.). Надо сказать, что в отличие от лет с ранним ледообразованием в рассматриваемой группе имеется значительное число лет, в которых нет хорошо выраженных областей распространения крупных аномалий (1918, 1930, 1936, 1937 гг.).

Рассмотрим теперь подробнее наиболее характерные годы.

Исключительно поздним было ледообразование в 1929 году.

Реки Западной Европы почти не покрывались льдом в течение всей зимы: рр.Рейн, и Дунай были свободны от льда, на рр. Эльбе и Везере наблюдались только кратковременные ледоходы продолжительностью 3-5 дней; ледостава не было даже на р.Висле. Исключение составлял участок р.Дунай Комарно-Будапешт, где лед появился лишь на несколько дней и с опозданием на 40 дней против нормы.

Исключительно поздним было ледообразование на реках Фенно-Скандии. В описании зимы 1929-30 г. В. В.Корхонен отмечает, что декабрь и январь в Финляндии были самыми теплыми месяцами из 100-летнего ряда наблюдений. Аномалия температуры воздуха января составила +10°. Периодические небольшие похолодания с октября по декабрь вызывали большей частью кратковременные ледоставы на малых водоемах Северной и Центральной Финляндии.

Следует отметить, что позднее ледообразование на реках Европы нередко сочетается с ранним (или

близкими к норме) появлением льда на реках северо-восточной части Европейской территории Союза (бассейны рек Северной Двины и Печоры), а в отдельных случаях и с появлением льда, близким к норме в районах юго-западной Европы (бассейны рек Дуная и Эльбы). Особенно показательным в этом отношении, а также необычным по величине положительной аномалии является ледообразование осенью 1938 г. В этом году на большинстве рек Восточной Европы, а также Скандинавии и Финляндии лед появился на 1 - 1,5 месяца позднее нормы; вместе с тем на реках Центральной Европы (рр. Одере, Эльбе, Везере, Рейне, Дунае) ледообразование началось в сроки, близкие к нормальным или раньше нормы дней на 10. На реках северо-востока Европейской части СССР, а также частично и на реках Кольского полуострова ледообразование в этом году также началось рано. Это связано с похолоданием, обусловленным вхождением антициклонов с севера Скандинавии по сравнительно пологим траекториям, спускающимся в направлении среднего течения р. Оби.

Синоптические условия экстремально- теплых предзимних сезонов характеризуются частыми вхождениями по высоким траекториям хорошо развитых антициклональных систем азорского происхождения, а также частыми вхождениями циклонов с западных и южных районов.

Характерно, что в годы с ярко выраженной аномалией сроков появления льда знак аномалии в большинстве случаев сохраняется и для следующей фазы - сроков начала ледостава. В годы с ранним ледообразованием обычно наблюдается ранний ледостав, а в годы с поздним появлением льда ледостав наступает позднее нормы. Однако ввиду того, что ледостав в большей степени, чем первичное ледообразование, зависит от местных факторов, сроки его начала распределяются по территории значительно более пестро и области аномалий в данном случае выражены значительно менее четко.

Таким образом, характерно, что исключительно раннее и исключительно позднее людообразование нередко распространяется на огромные площади, захватывая в отдельных случаях всю территорию Европы (1902, 1934 гг.). Области распространения наибольших аномалий обычно располагаются в центральных частях континента и выражены наиболее резко в случаях отрицательной аномалии. Положительные аномалии, занимая также огромные пространства, как правило, не распространяются на крайние северо-восточные или крайние юго-западные районы Европы, в которых в таких случаях ледообразование начинается в сроки, близкие к средним многолетним.

Формирование крупных аномалий ледового режима обусловлено формированием аномалий температуры воздуха, которые в свою очередь определяются условиями атмосферной циркуляции. За последние годы появились работы, посвященные анализу формирования аномалий термического режима континента Евразии в зимние месяцы.

Т.В. Покровская /1/ указывает, что наибольшие отклонения температуры воздуха отмечались в центральных районах континента; к периферии абсолютные значения аномалии уменьшаются; особенно четко выделяются случаи отрицательной аномалии. Эти положения подтверждают наши выводы. А.Л. Кац, Г.И. Морской и В.Г. Семенов /2/, изучая особенности формирования аномалий температуры воздуха на территории СССР в зимнее время, отмечают, что они обусловлены циркуляционными процессами, развивающимися непосредственно в евразийском секторе Северного полушария и примыкающей части Полярного бассейна. На устойчивость и характер развития процессов в Евразии решающее влияние оказывает как состояние подстилающей поверхности, так и атмосферные процессы по крайней мере всего Северного полушария. А.Л. Кац выявил определенные соотношения зональной и меридиональной циркуляции сезона предзимья, по которому можно судить о развитии крупных отрицательных и положительных аномалий термического режима на континенте Евразии в зимнее время (январь - февраль).

Эти исследования показали, что аномалии термического режима подготавливаются за долгий срок до их наступления. По-видимому, определенные соотношения существуют и для месяцев предзимья (ноябрь - декабрь), в которые происходит развитие осенних ледовых процессов. Однако анализ формирования аномалий термического режима на большом пространстве в предзимнее время является темой специального исследования.

Основные особенности осенне-ледового режима р.Дунай, а также типизация ледовых явлений, составленная в ГГИ в 1962 г., на основе оценки вероятности их возникновения, их продолжительности и устойчивости приведены в нашем докладе на IУ конференции придунайских стран /3/. В том же докладе излагается наша точка зрения на принципы подхода к решению задачи долгосрочного прогноза р. Дунай, отличающегося крайней неустойчивостью ледового режима и большими амплитудами сроков начала ледовых явлений. Поэтому эти вопросы здесь не рассматриваются.

В настоящее время (1969-71 гг.) в Государственном гидрологическом институте (ГГИ) планируется проведение исследования, посвященного изучению особенностей формирования ледового режима р.Дунай с целью определения возможностей его долгосрочного прогноза. Это исследование имеется ввиду проводить в связи с рассмотренными выше аномалиями ледового режима рек Европы.

В прошлые годы (до 1950 г.) исследования ледового режима р.Дунай проводились в основном по отдельным участкам или применительно к отдельным сезонам. В последние годы появились некоторые работы обобщенного характера, посвященные изучению ледового режима р.Дунай на всем протяжении и за многолетний период /4,5,6/. Однако работ с целью методических исследований прогностического харак-

тера до настоящего времени не проводились.

В первую очередь имеется ввиду проверить и уточнить с учетом данных наблюдений последних лет (с 1955 по настоящее время) типизацию ледовых явлений.

В процессе работы предполагается выявить различие в гидрометеорологическом режиме для лет с разными условиями ледообразования: в суровые зимы, характеризующиеся устойчивыми и продолжительными ледоставами и в теплые зимы, в которые ледовые явления практически отсутствуют, в годы раннего и позднего появления льда и т.д.

Это исследование будет проводиться в следующих направлениях:

1. Анализ особенностей термического режима различных районов Центральной Европы за осенне - зимний период и составление типизации термических условий. Попытка сопоставления этой типизации с типизацией лет по ледовым явлениям.

2. Выявление различия в уровенном и термическом режиме рек бассейна реки Дунай.

3. Рассмотрение данных атмосферной циркуляции на основе существующих индексаций синоптических процессов (Г.А.Вангенгейма, А.Л. Каца и др.).

4. Выявление асинхронной связи ледовых явлений с гидрометеорологическими факторами и атмосферной циркуляцией. Определение возможных путей решения прогностической задачи и попытка разработки схемы долгосрочного прогноза ледовых явлений на р.Дунай.

Литература

1. Покровская Т.В. Аномалия температуры воздуха в январе на континенте Евразии в связи с распределением температуры на земном шаре. Труды ГГО вып. 65 (127), 1956.

2. Кац А.Л., Морской Г.И., Семенов В.Г. Формирование крупных аномалий температуры воздуха на территории СССР в зимние месяцы. Труды ЦИП, вып, 49, 1957.

3. Макаревич Т.Н. Осенне-зимние ледовые явления на р.Дунай и возможности их прогноза. Доклад на IV Конференции Придунайских стран (Братислава, май 1967).

4. Макаревич Т.Н., Ефимова З.А. Характерные черты осенне - зимнего ледового режима р.Дунай. Труды ГГИ, вып. 80, 1962 г.

5. Макаревич Т.Н. Некоторые особенности ледового режима рек Европейского континента. Труды ГГИ, вып. 75, 1960.

6. Протокол Дунайской Комиссии Т.Ш Будапешт,1956.

ВОЗМОЖНОСТИ ПРЕДВИДЕНИЯ ОБРАЗОВАНИЯ И ЭВОЛЮЦИИ ЛЕДОСТАВА НА НИЖНЕМ ДУНАЕ (ОТ ВАЗИАША ДО ТУЛЬЧИ)

ПОМПИЛИУ МИЦЭ
Научный работник в Научно-исследовательском институте
Бухарест, Румыния

Р е з ю м е

Прогноз основывается на статистическом анализе, учитывающем первичные данные наблюдений образования, продолжительности и исчезновения, также как и на подробном анализе факторов, обуславливающих и влияющих на появление и продолжительность ледостава а именно: температуры воздуха, скорости течения и расхода воды.

Зависимость от этих факторов, даты образования или продолжительности ледостава основываются на конкретных данных предыдущих зим и дают связи достаточно тесные для их использования в качестве прогнозных зависимостей появления и продолжительности ледостава при знании метеорологического и гидрологического прогноза.

S u m m a r y

The two particular categories for establishment of the stagnant ice creation and duration.

I. Possibilities for determination of the stagnant ice date of creation.

A. By means of analysis on the basis of previous data (the statistical method) are obtained:

- Evolution of numerousness of the stagnant ice creation along the river Danube;
- Evolution of characteristic dates (average, earlier, later ones) of the stagnant ice creation upon the lower Danube;
- Evolution of probability of the stagnant ice creation in time;
- Type of winter.

B. By means of analysis of determining factors:

- If the temperature of water in definite moment is given;
- Possibility to forecast the date of the stagnant ice creation if the temperature of water is given.

II. Possibility for determination of the stagnant ice duration

A. By means of statistical analysis:

-Evolution of characteristic duration (maximum average) upon the lower Danube;
- Evolution of the awry duration upon the lower Danube, including the creation of stagnant ice since the beginning of winter, from Nanuary ist, from February ist.
- By means of establishment of winter type.

B. By means of determining factors analysis.

В последнее десятилетие предвидение образования и эволюции ледостава на реках было вопросом усиленно обсуждаемым различными исследователями. Исследователи всех придунайских стран внесли свой вклад в изучение образования и эволюции ледовых явлений на Дунае. Это весьма нормально вследствие последствий, вызываемых затором льда на реке и, главным образом, наводнений в конце зимы, вызываемых этими заторами. Предвидение ледостава и его эволюции позволяет принимать эффективные меры для избежания наводнений, что было проверено на опыте зимы 1962-1963 гг., когда прогноз ледовых явлений дал удовлетворительные результаты.

В настоящем докладе производится анализ, главным образом, возможностей предвидения образования и эволюции ледостава на Нижнем Дунае, во времени и по длине реки.

Данные наблюдений, проведенных над ледоставом - появление, продолжительность, исчезновение - собранные до настоящего времени, позволяют, в первую очередь, статистический анализ явления. Использование других данных, главным образом касающихся температуры воздуха и расходов воды, привело к более подробному анализу влияния вышеуказанных факторов на образование и эволюцию ледостава.

Учитывая вышесказанное, автор предлагает следующую схему настоящей работы:

I. Предвидение образования ледостава.
   - А. С помощью статистического анализа,
   - Б. На основе анализа факторов, которые определяют образование ледостава и факторов, влияющих на него.

II. Предвидение продолжительности ледостава.
   - А. С помощью статистического анализа .
   - Б. На основе анализа определяющих факторов.

I. Предвидение образования ледостава

А. С помощью статистического анализа

Используя наблюдения над образованием, существованием и исчезновением ледостава на румынских гидрометрических постах на Дунае, оказалось возможным установить некоторые характеристики, которыми воспользовались для составления графиков, дающих всеобщую картину эволюции явления во времени и по длине реки.

Статистический анализ, прежде чем другие анализы, дает возможность выявить участки, на которые нужно обратить внимание в зимний период для избежания последствий ледостава.

1. Распределение повторяемости образования ледостава (рис. 1) позволяет установить его значения по длине реки, выявляя общий процесс образования ледостава от устья вверх по течению, вследствие более низких температур в течение зимы в восточной части Румынии, а также и очень малых уклонов в зоне устья.

Вследствие влияния вышеуказанных факторов повторяемость понижается в направлении вверх по течению реки. Наименьшая повторяемость наблюдается все же в зоне порогов на участке Оршова - Турну Северин, где ледостав образуется особенно редко из-за уклона, которые являются решающим фактором при установлении ледостава на этом участке.

2. Повторяемость образования ледостава во времени.

Определение повторяемости образования ледостава по декадам было осуществлено для всех румынских постов На Дунае. На рисунке 2 представлена повторяемость ледостава по декадам, на гидрометрических постах Джурджиу и Тульча, наиболее характерных с этой точки зрения.

В соответствии с особенностями образования ледостава от устья вверх по течению, его наибольшие повторяемости наблюдаются в первой половине зимы на гидрометрическом посту Тульча, расположенном в нижнем течении Дуная, а в середине зимы - на гидрометрическом посту Джурджиу.

3. Распространение характерных дат (средние, ранние, поздние) установления ледостава по длине Дуная.

График эволюции характерных дат появления ледостава вдоль Дуная - рис. 3а - позволяет выявить некоторые особенности его образования. Более раннее появление ледостава наблюдается в нижней части исследуемого участка Дуная, что находится в соответствии с увеличением повторяемости данного явления вниз по течению. Знание экстремальных дат появления ледостава очень важно для практики.

4. Определение типа зимы с точки зрения эволюции ледостава.

Эволюция ледостава находится в тесной зависимости с происхождением воздушных масс. Преобладание в течение зимы воздушных масс полярного или северо-восточного происхождения способствует образованию ледостава на реке также как и его устойчивости. Присутствие воздушных масс атлантического происхождения в бассейне нижнего Дуная задерживает в начале зимы образование ледостава, а преобладание этих воздушных масс в течение всей зимы или с небольшими перерывами приведет к перерыву ледостава или к полному его отсутствию.

В зависимости от дат образования и от продолжительности ледостава были установлены следующие типы зимы:

а) Очень холодные зимы с большой продолжительностью ледостава, которые в свою очередь могут быть:

1. Продолжительными на всем участке (Базиаш - Тульча), например: зимы 1939-1949 гг. 1941-1942 гг.; 1953-1954 гг. и т.д. Продолжительность ледостава в этих случаях:

- 2 1/2 - 3 месяца вниз от Кэлэраша;
- 2 - 2 1/2 месяца вверх от Кэлэраша;

В этом случае ледостав образуется в течение 3-й декады декабря или 1-ой декады января.

2. Или с большей продолжительностью ледостава вниз от Кэлэраша (2 1/2 - 3 месяца) с тем же периодом образования как и в первом случае, но вверх от Кэлэраша продолжительность намного меньше и ледостав образуется позже, например, зима 1933-1934 г.г.

б) Холодные зимы со средней продолжительностью. В этих случаях продолжительность ледостава:

- 1 - 1 1/2 месяца вниз от Кэлэраша
- и меньше чем 1 месяц вверх от Кэлэраша.

Появление ледостава имеет место в течение целой зимы, примеры:

- в начале зимы (2-я декада декабря зимой 1948-1949 гг.);
- в середине зимы (2-я декада января зимой 1942-1943 гг.);
- в конце зимы (2-я декада февраля зимы 1931-1932 гг.).

в) Холодные непродолжительные зимы. Продолжительность ледостава в этих случаях:

- меньше одного месяца вниз от Кэлэраша;
- меньше полумесяца вверх от Кэлэраша.

Появление ледостава может происходить в течение всей зимы.

г) Неустойчивые зимы короткой или средней продолжительности.

В этом случае ледостав после образования исчезает вследствие периода потепления, после чего снова образуется. И в этих случаях продолжительность ледостава большая на нижнем участке. Ледостав образуется в течение всей зимы.

д) Зимы без ледостава.

II. Предвидение продолжительности ледостава

А. С помощью статистического анализа

1. Установление различных продолжительностей ледостава на Нижнем Дунае.

Пользуясь предыдущими данными был составлен график различных продолжительностей (максимальных, средних) на ряде гидрометрических постов, необходимых для всестороннего исследования ледостава на Нижнем Дунае.

И в этом случае отмечается возрастание продолжительности ледостава вниз по течению, что объясняется легко вышеупомянутыми соображениями.

2. Построение кривых обеспеченности продолжительности ледостава, начинающегося в разные даты.

С этой целью была установлена продолжительность ледостава различных обеспеченностей на большинстве румынских гидрометрических постов на Дунае, учитывая различные даты его появления в течение зимы.

В конце, были составлены кривые обеспеченности: 1, 5, 10, 20 процентов продолжительности ледостава начиная со следующих дат:

- от начала зимы и от 1.I ;
- от 15.I ;
- от 1.II ;
- от 15.II ;
- от 1.III ;

На рисунке 11 даны вышеупомянутые кривые обеспеченности.

3. Предвидение типа зимы с точки зрения продолжительности ледостава.

В зависимости от развития циркуляции воздушных масс прогнозируемой зимы (происхождение этих масс и особенно вариации температур) определяется тип зимы с точки зрения ледовых явлений и делается первое приближенное предсказание продолжительности ледостава как было уже указано в разделе I_4.

Б. На основе анализа определяющих факторов

1. Возможность прогноза существования ледостава.

Для этого была составлена зависимость:

$$N = P\left[\sum T^{oC}(-)\right] \quad \text{...рис. 12 а-б}$$

где:

N - продолжительность ледостава, а

$\sum T^{oC}$ - сумма отрицательных температур воздуха от образования ледостава до его исчезновения.

Простая связь между суммой отрицательных температур воздуха $\left[\sum T^{oC}(-)\right]$ и продолжительностью в днях ледостава (дней) неудовлетворительна. Так что пришлось рассмотреть также и влияние других факторов. Было рассмотрено влияние расхода воды и замечено, во-первых, что ледостав разрушается быстрее в условиях больших расходов воды в сравнении со средними расходами зимнего периода и, главным образом, в условиях быстрого роста расходов, благоприятствующих механическому разрушению ледостава. Нужно уточнить, что по основной зависимости: $N = P\left[\sum T^{oC}(-)\right]$ была построена осредненная кривая по точкам, соответствующим средним многолетним зимним расходам (XII - III) в случаях незначительного роста расходов. Таким образом ошибки прогноза рассчитывались по отношению к этой осредненной кривой.

В результате были составлены зависимости:

$$\pm \Delta N = P(c) \quad \text{... рис.13а-б}$$
$$\pm \Delta N = P(d) \quad \text{... рис.14а-б}$$

где:

$\pm \Delta N$ - отклонение в днях от нормальной кривой;

c - градиент увеличения расхода $c = \frac{\sum Q_{сред.сут}}{N}$

d - градиент спада расхода $d = \frac{\sum Q_{спад.сут}}{N}$

Пользуясь вышеуказанными корректирующими зависимостями основная зависимость не улучшилась, как это ожидалось.

Из более детального анализа влияния расхода, было замечено, что отклонения различны в сравнении с осредненной кривой для одних и тех же величин градиентов, в зависимости от величин расходов воды.

В качестве основного расхода берется расход перед установлением ледостава и было установлено, что для одного и того же градиента более быстрое разрушение ледостава наблюдается при больших основных расходах. Для этого положения была установлена зависимость поправки типа:

$$\pm \Delta N = P(Yc) \quad \text{... рис.15 а-б}$$
$$\pm \Delta N = P(Yd) \quad \text{... рис.16 а-б}$$

$Yc = c \times Q_{сред}$

$Yd = d \times Q_{сред}$

Q - средний расход периода существования ледостава.

На рисунке 17 представлены в новом виде все связи (основные и поправочные).

Принимая во внимание вышеуказанные поправочные зависимости, основная кривая была заметно улучшена (рис.17). При этом положении эти зависимости могут быть также полезны, как зависимости прогноза в случае, если метеорологические и гидрологические прогнозы удовлетворительны.

Гидрологический прогноз облегчен тем, что существует участок Оршова, где ледостав образуется особенно редко и значит он может считаться неподверженным влиянию льдов. В докладе на III Конференции по прогнозам придунайских стран была рассмотрена возможность гидрологического прогноза в условиях существования русла свободного ото льда на посту Оршова. Метеорологический прогноз остается самым затруднительным в течение этого периода.

Эта типизация зим с точки зрения появления и развития ледостава была сделана для периода 1927 - 1964 гг., беря во внимание и циркуляцию различных воздушных масс. Таким образом, наличие предсказания в конце осени о характере и происхождении воздушных масс для следующей зимы даст возможность отнести будущую зиму к одному из вышеизложенных типов.

На рисунке 4 представлена эволюция ледяных явлений на несколько гидрометрических постах в течение характерных зим.

В. На основе анализа факторов, которые определяют образование ледостава и факторов, влияющих на него

Температура воздуха считается определяющим фактором эволюции ледостава. Вторым решающим фактором в некоторых случаях является уклон. Известно, что на участке порогов Оршова - Турну Северин, где уклон особенно велик, ледостав образуется только в очень холодные зимы. Третьим, считающимся второстепенным фактором, влияющим на образование ледостава, является расход воды. Ясно, что при больших расходах воды ледостав образуется позже, так как вода в этих случаях охлаждается медленнее.

В докладе рассматриваются влияния только температуры и расходов. Были исследованы данные двух постов, на которых сильно разняться только расходы.

1. Возможности краткосрочного прогноза появления ледостава.

Метод основывается на метеорологическом и гидрологическом прогнозах.

В вышеуказанных условиях была написана зависимость:

$$n = P(it^{\circ C}_{возд}) \quad \ldots \quad \text{рис. 5}$$

$$it^{\circ C}_{возд} = \frac{\sum T^{\circ C}(-)}{n}$$

где

n - число дней устойчивого периода с отрицательной температурой воздуха от ее появления до образования ледостава;

$\sum t^{\circ C}(-)$ сумма отрицательных температур устойчивого периода.

На рис. 6, где представлена эволюция температуры воздуха и воды на посту Тульча зимой 1955-1956 гг., виден устойчивый период с отрицательными температурами воздуха, а также период с неустойчивыми температурами воздуха, когда последние имеют положительные и отрицательные значения.

Но прямая связь между этими двумя параметрами довольно слаба.

Улучшение последней оказалось возможным, принимая во внимание два других фактора: значение температуры воздуха в течение периода с неустойчивыми температурами, выраженное корректирующей зависимостью типа

$$\pm \Delta n = P(it^{\circ C}_{колеб}) \qquad \text{рис. 7 а-б}$$

где:

$\pm \Delta n$ - разница в днях по отношению к средней кривой, полученной как результат из зависимости (данная связь $it^{\circ C}_{возд} = \frac{\sum T^{\circ C}(-)}{n}$

При высоких значениях температуры воздуха в течение периода с неустойчивыми температурами ледостав образуется позже, а

$$it^{\circ C}_{колеб} = \frac{\sum T^{\circ C}_{колеб}}{n}$$

$\sum T^{\circ C}_{колеб}$ - сумма температур воздуха в течение периода с неустойчивыми температурами.

Также было принято во внимание влияние расходов, данное зависимостью типа

$$\pm \Delta n = P(\Delta Q) \ldots \text{рис. 8 а-б}$$

где

$\pm \Delta Q$ - отклонение в днях от средней кривой;

$\pm \Delta Q$ - отклонение расходов ($м^3$/сек) по отношению к среднему многолетнему значению расхода воды в зимний период (XII - III).

Было замечено, что чем больше зимний расход своего среднего значения в этот период, тем больше запоздание образования ледостава по сравнению с средней кривой, а в условиях зимних расходов меньше, чем средние, ледостав образуется раньше, чем в нормальных условиях при той же сумме отрицательных температур воздуха.

На рисунке 9 представлены все зависимости (основные и корректирующие) прогнозов. Использование этих связей дает возможность предсказать дату появления ледостава при условии наличия удовлетворительного метеорологического и гидрологического прогнозов. Реализация на 65 - 75 процентов этих прогнозов ведет к выпуску прогноза появления ледостава с ошибками в 10 - 15 процентов, что соответствует ошибке в 1 - 2 дня при условии заблаговременности прогноза в 10 дней и ошибки в 2 - 4 дня при заблаговременности в 20 дней.

Реализация гидрологических и метеорологических прогнозов на 50 процентов может привести к максимальным ошибкам больше чем 50 процентов при прогнозе дат появления ледостава.

Метеорологический прогноз, необходимый для предвидения даты появления ледостава, состоит фактически из прогноза тенденции температуры воздуха. Этот прогноз должен быть дан в период с неустановившимися температурами (когда это имеет место) или даже в устойчивый период с отрицательными температурами - во всяком случае до появления ледостава (максимум 20 дней). В то время, когда прогноз выпускается в устойчивый период с отрицательными температурами берется во внимание период с неустойчивыми температурами воздуха и гидрологический прогноз. В отношении гидрологического прогноза берется во внимание эволюция расходов воды во времени для устойчивого периода с отрицательными температурами.

Это значит, что при оправдываемости 65 - 75 % метеорологического и гидрологического прогноза погрешность прогноза продолжительности ледостава будет в 10 - 15 процентов, т.е. погрешность 3 - 5 дней при 30-дневной продолжительности и 6-10 дней при 60-дневной продолжительности ледостава.

Оправдываемость метеорологического и гидрологического прогноза менее 50 процентов приводит к погрешностям в 30 - 40 процентов в прогнозе продолжительности ледостава.

Характерные данные исчезновения ледостава приведены на рисунке 3.

Работа является синтезом возникновения и эволюции ледостава на Нижнем Дунае, основывающимся на статистическом анализе, а также и на анализе факторов, определяющих его образование.

Во всех случаях выявляется, что ледостав образуется в направлении вверх по течению, более часто и более продолжителен на нижнем участке, благодаря более суровому климату этой зоны и меньшим скоростям течения. Была также выявлена роль расходов и их вариации в образовании и продолжительности ледостава.

Графики, основывающиеся на статистическом анализе, также как и зависимости, основывающиеся на анализе количественного влияния некоторых факторов могут быть полезны для прогноза образования и эволюции ледостава.

СПИСОК РИСУНКОВ

Рис. 1 Повторность ледяных явлений на постах Дуная

Рис. 2 Повторность возникновения во времени (по декадам) ледостава на гидрометрических постах Джурджиу и Тульча.

Рис. 3 а Эволюция характерных дат образования ледостава на Нижнем Дунае.

Рис. 3 Эволюция характерных дат исчезновения ледостава на Нижнем Дунае.

Рис. 4 Эволюция ледяных явлений во время характерных зим.

Рис. 5 Зависимость $n = P(it^{\circ C})$
а. На посту Тульча
б. На посту Джурджиу

Рис. 6 Эволюция температуры воздуха и воды на посту Тульча

Рис. 7 а,б Зависимость $n = P(it^{\circ C}_{колеб})$
а. на посту Тульча
б. на посту Джурджиу

Рис. 8 а,б Зависимость $\pm \Delta n = P(\Delta Q)$
а. на посту Джурджиу
б. на посту Тульча

Рис. 9 а,б Сложный график $n = P(it^{\circ C})$
$\pm \Delta n = P(it^{\circ C}_{колеб})$
$\pm \Delta n = P(\Delta Q)$
а. на посту Тульча
б. на посту Джурджиу

Рис.10 Изменение характерных продолжительностей вдоль по Дунаю

Рис.11 Изменение вдоль по Нижнему Дунаю с продолжительностью ледостава с обеспеченностью: 1, 5, 10, 20.

Рис.12 а,б Зависимость $N = P[\Sigma T^{\circ C}(-)]$
а. На посту Тульча
б. На посту Джурджиу

Рис.13 а,б. Зависимость $\pm \Delta n = P(C)$
а. на посту Тульча б. на посту Джур
б. на посту Джурджиу

Рис.14 а,б Зависимость $\pm \Delta Q = P(d)$
а. на посту Тульча
б. на посту Джурджиу

Рис.15 а,б Зависимость $\pm \Delta n = C(Y_c)$
а. на посту Тульча
б. на посту Джурджиу

Рис.16 а,б Зависимость $\pm \Delta N = P(Y_d)$
а. на посту Тульча б. на посту Джурджиу

Рис.17 Комплексный график $N = P[\Sigma T^{\circ C}(-)]$
$\pm \Delta N = P(Y_c \cdot 10^{-3})$ В- 3
$\pm \Delta N = P(Y_d \cdot 10^{-3})$

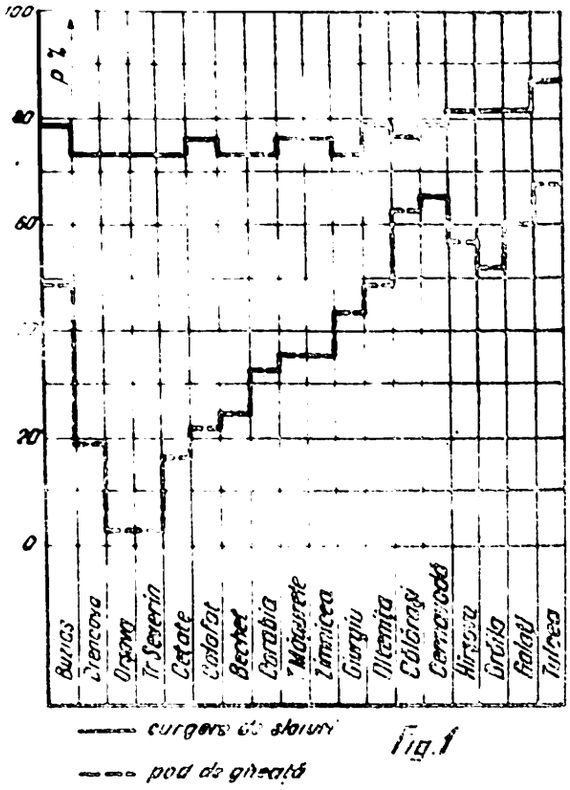


Fig.1

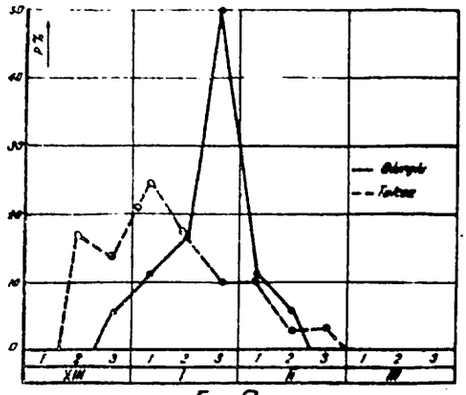


Fig.2

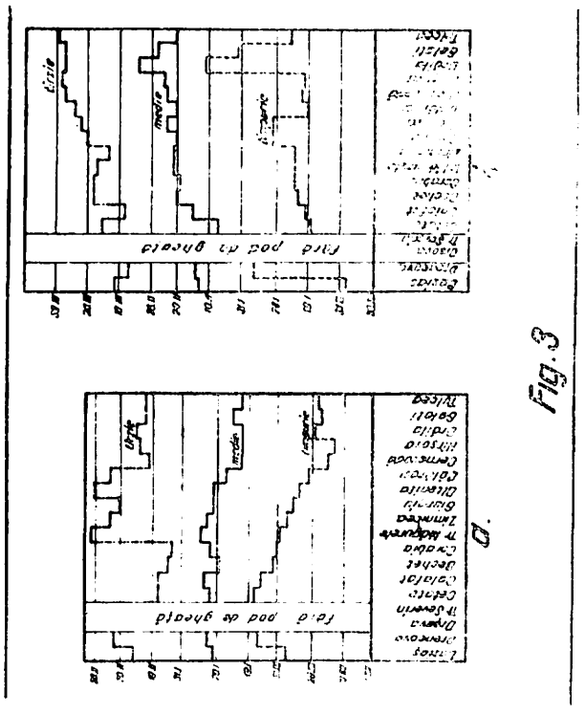


Fig.3

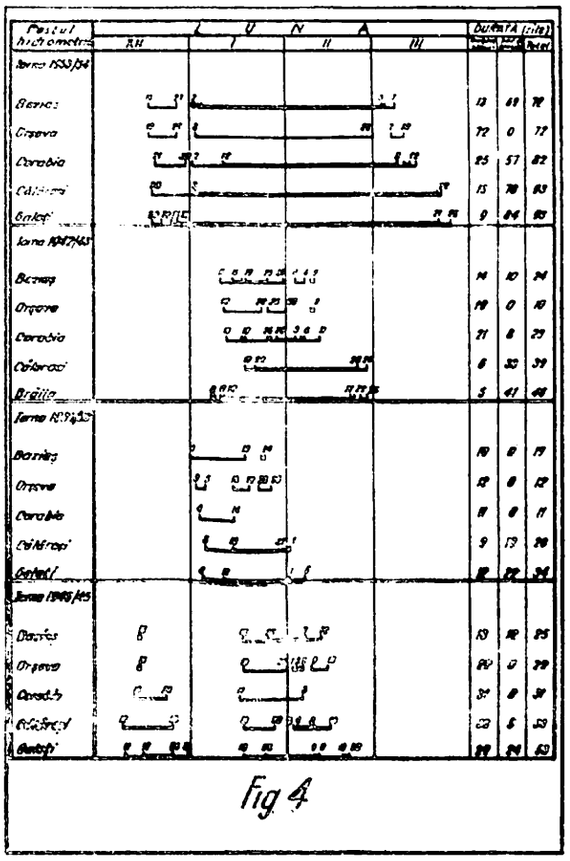


Fig 4

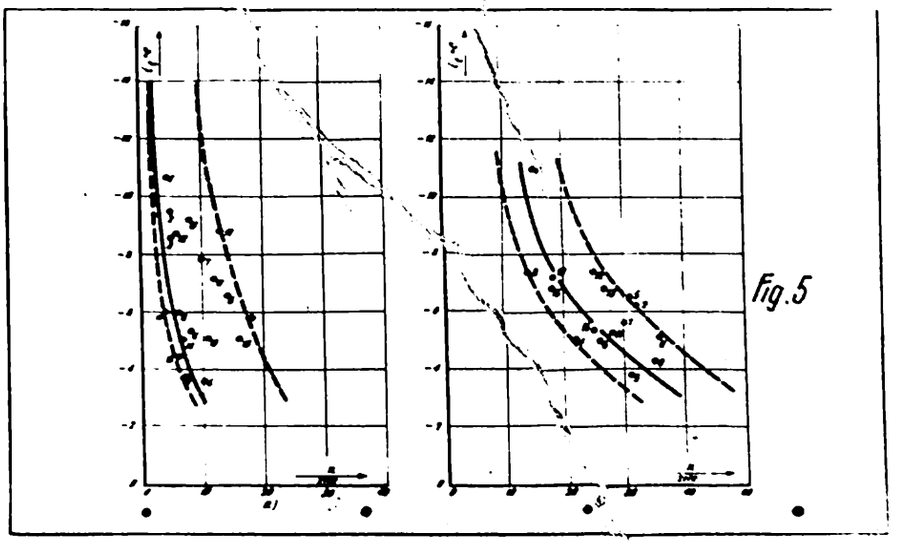


Fig.5

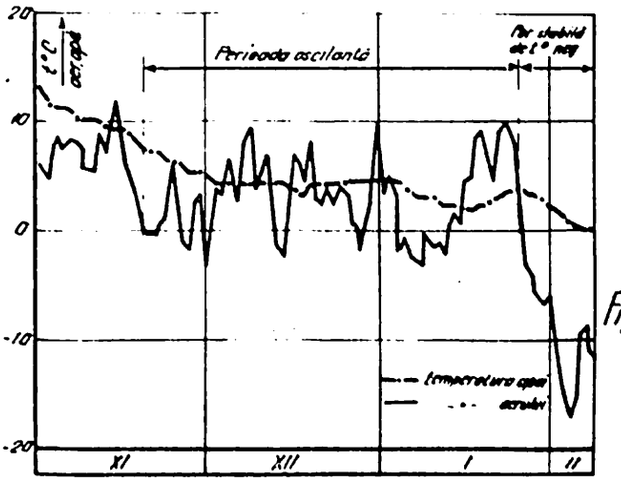


Fig.6

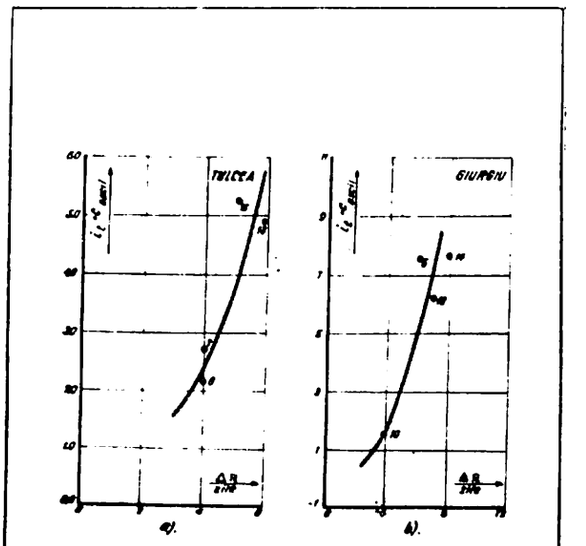


Fig.7

Fig 10

Fig. 9

Fig. 8

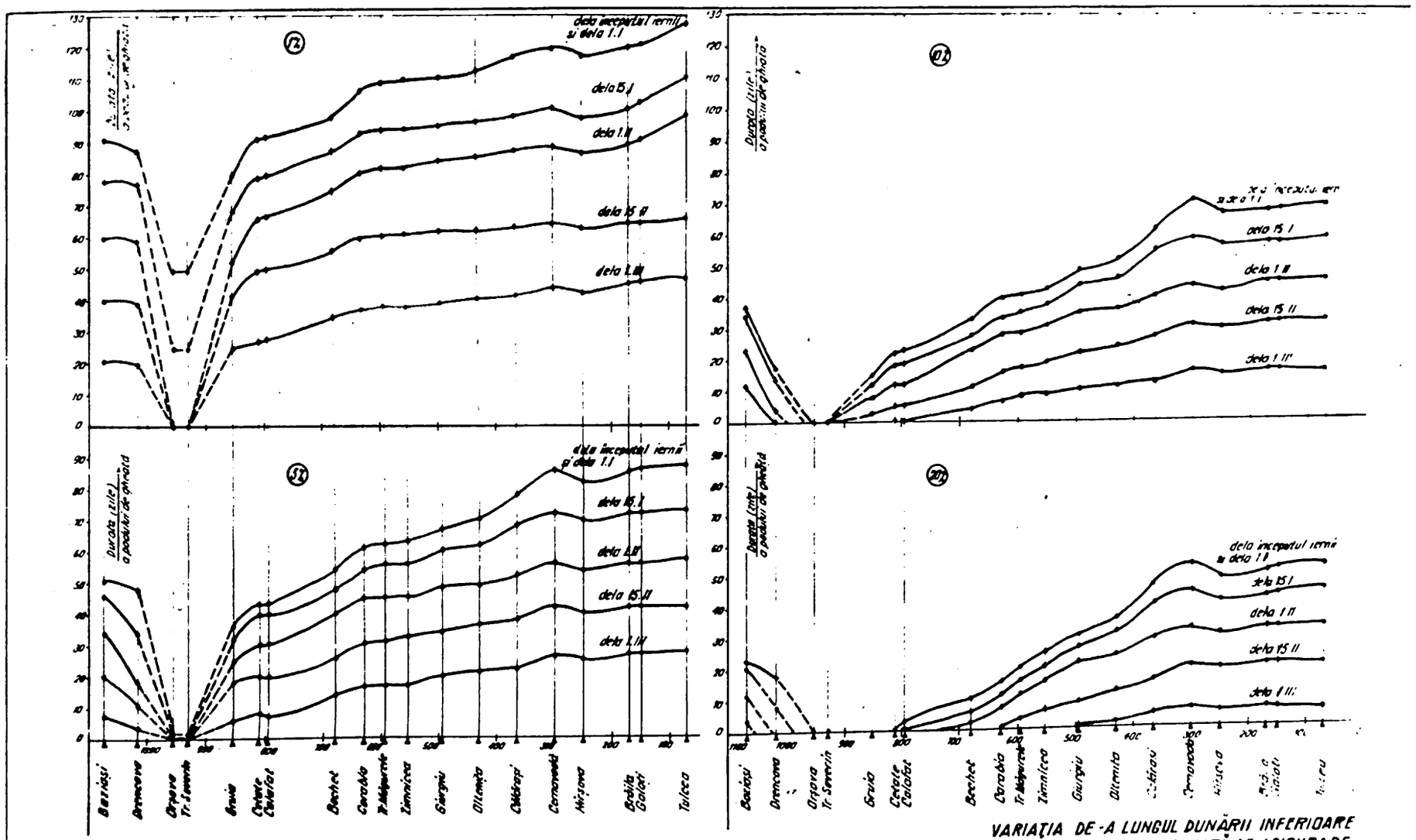


Fig. 11

VARIAȚIA DE-A LUNGUL DUNĂRII INFERIOARE A DURATEI PODULUI DE GHEAȚĂ DE ASIGURARE 1%, 5%, 10% ȘI 20% INCEPÎND CU DIFERITE DATE

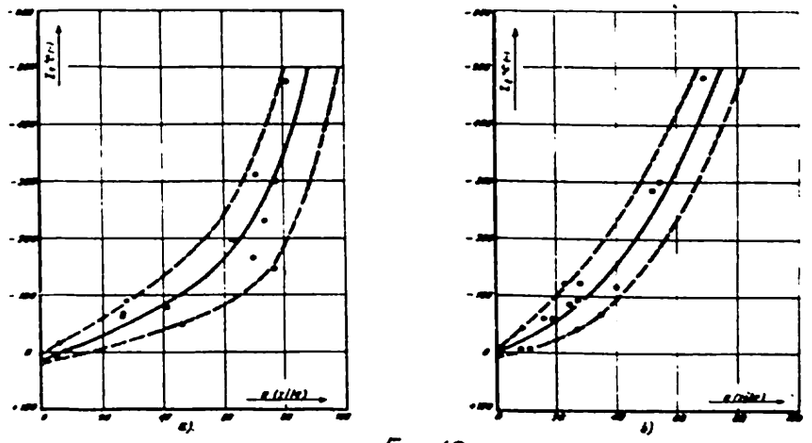


Fig. 12

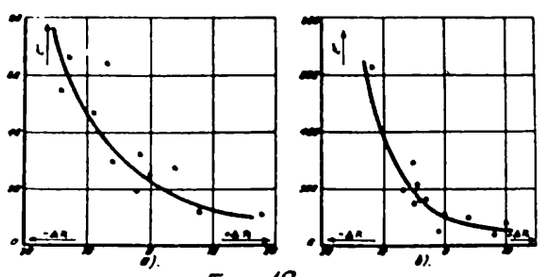


Fig. 13

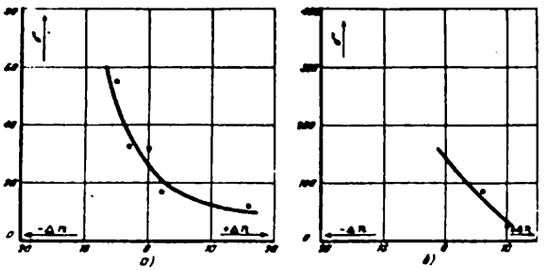


Fig. 14

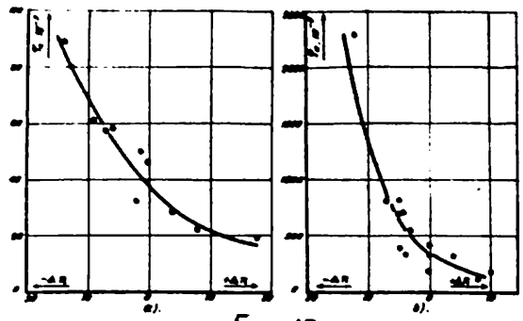


Fig. 15

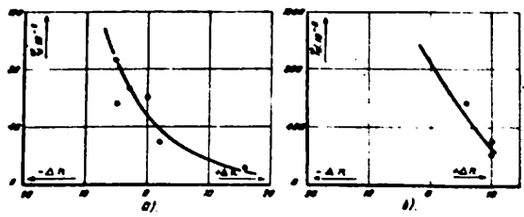


Fig. 16

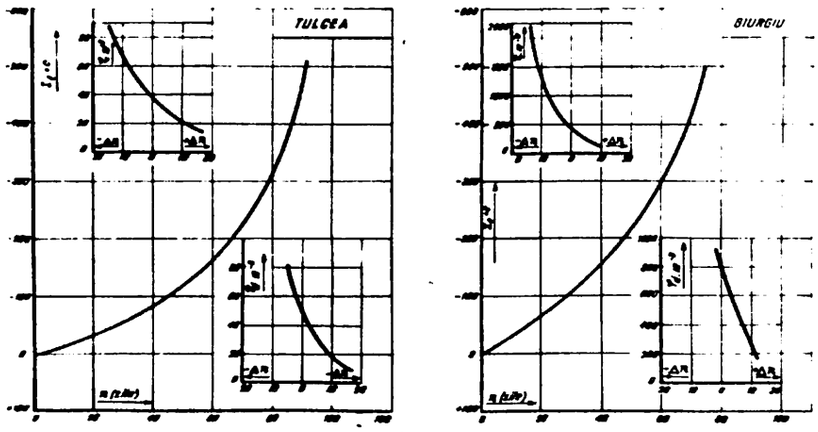


Fig. 17

ПРОГНОЗ МИНИМАЛЬНЫХ ГЛУБИН НА ПЕРЕКАТАХ ДУНАЯ НА УЧАСТКЕ ОРШОВА - БРЭИЛА

ТАТЬЯНА НИКОЛАЕ

Научный работник в Научно-исследовательском институте гидротехники, Бухарест - Румыния

Р е з ю м е

В настоящей работе делается попытка предсказания глубин на перекатах, учитывая большое практическое значение изучения формирования и развития перекатов.

Берется во внимание тот факт, что на эволюцию перекатов большое влияние имеет изменение во времени проходящих расходов воды (которые отражают сумму всех гидравлических процессов, имеющих место в данном русле).

Были использованы коррелятивные связи между серией параметров, например: $h=b+\alpha H$, $h_{max}=P(Q_{max})$; $b=P(Q_{min})$ где: h_{max} и h - максимальные и, соответственно, мгновенные глубины на перекатах; Q_{max} и Q_{min} - максимальные и минимальные годовые расходы, b - минимальная глубина на перекате, соответствующая минимальному годовому расходу, H -уровень воды на близрасположенной рейке.

На основе этих связей, построенных для целого ряда перекатов на Дунае вырабатывается прогноз изменения глубин на перекатах.

В дальнейшем делается попытка оценки прогноза и указываются лимиты применения указанного метода прогноза.

S u m m a r y

A forecast of depths on the sills in suggested, in the present paper, taking int account the great practical importance of knowing the forming and evolution of these sills.

The chronological variations of the water discharge flov (which reflets all the hydraulic processes in the river bed) influencing strongly these sills evolutions have been stressed.

Correlations between a series of parameters have been used, namely: $h_{max}= f(Q_{max})$, $b=f(Q_{min})$, $b+\alpha H$, where h. max and h are the maximum and instantaneous depth on the sill, Q_{max} and Q_{min} are the maximum and minimum annual discharge; b - the minimum depth on the sill corresponding to the minimum annual discharge and H - the water level at the nearest stage garge.

On the basis of these correlations set up for a series of the danube sills it is possible to issue a forecast of depth variation on these sills.

In the paper is further shown an appreciation of the errors and the limits in the use of this forecasting method are indicated.

В настоящей работе ставится вопрос возможности прогноза малых глубин на перекатах, в период летне-осенних малых вод, следующий за весенним паводком. Прогноз минимальных глубин имеет большое значение для обеспечения нормальных условий судоходства на Дунае. Вышеуказанный прогноз основывается на связи между интенсивностью колебаний уровня воды и интенсивностью изменения глубин на перекатах.

Условия образования перекатов на румынском участке Дуная

Перекаты - специфические местные образования русла, характерные для зон с различными особенностями, главным образом, морфологии русла: излучины, осередки, резкие изменения ширины русла, слияния с притоками, особый литологический характер ложа русла и др. Перекаты обычно образуются в зонах, где совокупность определенных условий содействует образованию наносов. На динамику эволюции

перекатов сильно воздействуют изменения во времени расходов воды (отражающие в общем гидравлические процессы потока), а также и количества наносов, транспортированных Дунаем и его притоками. Динамика во времени изменений, происходящих в зоне перекатов, связана со сложным и иногда противоречивым воздействием гидравлических процессов имеющих место в русле (изменения полей скоростей в взаимодействии с самыми русловыми процессами, вызываемыми этим изменением).

Вследствие вышеизложенного невозможно формулировать закономерность, которая тесно связывала бы положительную или отрицательную эволюцию глубины перекатов с одной из фаз режима стока, выраженной уровнями воды (подъем или спад).

Анализ большого количества данных о глубине перекатов на Дунае показал, что их образование не всегда происходит в период низких вод как следствие понижения транспортирующей способности реки. Нужно отметить, что встречаются случаи (и довольно часто), когда положительное развитие перекатов происходит в период подъема вод Дуная, вследствие большого количества наносов, которые не могут быть полностью транспортированы течением в зонах расширения русла (значит, в зоне где происходит понижение скоростей), а также вследствие массивного приноса наносов, транспортируемых в период половодья Дунаем и его притоками, впадающими вблизи от этих перекатов. Поэтому в течение года, когда на Дунае имеет место (главным образом) фаза подъема, а также и фаза спада паводочной волны в весенний период, положение любого переката является результатом баланса, который может быть избыточным (в данном случае происходят заиления) или убыточным (в этом случае происходит размыв). (рис. 1).

Весьма доступный способ охарактеризования переката - составление связей между глубиной на перекате, соответственно уровню воды H, наблюдаемому на наиболее близкой водомерной рейке и глубиной h, на фарверте переката (рис. 2).

Эта зависимость типа:

$$h = b + \alpha H \qquad /1/$$

где: α - угловой коэффициент прямой, а b - минимальная глубина переката, соответствующая меженному уровню x/.

Угловой коэффициент прямой указывает характер колебания глубин на перекате в зависимости от колебания уровней. Могут иметь место 4 различных случая:

1/ когда уровни в период составления корреляции /1/ находятся на подъеме могут быть: a) $\alpha > 1$ и b) $\alpha < 1$;

2) когда уровни в период составления корреляции /1/ находятся в спаде, могут быть: a) $\alpha > 1$ и b) $\alpha < 1$.

x/ В условиях Дуная это уровень воды, соответствующий отметке "0" наиболее близкой к рассматриваемому перекату рейки.

Далее показано физическое значение четырех вышеописанных случаев:

Задаемся начальным моментом 1, которому соответствует уровень воды H_1, и относительная глубина на перекате h_1 и конечным моментом 2, которому соответствует H_2 и h_2, в таком случае получим:

$$h_1 - h_2 = H_1 - H_2 + P \qquad /2/$$

где: p - разница между гребнем переката в начальный момент и конечный момент.

Из зависимости (1) вытекает $h_1 = b + \alpha H_1$, $h_2 = b + \alpha H_2$, значит

$$h_1 - h_2 = \alpha (H_1 - H_2) \qquad /3/$$

Вычитывая /3/ из /2/ получаем

$$(\alpha - 1)(H_1 - H_2) = P \qquad /4/$$

Рассмотрев уравнение /4/ приходим к следующему выводу:

1/ Если $H_1 - H_2$ 0, т.е. при понижении уровней существуют возможности: a) $\alpha > 1$, следовательно $p > 0$ (заиление переката);
б) $\alpha < 1$, следовательно $p < 0$ (размыв переката).

2/ Если $H_1 - H_2 < 0$, т.е. при повышении уровней можно получить: a_1) $\alpha > 1$, следовательно $p < 0$ (размыв переката);
$_2$) $\alpha < 1$, следовательно $p > 0$ (заиление переката).

Так как для практических целей интересно положение каждого переката на Дунае в период межени, т.е. в период понижения уровней воды, прогноз минимальных глубин на перекатах основывается на связи (1) тогда, когда $H_1 - H_2 > 0$ в обоих случаях:
$\alpha > 1$ - заиление;
$\alpha < 1$ - размыв (рис. 2).

Прогнозируемые зависимости и их анализ

Далее делаются попытки установления метода прогноза зависимости /1/ (рис. 2) так, чтобы прогноз по ней глубин на перекатах для различных дат данного года не давал погрешностей более чем в 10 процентов (при сравнении реальных глубин с прогнозированными).

На основе зависимости /1/ была установлена корреляция между глубинами на фарватере переката и отметкой на наиболее близкой водомерной рейке в течение периода спада весенних вод и летне-осенней межени, по всем существующим перекатам и для периода в 10 - 15 лет. Таким образом, был определен для каждого переката годовой коэффициент α и значение "b". Было замечено, что хотя коэффициент α в известной мере устойчив (т.е. в течение известного промежутка времени или больше, чем "1" или меньше, чем "1"), но его абсолютное значение изменяется из года в год. Иначе говоря, хотя процесс на перекате в течение известного периода времени устойчив, все же его годовая мощность изменяется. Вследствие этого, попытка использования в

первом приближении зависимости /1/ предыдущего года для прогноза глубин в текущем году, привела в некоторых случаях к погрешностям в ± 100 процентов хотя в большинстве случаев полученные глубины на фарватере переката не отклонялись от реальных более, чем на ± 10 процентов.

Вследствие того, что ложе Дуная образовано беспрерывно передвигающимися наносами, коэффициент не остается постоянным. Но так как количество взвешенных, и, главным образом, влекомых наносов мало известно, невозможно установить прямых связей между эволюцией переката и количеством наносов. Все же для учета хотя бы косвенного влияния наносов использовались максимальные и минимальные расходы, предполагая, что между ними и твердым расходом существующая зависимость удовлетворительна. Можно предположить, что отложения наносов на гребень переката или его размыв тесно связаны с максимальным и минимальным расходом.

Вследствие вышесказанного, вторая прогнозная зависимость была установлена между максимальным расходом и минимальной глубиной на перекате (рис.3)

$$h_{max} = P(Q_{max}) \qquad /5/$$

Эта связь тесна, а замечаемые небольшие отклонения объясняются отсутствием измерений максимальных глубин на перекатах, соответствующих максимальному расходу, и для установления корреляции они были заменены максимальными глубинами, замеренными в наиболее близкие дни.

С помощью зависимости /5/, зная максимальный расход весеннего паводка, можно установить максимальную глубину на перекате в текущем году.

Из анализа графиков (рис. 2), построенных для всех перекатов, было замечено, что термин "b" уравнения /1/ непостоянен, что указывает на существование годичного изменения положения переката. Это изменение положения переката, отражаемое "b", существует только в случае перекатов, подверженных процессам размыва или заиления. В период межени, процессы, развивающиеся на гребне переката, зависят от переносимого минимального расхода (который отражает сложность гидравлических процессов в русле). Только в случае, когда положение перекатов не изменяется, то есть, когда α = 1, "b" остается постоянным. Таким образом третья прогнозируемая зависимость устанавливается между минимальным расходом и минимальной глубиной на перекате, соответствующей наименьшему уровню (рис. 3).

$$b = P(Q_{min}) \qquad /6/$$

Зависимости такого типа были построены для большинства перекатов. Располагая прогнозом минимального расхода для текущего года, можно прогнозировать на основе этой зависимости значение "b".

Таким образом, получив по графическим связям /5/ и /6/ две основные точки, и по ним построив графическую связь /1/, можно использовать последнюю для прогноза минимальных глубин на фарватере перекатов (рис. 4).

По этому методу были прогнозированы минимальные глубины на перекатах Калуда (км 760) и Чиоара (км 586).

Оценка прогноза была произведена отдельно для малых и больших глубин. Для паводков больших глубин максимальная погрешность прогноза, для 14 лет на перекате Чиоара и 7 лет на перекате Калуда, не превысила ± 17 процентов. Анализ полученных ошибок при прогнозе максимальных глубин (рис. 5) для переката Чиоара, показал, что 86 процентов из прогнозированных случаев имеют погрешность в пределах ± 10 процентов.

При прогнозе глубин на перекатах в период межени были также получены довольно хорошие результаты. Например, анализ прогноза малых глубин для переката Чиоара (рис. 6) показывает, что 78% случаев дали погрешность менее ± 20 процентов, а 60 — процентов - погрешности в пределах ± 10 процентов. Такие же результаты были получены и для переката Калуда.

Выводы

Подводя итоги, можно сделать следующий вывод:

Для прогноза основной связью является: $h = b + \alpha H$, которая в конце прогнозируется при помощи функции $h_{max} = P(Q_{max})$ и $b = P(Q_{min})$, независимо от характера процесса на перекате.

Выше были изложены лишь первые попытки прогноза минимальных глубин на перекатах без учета количества наносов, транспортируемых рекою. Результаты, полученные с помощью предложенного метода довольно удовлетворительны. Автор намеревается углубить исследования для усовершенствования метода.

Литература

1. x x x Dunărea între Baziaş şi Cestal Izmail Monografie hidrologică - Bucureşti, 1967
2. Кондратьев Н.Е., Ляпин А.Н., Попов И.В. и др. "Русловой процесс", Ленинград, 1959.
3. x x x Русловые процессы и путевые работы на свободных реках. Труды ЦНИИЭВТ-а, вып.VII, 1956.

СПИСОК РИСУНКОВ

Рис. 1. График изменения глубин на фарватере перекатов Кусуй и Калуда $h=f(T)$ и соответственно уровней воды на близрасположенных постах $H=f(T)$

Рис. 2. Зависимость между глубинами на фарватере переката и соответствующими уровнями воды

Рис. 3. Зависимость между годовыми максимальными глубинами на перекате и максимальными расходами $h_{max}=f(Q_{max})$ и соответственно между минимальными глубинами на фарватере переката и минимальными расходами $b=f(Q_{min})$

Рис. 4. Сравнение прогнозируемых (---) и реальных зависимостей (——) $h=f(H)$

Рис. 5. Кривая обеспеченности ошибок прогноза максимальных глубин для переката Чиоара.

Рис. 6. Кривая обеспеченности ошибок прогноза минимальных глубин для переката Чиоара.

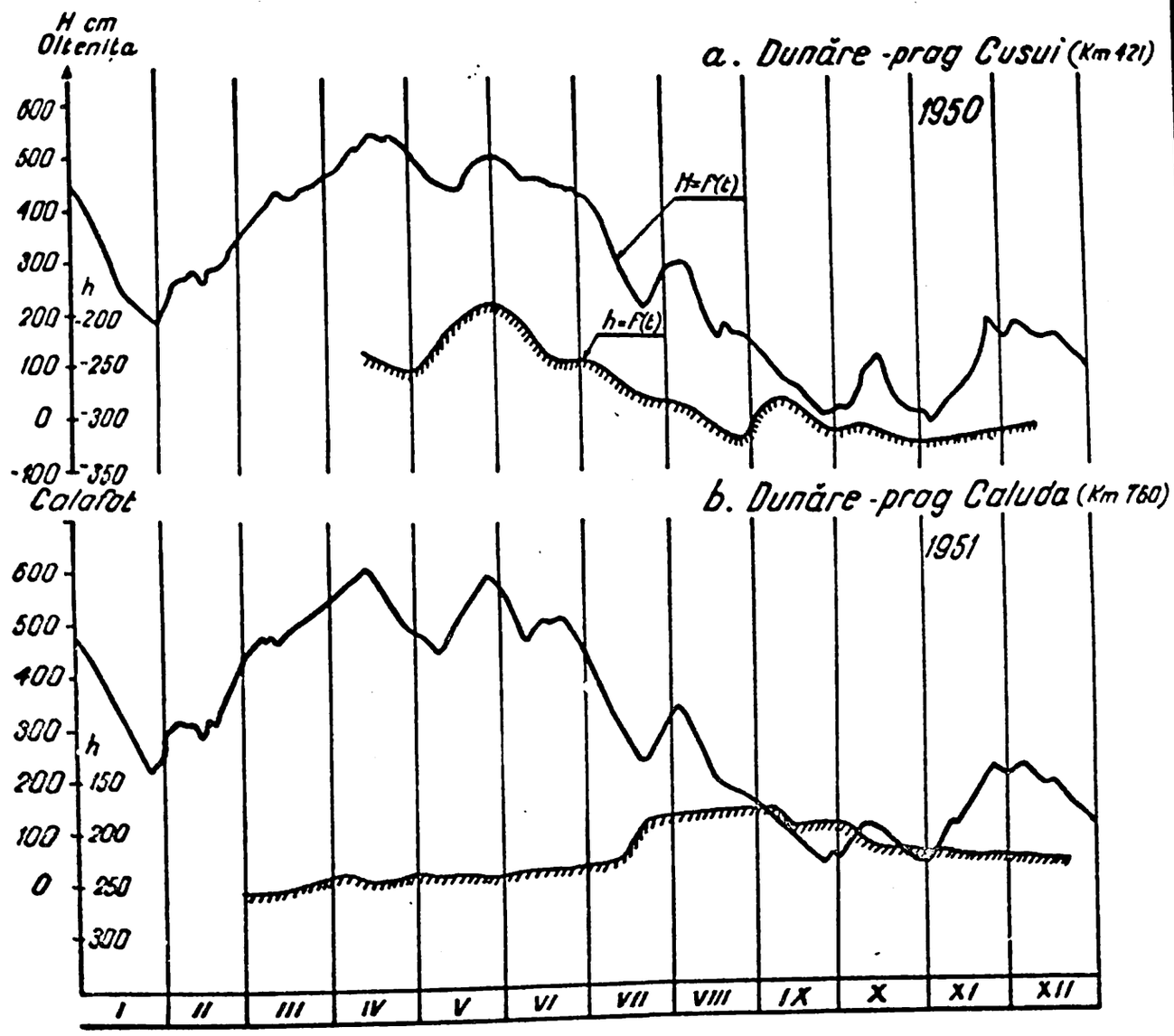
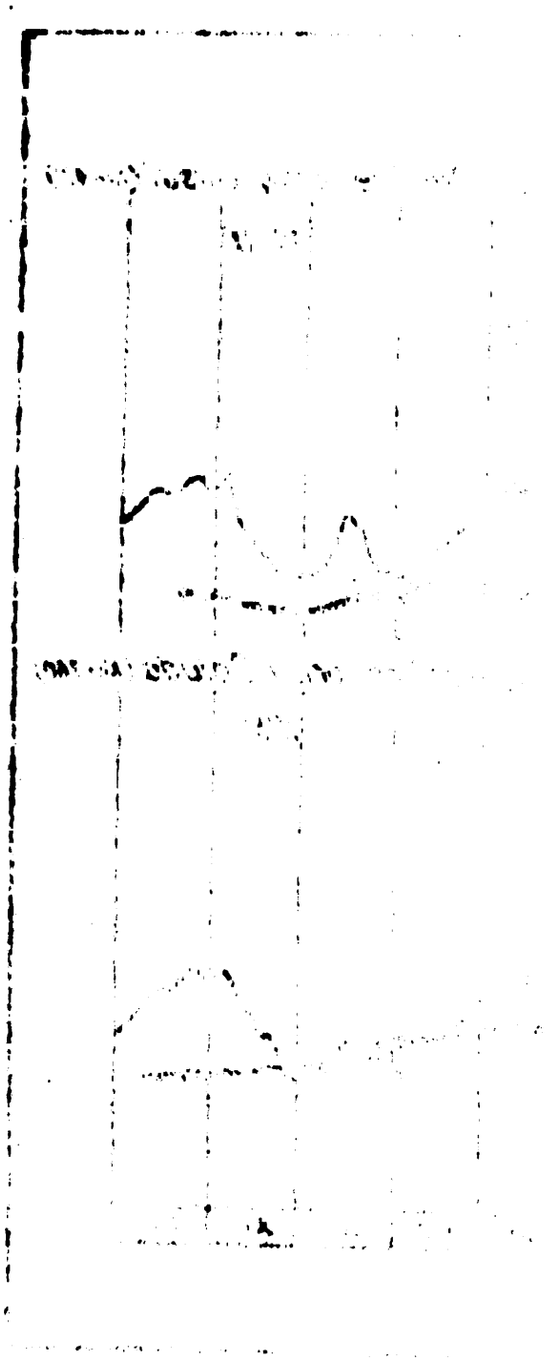

H cm
Oltenița
a. Dunăre -prag Cusui (Km 421)
1950
H=f(t)
h=f(t)
h
600
500
400
300
200
100
0
-100
-200
-250
-300
-350
Calafat
b. Dunăre -prag Caluda (Km 760)
1951
h
150
200
250
300
I
II
III
IV
V
VI
VII
VIII
IX
X
XI
XII

Fig. 1



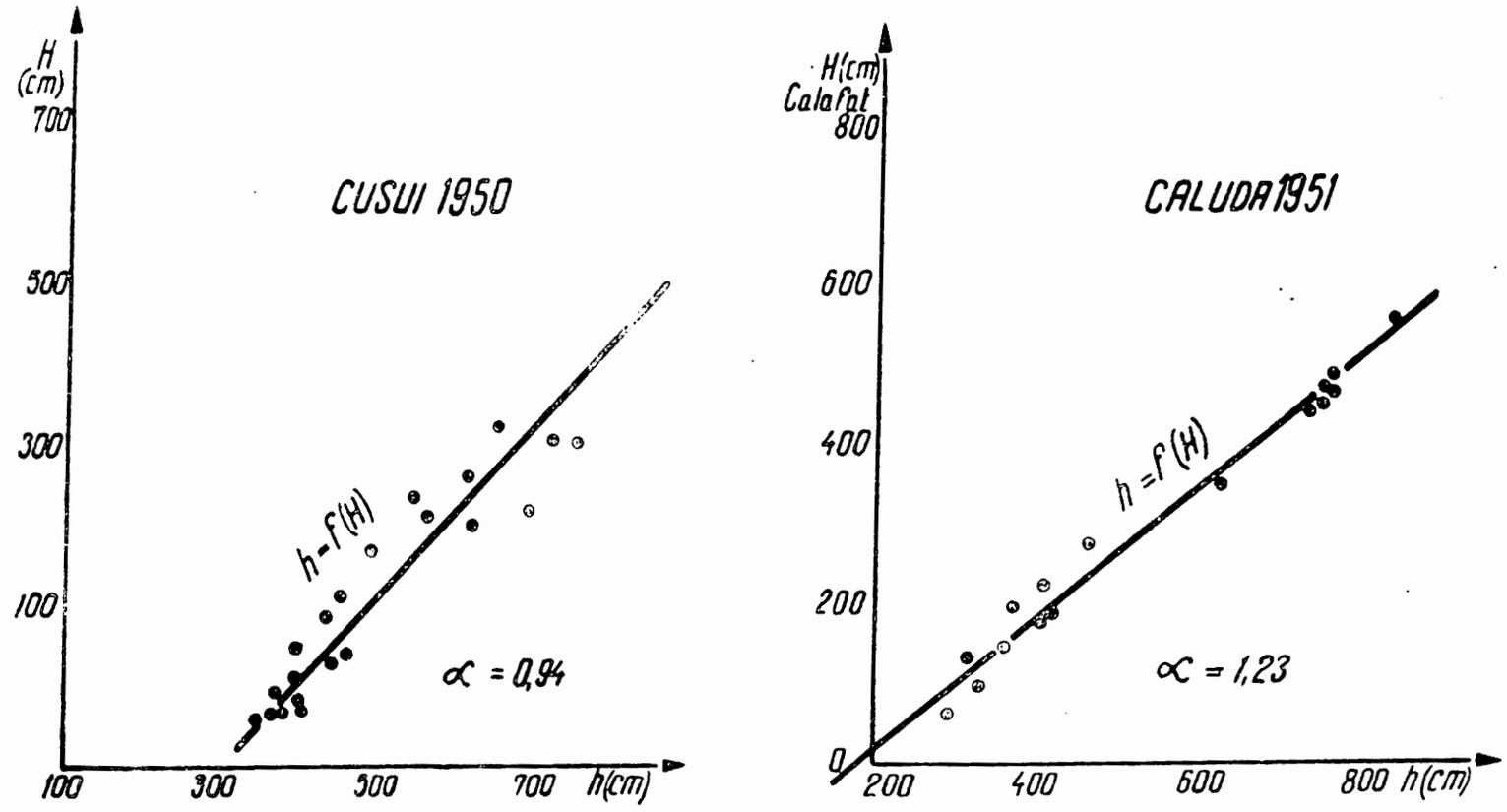
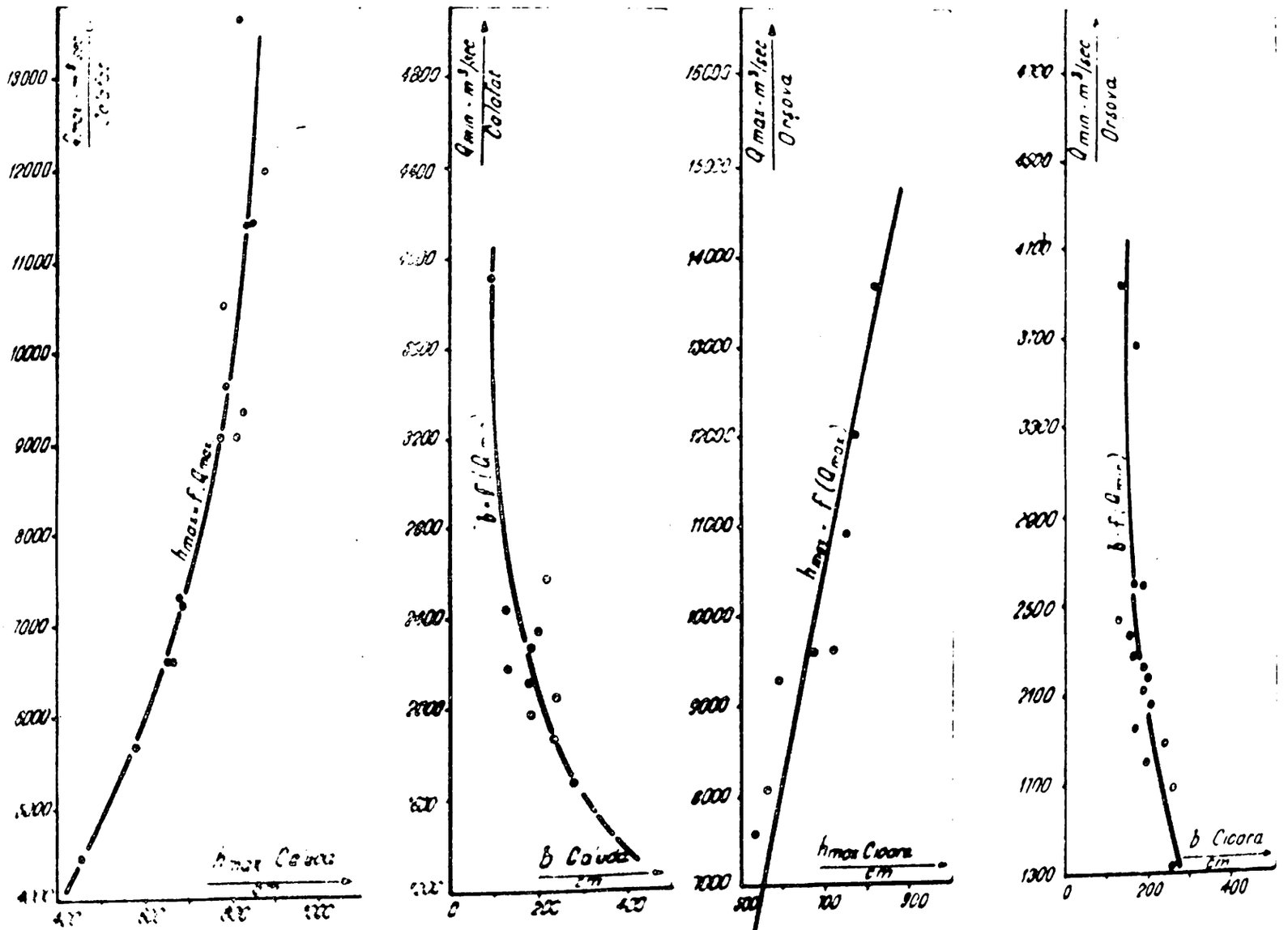

H (cm)
700
500
300
100
CUSUI 1950
h=f(H)
α = 0,94
100
300
500
700
h(cm)
H(cm) Calafat
800
600
400
200
0
CALUDA 1951
h=f(H)
α = 1,23
200
400
600
800
h(cm)

Fig. 2



13000
12000
11000
10000
9000
8000
7000
6000
5000
4800
4400
3200
2800
2400
2000
0
200
400
Q min · m³/sec
Calafat
b Caluda
cm
16000
14000
13000
12000
11000
10000
9000
8000
7000
500
700
900
Q max · m³/sec
Orsova
hmax Cicora
cm
4700
4500
4100
3700
3300
2900
2500
2100
1700
1300
0
200
400
Q min · m³/sec
Orsova
b Cicora
cm

Fig 3

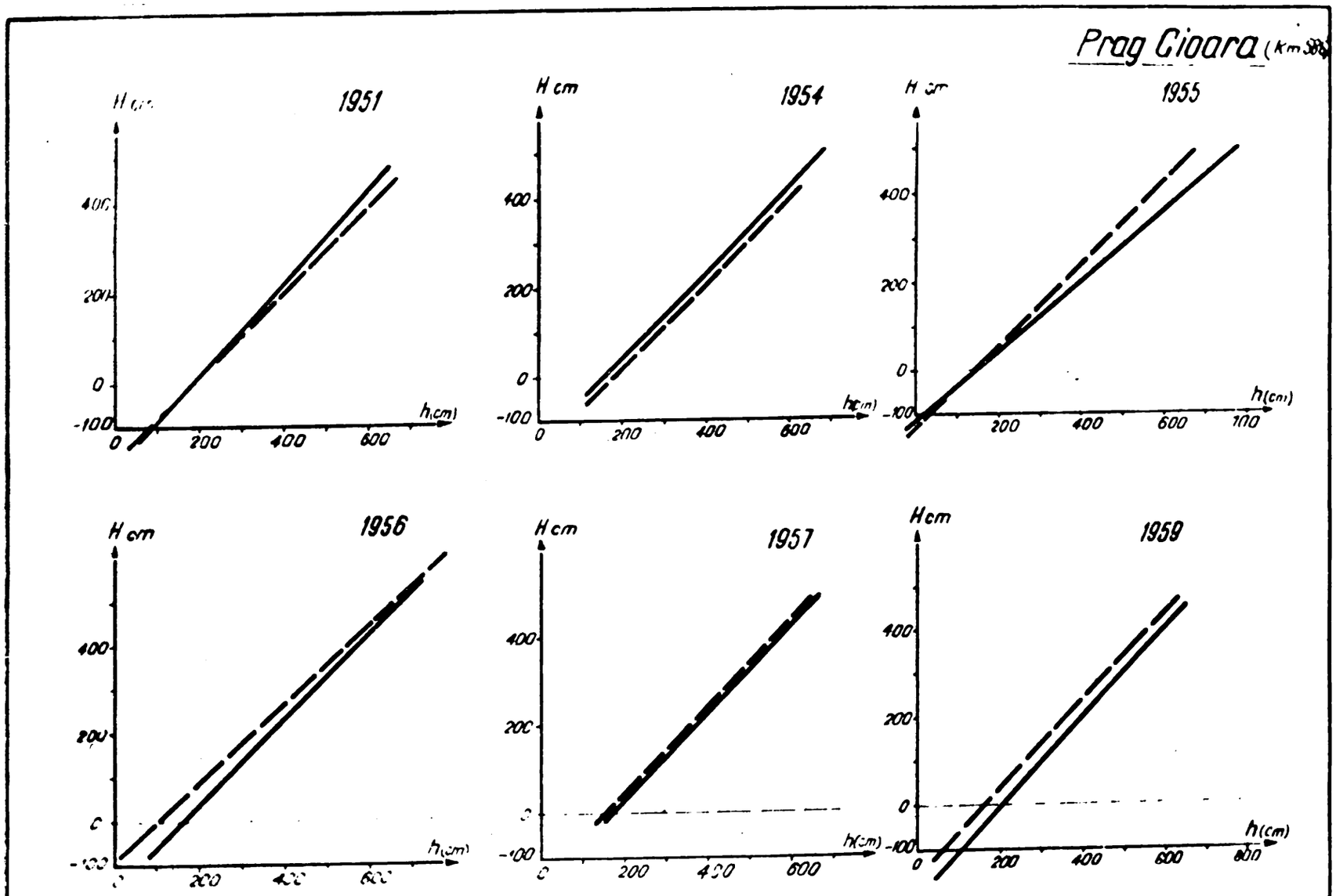

Prag Cioara (km 380)
1951
1954
1955
1956
1957
1959
H cm
h(cm)
400
200
0
-100
0
200
400
600
800

Fig. 4

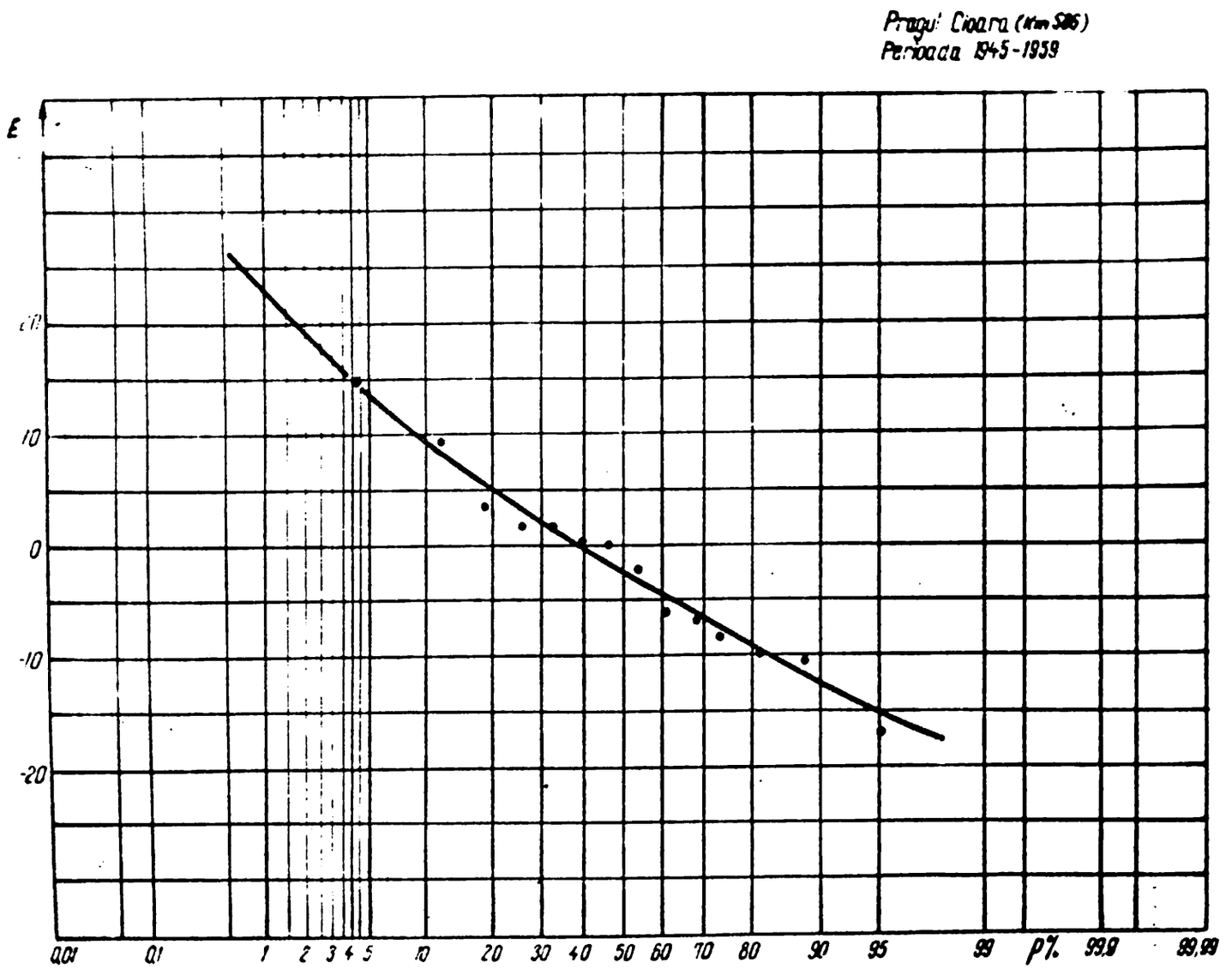

Pragul Cioara (km 586)
Perioada 1945-1959
E
20
10
0
-10
-20
0,01
0,1
1
2
3
4
5
10
20
30
40
50
60
70
80
90
95
99
p%
99,9
99,99

Fig. 5

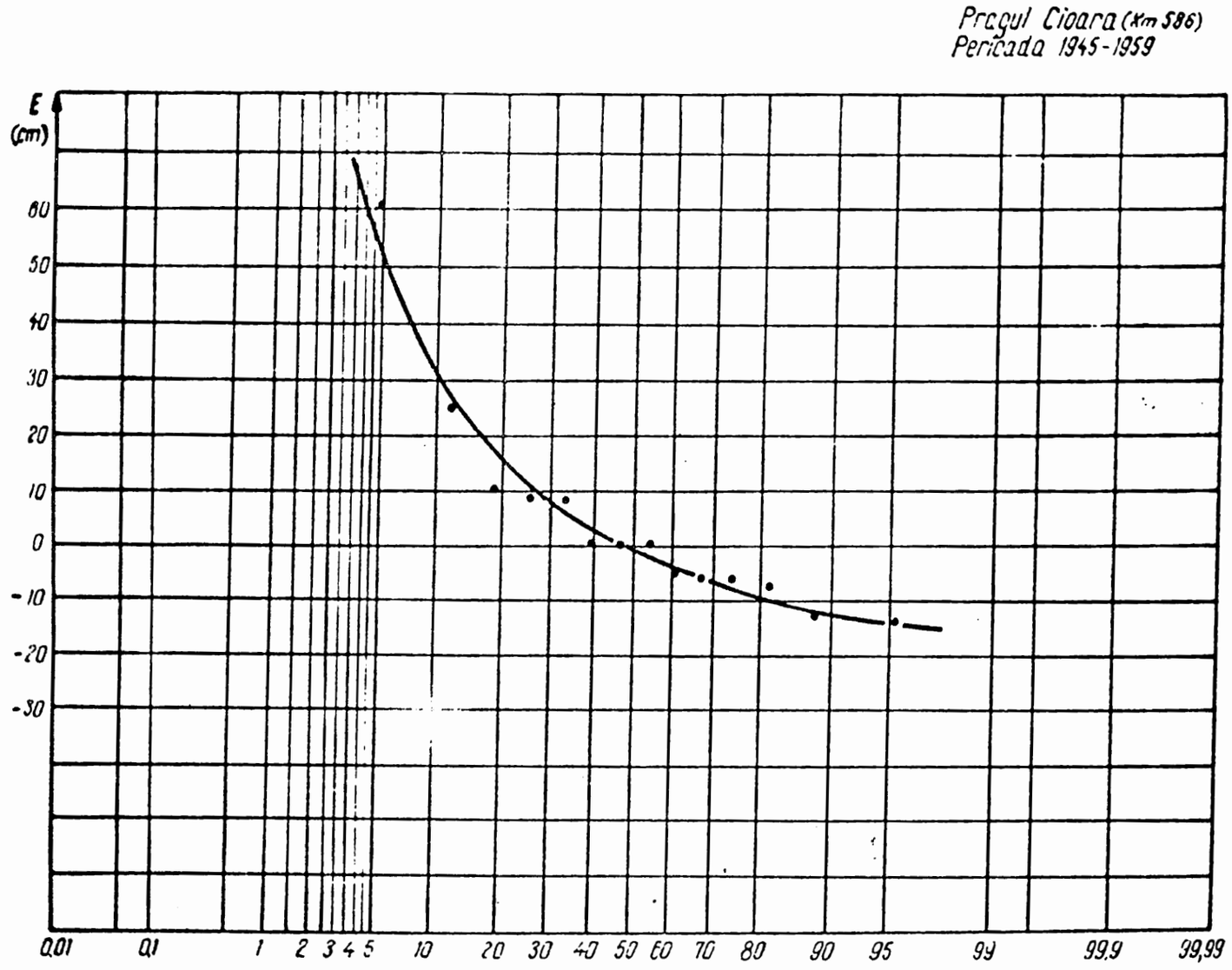

Pragul Cioara (Km 586)
Perioada 1945-1959
E
(cm)
60
50
40
30
20
10
0
-10
-20
-30
0,01
0,1
1
2
3
4
5
10
20
30
40
50
60
70
80
90
95
99
99,9
99,99

Fig. 6

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ МОРФОЛОГИЧЕСКОГО АНАЛИЗА РУСЛА ДУНАЯ И ВОЗМОЖНОСТИ ПРОГНОЗА ПЕРЕКАТОВ

МИЛОРАД МИЛОРАДОВ, кандидат технических наук и
МИОДРАГ БОЖИНОВИЧ, инженер
Водохозяйственный институт им. Ярослав Черни

Р е з ю м е

Усваивая положение, что форму речного русла аллювиального водотока можно принять как "финальный продукт" руслового процесса, в работе рассматривается возможность прогноза появления перекатов и других препятствий для судоходства на югославской части Дуная. При этом исходят из морфологического анализа речного русла обоснованного статистической обработкой топографических данных и анализом изменений гидролого-гидравлических характеристик потока во времени и пространству.

На основании конкретного изучения отдельных угроженных участков выводится заключение, что в несложных случаях такие прогнозы можно давать только на базе гидрологических прогнозов и результатов морфологических анализов, а в более сложных случаях следует анализировать и изменения гидролого-гидравлических параметров течения воды и наносов на рассматриваемом участке реки.

S u m m a r y

By accepting the assumption that the shepe of river bed of alluvial water stream may be considered as "the final product" of the process of river bed, a possibility is under work to forecast the phenomenon of inudationand other objections for the ships along the Yugoslav part of the Danube. Therefore, morphological analysis of the river bed based upon the statistical treatment of topographical data and analysis of change of hydrological and hidraulic characteristics are conducted in time and space.

On the basis of a concrete study of particular affected sections the condition is being derived that in easier cases such forecasts could be given only on the basis of hydrological forecasts and results of morphological analysis, and in the more difficult cases the hydrological and hydraulic parameters of the water stream in hte section of river observed should be analyzed.

1. ВВЕДЕНИЕ

Формирование русла аллювиального водотока находится в связи с характеристиками режима расхода воды и наносов этих водотоков. В сущности, между элементами русла аллювиального водотока и его расхода воды и наносов существует определенная взаимная зависимость, которая дает определение так называемому "русловому процессу" данного водотока. Следовательно, элементы русла аллювиального водотока известным образом являются финальными продуктами этого процесса, а изменения этих элементов в пространстве и времени имеют случайный характер, также как и гидрологические и другие явления на водотоках - случайный характер.

Хотя и вполне ясно, что элементы русла водотока зависят от характеристик режима расхода воды и наносов, морфологический анализ исходит из положения, что влияние этих факторов отражается на русле как "финальном" продукте данного процесса и что изучением его морфологии (характерных элементов) можно прийти к заключению общего характера. Помимо этого, имея в виду случайность явления и дискретность находящихся в нашем расположении данных, применение в этих анализах аппарата математической статистики является нормальным. Можно подчеркнуть, что единственно этим путем и можно получить определенные количественные показатели и поэтому в этом смысле подвергнуты статистическому анализу известные, находящиеся в распоряжении съем-

ки русла Дуная на югославском секторе, на основании которого получены важные результаты.

На базе этих результатов и гидравлико-гидрологических анализов условий формирования перекатов указаны некоторые проблемы и возможности прогноза этих явлений на Дунае.

2. НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ МОРФОЛОГИЧЕСКОГО АНАЛИЗА

Так как характеристики русла, определяющие элементы фарватера, представляют собой особый интерес, морфологический анализ большей частью был направлен в этом направлении, хотя не были запущены ни общие характеристики русла водотока.

Первая фаза морфологических анализов охватила показ отобранных геометрических характеристик речного русла вдоль всего югославского сектора Дуная, при различных уровнях воды (расходах). Этот показ дан в форме так называемых морфологических продольных профилей для отдельных участков. Обработкой таких продольных профилей (сходно обработке гидрограмм в гидрологии) получены суммарные кривые обеспеченности и кривые частотности этих характеристик для отдельных участков. На рис. 1 в целях иллюстрирования показан один такой продольный профиль и соответствующие кривые частотности и обеспеченности судоходной глубины и ширины при судоходной межени (étiage navigable) для участка устье Дравы - устье Тисы. Такой обработкой морфологических характеристик речного русла получен прежде всего качественный и количественный показ самого водотока и отдельных его участков. Таким образом, с одной стороны, обнаружены специфические места (участки) вдоль водотока, а с другой стороны, дана возможность реального взаимного сопоставления отдельных участков. А именно, на основании предписанных элементов фарватера и соответствующих морфологических диаграмм определены, во-первых, участки, на которых эти элементы ниже предписанных, а затем проведена классификация этих участков по их длине, по степени возможной опасности, то есть по величине отклонения действительных габаритов фарватера от положенных.

Установлено, что, согласно съемкам из 1947 и 1961/62 гг., на протяжении 270 км находится небольшое число более или менее коротких или длинных участков, для которых для предписанной судоходной ширины нет требуемой глубины в 2,0 м, и 20 подобных же участков, в фарватере которых нет глубины в 2,5 м. Продолжительность и появление препятствий весьма разнообразны и варьируют в границах от 27 до 204 дней, согласно кривой продолжительности уровня воды. Это указывает на то, что в соответствии с прогнозом появления малых вод можно грубо дать прогноз объема и продолжительности препятствий.

Выше мы преднамеренно употребили выражение "грубо", так как дело именно об этом идет, так как известно, на пример, что при понижении воды в Дунае наступает известный снос перекатов, что, конечно, следовало бы принимать во внимание. Это, однако, невозможно без подробного морфологического и гидродинамического анализа. Затем, при помощи морфологических продольных профилей изучены корреляционные связи между отдельными геометрическими характеристиками русла. Одной из наиболее интересных связей, несомненно, является взаимоотношение между формой поперечного профиля и извилистостью основного русла в горизонтальной проекции. Эта связь имеет очень большое значение при анализе появления перекатов в излучинах с большим извилистым углом. На рис. 2. показана связь между шириной русла при низком судоходном уровне и соответствующего радиуса излучины для участка югославско-венгерской границы до устья Дравы.

Морфологические анализы коротких участков проведенные в этих исследованиях имели определенные особенности, принимая во внимание характер участка. В этих анализах особое внимание уделялось изучению изменений, которые происходят в самом русле. Цель анализа состоит в установлении причин этих изменений и в установлении их связи с гидролого-гидравлическими и псамологическими параметрами течения. В связи с этим, приведенные выше морфологические продольные профили, суммарные кривые и кривые частотности у таких участков разрабатывались для большого числа топографических съемок русла и для немалого числа различных уровней воды. Таким образом, с одной стороны, возможно было определение, прежде всего, порядка величин этих изменений: когда и при каких условиях происходят, а с другой стороны - где эти изменения происходят внутри самого русла. На рис. 3 ради примера показаны изменения поверхности поперечного сечения русла Дуная на участке Нештин-Сусек в периоде с 1964 по 1967 гг. для трех различных уровней. Как рисунок показывает, на рассматриваемом участке, на всем участке преобладал процесс эрозии русла, причем этот процесс практически происходил на самом фарватере, и то прежде всего на участке от км 1+259 до км 1+268.

Такой способ обработки морфологических характеристик предоставляет возможность в известных случаях и усмотрения тенденции к дальнейшим изменениям, то есть составления прогноза будущего развития речного русла. Один такой пример приказан на рис. 4, на котором ясно видно, что процесс развития речного русла имеет, с одной стороны, тенденцию к дальнейшему занесению старой острой излучины, а с другой стороны, ясно выраженную тенденцию к эрозии новосформированного рукава. Такое усматривание, то есть составление прогноза дальнейших изменений имеет очень большое значение, как в отношении изучения руслового процесса вообще, так и в отношении конкретного проектирования регулировочных работ.

Морфологический анализ имеет определенное значение и при изучении действия проведенных регулировочных работ. В этом случае это действие качественно определяется методами морфологического анализа и таким образом создается возможность усмот-

рения темпа запланированных изменений после проведения регулировочных работ, и функциональность отдельных видов и типов регулировочных соображений и других вмешательств в речное русло. Такой анализ проведен на участке "Велярич" у Белграда (км 1+180 до км 1+185) (рис. 5), где под действием проектированных сооружений получен весьма хороший эффект и где наблюдения изменений привели к заключению об эффектах дальнейшего формирования русла, что дает возможность разработки прогноза этого явления.

3. ХАРАКТЕРИСТИКА ПЕРЕКАТОВ И ГИДРОЛОГО-ГИДРАВЛИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ИХ ФОРМИРОВАНИЯ

Результаты морфологического анализа указали на возможность прогноза появления перекатов, не вдаваясь в причины, которые привели к их формированию. Морфологическим анализом также не охвачены изменения, которые происходят на перекате в определенных интервалах времени, вследствие изменения гидравлических характеристик водотока. В целях усмотрения влияния этих параметров, а также условий формирования перекатов проведен и анализ гидролого-гидравлических характеристик водотока на этих местах.

Перекаты на устье больших притоков

Известно, что соединение двух водотоков является особым местом водотока, тем более если вопрос касается больших водотоков. Течение воды на устьях двух рек в условиях чередующихся замедлений из-за различных характеристик речного бассейна, как по величине, так и по климатическим, высотным и другим особенностям, приводит к весьма сложным условиям течения на этих участках рек. Поэтому необходимо, чтобы условия формирования русла на этих местах были изучены с различных аспектов, и то: с аспекта совпадения расхода воды и наносов притока и главного водотока, динамических характеристик условий течения вверх и вниз от их соединения и общих характеристик русла изучаемых водотоков. Комплектный анализ каждого из этих элементов может указать общие условия течения и формирования русла водотока и условия возможного формирования перекатов. Ради иллюстрации покажем в сокращенной форме изучение устья Тисы и Дуная. В целях усмотрения гидрологических условий подробно изучено совпадение расходов Дуная и Тисы, которое дано на коррелятивном поле для десятилетнего периода (1951 - 1962 гг.), а также и для каждого года, в частности из этого периода. Таким образом, путем среднего поля корреляции для 10-летнего периода и сопоставлением с отдельными годами можно получить отношение расходов в отдельных годах. дах. Для каждого года в отдельности проведено вычисление транспорта наносов для участка вверх и вниз от устья. Проведен также морфологический анализ русла обоих водотоков по годам.

На основании проведенных таким способом анализов выведены следующие заключения в отношении формирования перекатов на этом участке реки. При появлении более крупных расходов на Тисе, которые замедляют воды Дуная, происходит формирование перекатов на Дунае, непосредственно перед устьем Тисы, и закрывание левого рукава Дуная возле так называемого Сланкаменского речного острова. В противоположность этому, при появлении на Дунае расходов более крупных, чем на Тисе, происходит смещение этого переката вниз по течению, открывание левого рукава Дуная выше устья реки Тисы и формирование переката непосредственно ниже устья Тисы и на само устье Тисы. Все это указывает, что совпадение расхода воды и наносов на устьях больших рек может иметь значительное влияние на возможное формирование перекатов на этих местах. Анализы устьев других больших притоков, проводившихся в составе этих исследований, указали на подобные заключения.

Песчанные перекаты на деформированных участках русла водотока

Причины появления таких перекатов даны уже в самом заглавие. Следует подчеркнуть, что причинами появления перекатов могут быть нерегулированные условия расхода и для малых и для больших вод, т.е. неустроенное основное русло и неустроенное русло для паводковых вод. В обоих случаях могут иметь определенное значение и гидрологические условия, то есть продолжительность протекания определенных вод. Дело в том, что на перекатах на местах деформированного основного русла более длительное протекание, которое заполняет основное русло, вызывает уменьшенную транспортирующую способность на том участке водотока и осаждение определенного количества наносов. В деформированных условиях протекания для больших вод, т.е. когда происходит разлив выше основного русла, хотя основное русло не деформировано в сильной степени, может наступить осаждение значительного количества наносов при более длительном протекании паводковых вод и формирование перекатов в таких условиях.

На таких перекатах существует так называемая инверсия в отношении транспорта наносов и появления уклонов уровня воды. А именно, при уменьшении расхода вследствие появления отмели происходит увеличение местных уклонов, транспортирующей способности и наступает снос отмели, а при больших расходах происходит уменьшение уклонов и значительное осаждение наносов. Каким будет общий баланс притока и эвакуация наносов, логично зависит от продолжительности протекания паводковых или низких вод. Согласно этому, желая дать прогноз появления перекатов на таких участках, поскольку желательно получить более точные результаты, следует принять во внимание приведенные выше гидрологические условия и их длительность.

4. ВОЗМОЖНОСТИ ПРОГНОЗА

Резюмируя результаты полученные анализом и изучением югославского сектора Дуная, можно выве-

сти определенные заключения в отношении возможности прогноза появления препятствий в его фарватере. При этом, учитывая сложность самого процесса развития речного русла и характер отдельных критических участков, должны быть использованы как морфологические, так и гидролого-гидравлические исследования.

Когда дело идет о перекатах, которые на основании результатов морфологических анализов не выявляют изменений во времени, тогда прогноз появления препятствий, т.е. появления недостаточной глубины находится в непосредственной связи с прогнозом вод. В этом случае прогноз судоходных препятствий можно дать с такой же точностью, как и прогноз уровней воды, то есть расходов воды.

Прогноз появления перекатов, возникающих на морфологически неустойчивых участках водотока, является значительно более сложным и предварительно требует изучения всех параметров, влияющих на формирование речного русла. При этом в качестве специфичных выделяются две группы участков, а именно: устья крупных притоков реки и участки с деформированным основным или сложным руслом.

На устьях больших притоков значительное влияние на формирование русла оказывает совпадение расходов воды и наносов притока и главного водотока. С этой точки зрения прогноз появления перекатов может базироваться только на комплектном расчете деформации русла, обоснованном методом баланса и долгосрочным прогнозом притока воды и наносов для обоих водотоков. Поэтому можно сразу же констатировать, что для такого прогноза появления перекатов необходимо проведение широких исследований в связи с долгосрочным прогнозом вод и наносов, а также и для выбора самой математической модели расчета деформации русла водотока.

На перекатах, появляющихся на местах деформированных русел водотока, прогноз также должен базироваться на балансовом методе расчета деформации русла, для которого, как уже сказано, предварительно нужно иметь прогноз расходов воды и наносов. На этих перекатах обстановка немного проще, так как отсутствует непосредственное влияние притока, как это имеет место на устьях больших рек. Однако, проблема все-же является весьма сложной для того, чтобы можно было конкретно уточнить ее для всех видов участков. Поэтому и для решения этой задачи необходимо решить ряд проблем из области долгосрочного прогноза притока воды и наносов, а также и выбора наиболее целесообразного метода расчета деформации русла.

Особого рассмотрения заслуживают судоходные препятствия, появляющиеся в острых излучинах с большим центральным углом. Так, известно, что из-за весьма сложных условий течения воды и наносов в излучинах (геликоидальное течение, поперечные уклоны и т.д.), на таких участках не можем прийти к реальным решениям метода расчета деформации русла. В связи с этим, прогноз появления препятствий в излучинах в нынешней фазе развития речной гидравлики следует больше базировать на исследование морфологических и гидрологических зависимостей.

FORECASTING BED-CHANGES FOR THE DANUBE STRETCH BETWEEN PAKS AND THE MOUTH OF THE DRAVA RIVER

KRANICZ, ISTVAN Dr. ZSUFFA, ISTVAN
District Water Authority, Baja Hungary

Р е з ю м е

Рассматривается метод для выполнения постоянного записывания перемен русла реки, оценки периодических наблюдений русла, представления перемен в русле, которые возникают между наблюдением на живых и прямых сечениях перемены массы.

Анализируется селекция представительных параметров для перемен русла, описание бокового движения песчаных наносов на побережье, горизонтальные и вертикальные показатели песчаных наносов среднего течения, горизонтальные и вертикальные показатели образования песчаных наносов между отраженными насыпами.

Отношение между вышеуказанными показателями, длительностью, гидрометрическими и гидрометеорологическими условиями пользуются с целью предусмотрения.

S u m m a r y

Method for keeping continuous records on bed changes, evaluation of occasional bed surveys, representation of hed changes occurring between surveys in cross - section, plan and mass-change profiles are discussed.

Selection of pyrameters representative for bed changes, description of the lateral movement of bank sand bars, longitudinal and vertical indices of mid-sisteam sand bars, horizontal and vertical indices of sand-bar formation between spur - dikes are analysed.

Relationships between the above indices, duration, hydrometric and hydromorphological conditions are used for forecasting purposes.

In addition to the discharge of water, which varies as a function of weather conditions, varying amounts of solids, i.e., sediment, are also transported in watercourses. There exists a dynamic equilibrium between the sediment carrying water and the streambed, since different kinds of sediment are deposited, sandbanks, bars are formed, or else the banks are eroded by relatively " pure" water.

Hydromechanics and hydraulics of the phenomenom are highly complex so that ramified research is being conducted into these questions. In some instances considerable mathematical equipment has been used in deriving results completely describing some details. These extensive and comprehensive investigations and studies are, however, insuited to provide information of future changes of bed conditions over a particular stretch, resulting either from artifical interference, or natural factors.

The formulation of the problem in this manner is rather inaccurate. Relationships descriming, or intending to describe, sediment transportation are unsuited in themselves for characterizing bed development. Scouring is not limited to locations where the flow carries little sediment, where sandbars develop not only where sediment concentration is hight. These phenomene occur simultaneously even within the same cross-section. This approach is widely accepted in river regulation. The rules controlling the design and arrangement of regulation structures have been developed from earlier and more recent principles applying to the life of river beds.

The above "principles" of regulation are, however, reather loose and for undisturbed navigation, operation of abstractions, bank protection, the safe design of new structures, the probable rate and extent of bed development must be estimated, predicted and occasionally controlled, This cannot be realized unless the particular properties of the river stretch are studied and known adequately.

The solution of the problem with the help of relationships of hydromechanics can hardly be expected. The phenomenon is too involved and time - dependent, so that it is accessible at present to empirical methods only, while future approaches will also consist of statistical methods at the best.

Investigations are greatly complicated by the process character of bed development. Isolated observations hardly yield useful information, even if several elements are included. Seriez of observations of the required frequency and performed for a period of sufficient length are necessary-in keeping with the process character of the phenomenon-for both simply empirical studies and occasional mathematical-statistical analyses. In the course of these observations the truly important elements should be recorded with the required ac-

curacy, i.e., the observations should include representative elements only.

In Hungary bed-survey have been run with greater frequency during the last 18 to 20 years and the results of these can now be processed, evaluated and occasionally used for forecasting.

Available data

Following earlier sporadic surveys the Danube stretch under consideration has been sirveyed after 1949 at 5-year intervals using souding tacheographs.

In the vicinity of regulation structures newly built, or of major importance, the surveys have been repeated every second, or third year, yet in some instances annually. The results of these surveys have been entered on contour-line (isobath) maps and cross-sections (about one kilometre apart) have been established.

The contour-lines of the maps have been related to a fixed, permanent water level, so that the lines represent the momentary condition of the bed in a manner permitting comperisons to be made. However, no changes of the bed can be obtained direclty from these maps (Figs. 1 and 2).

For observing the flow-regime elements effecting bed development a gauge network of the required density, gauge relation ourves for corresponding stages on different gauges, rating curves of the required accuracy and longtitudional profiles showing the more important parameters are available. x).

Processing of data

The maps prepared on the basis of bed surveys contain the necessary information for navigation, for the designing and maintenance of river refer to an instantaneous condition only, they cannot be used for a more detailed analysis.

Considerable difficulties were encountered in compliting a graph, or other aid representing well the-time-dependent phenomenon of bed levelopment. Owing to the three-dimensional character of the process it is almost impossible to represent the record of changes in a directly percentible manner.

For representing the time-dependent phenomena three different methods have been adopted:

-The isometric map of bed changes has been constructed, in which the extent of secouring and deposition between two subseguent surveys and related to the first survey have been entered (Fig. 3)

-Individual cross-section surveys have been entered into a common system of coordinates, from which the changes in time of the wetted cross section below a fixed watersurface have been determined (Fig. 4);

-The longitudinal profile of mass travel has been constructed, indicating for each cross-section the quantily of material accumulated, or scoured by water over l=50, 100 and 200m long sections during the periods between two subsequent observations (Fig. 5);

x) Szesztay, Károly: Forecasting the flow regime on the Danube river (A Duna vizjárásának előrejelzése) vituki tanulmányok és kutatási eredmények, 6.sz. Budapest, In Hungarianwith detailed Englishsummary.

Bed travel maps have been prepared by superimposing the maps representing the two surveys under consideration. The longitudinal profile of mase travel has been constructed from the bed-travel map, by dividing the centerline into 50, 100 and 200 m long sections and plotting the sign correct totals of mass change within individual bands.

The analysis of the processed data was found to be impossible unless the data of river regulation structures built over and upstream the particular section under consideration are also taken into account. Such data are location in plan cross-sections and profiles, time of construction and renewal.

Analysis of data

Studies were concerned with river sections of 2 to 5 km lenght, but data of adjacent sections were also taken into consideration. The studies are illustrated with reference to a Danube section without any recent major interference, the Danube bend at Dusnok (Fig. 6).

The series of maps reproduced in Fig.3 shows the changes in bed configuration during the periods 1947-1949, 1949-1955, 1955-1960, 1960 - 1962 and 1962-1966. On these simplified drawings the seperation line ("0" contour-line) between scours and deposits has only been entered, while the other contourlines have been omitted for the sake of clarity. Besides the maps displayed, further maps have been prepared from the section under consideration, namely such indicating the changes that occurred between the years 1947 to 1955, 1947 to 1960, 1947 to 1962, 1947 to 1965 and 1960 to 1965. As will be seen from these maps, sand bars travelled along this particular stretch during this period, and as revealed by the map for the period 1947 to 1965 (not published in the present paper), the section is of a degrading character over extended periods of time.

Individual characteristic points of the "0" contour - line indicating the position of the sand bars can well be plotted on subsequent map sheets. The points considered by us identiel have been denoted as 1,2,3,... on the different sheets (Fig.3). From the position of these identical points the Rate of travel could be determined with a fair degree of reliability. The corresponding results have been comelied in Table I. The instantaneous position and movement of these points is characteristic of the movement of sand bars and shallows. Characteristic points serve to represent changes in bed configuration and should not be mistaken for identical sediment particles. It should be mentioned here as an analogy that the travel of flood waves can be described by the progress of their peaks, but to these peaks different water particles pertain in the different cross-sections.

The highly variable shape of the cross-sections would seem to indicate a confusing picture, but this is not the case. The conflicting changes are due to the sand-bars travelling through the cross-section. From the plot F= f(t) showing the variations of the area of the wetted cross-section (F is the area of the wetted cross-section and t is time) an evidence for the degrading character of this particular section can be gained (Fig. 4).

According to the mass-travel diagram the change of mass along the river is a periodic one during the period considered. E.g. during the period 1949 to 1955 the masses deposited and scoured along the river may be described approximately by the relationship

$$Y = 10\left[\sin(2\pi x-1)+\cos(4\pi x-1)\right] - 8,$$

where Y is the change of mass in $\frac{1000\ cu.m}{50m}$ units,

x the distance from the upstream end of the section in km units. The travelling velocity of sine waves identifiable on the mass travel diagram can also be estimated. (This is not neccsarly identical with the travelling velocity of characteristic points mentioned be fore.)

The application of results for forecasting probable bed changes

Relying on experience gained in the course of data processing an attempt has been made at the determination of the map of bed changes during the period 1966 to 1970. This in turn has been used for tracing the contour-line map likely to prevail in the summer 1970 (Fige. 7 and 8).

As a first step, the travelling velocities of characteristic points in the maps showing changes of bed configuration (Table 1) have been used for locating the anticipated position of these points. Relying on these points and with allowance for the shape of the "0" contour-line in the preceding map of bed changes, the "0" contour-line anticipated, i.e., the contour-line separating scouring and deposition, the boundary of the sand-bars has been traced.

Hereafter graphical extrapolation to the year 1970 has been performed on the F=f (t) plot (F= wetted cross sectional area, t=time) of the three cross-sections. Taking this and the "0" contor-line of the map showing bed-changes into consideration, the shapes anticipated for the three cross-sections have been estimated.Using the data thus obtained individual points of the contour - lines of bed changes can be located in three sections of the map showing bed changes (Fig. 4).

The profile of mass-changes for the period 1966 to 1970 may be estimated from the two harmonic components of the curve characteristic of an antecedent period and from the rates of their travel. Having traced these profiles not only the "0" contour-line, but several other contour-lines of the map of scours for 1965 to 1970 can be traced.

On the basis of the map of bed-changes the forecast map for 1970 can eventually be traced from the map showing the results of the bed survey in 1965.

Conclusions

The "construction" described above should be regarded rather as an estimation based on observation data and supported by graphs. The essential feature of the method is that the approach to the problem is an empirical one.

However, in connection with this method it should be remembered that

-the accuracy of fluvial measurements is still rather limited (an improvement may be expeted from the introduction of echo sounders).

-a surveying frequency of 5 years (ocasio - nally 1 to 2 years) does not guarantee a sufficiently accurate representation of the phenomenon.

-it is almost impossible to describe the three-dimensional phenomenon in terms of simple parameters suitable for forecasting, whereas the number of data is insufficient to permit the introduction of more involved mathematics (transforms).

In the example presented attention is directed to some of the side, which can be used to improve estimated values with the help of observed phenomena.

The example introduced is concerned with a highyl variable section of the Danube stretch considered, inasmuch as the main current line in the out constructed at the end of the last century has still not become stabilized in its final position. On the other hand the current line, and in turn the travel of sand - bars, can be estimated.

Cshanges in bed configuration anticipated on other sections of a more successful alignement may be estimated by similar methods but in a simplified manner.

The studies into the influence of regulation structures completed recently present an entirely different question, which has been considered in two stages, dealing first with the immediate vicinity of the structures outside of the line of regulation, i.e., the bank strip (this has been ignored entirely in the example illustrated), and then, separately with the influence of the new regulation structures on the main bed.

No more detailed treatment of these problems is necessary unless data collection work is extended. On experimental reaches selected for similar purposes the velocity and direction of flow has been measured in the vicinity of such structures, accompanied by the retrieval of bed - load samples and more detailed bed surveys. The work of these questions has not been concluded yet.

Table I.

Computation of the rate of sand-bar travel.

No of section	Time /year/		Travel /R.St./[x]		Rate /m/year/	Remark
	from	to	from	to		
1 - 1'	1949	1955	1502,2	1500,8	230	
2 - 2'	1955	1960	1502,1	1501,0	250	
3 - 3'	1955	1960	1502,0	1500,9	250	
4 - 4'	1962	1966	1502,0	1501,6	120	Value influenced by raise in spur-dyke crest in 1962.
5 - 5'	1962	1966	1501,8	1500,8	270	

$$v = 1120 \text{ m}$$

$$\bar{v} = \frac{v}{n} = \frac{1120}{5} = 225 \quad \text{m/year}$$

x /R. St./ = River station, distance from the mouth in kilometres.

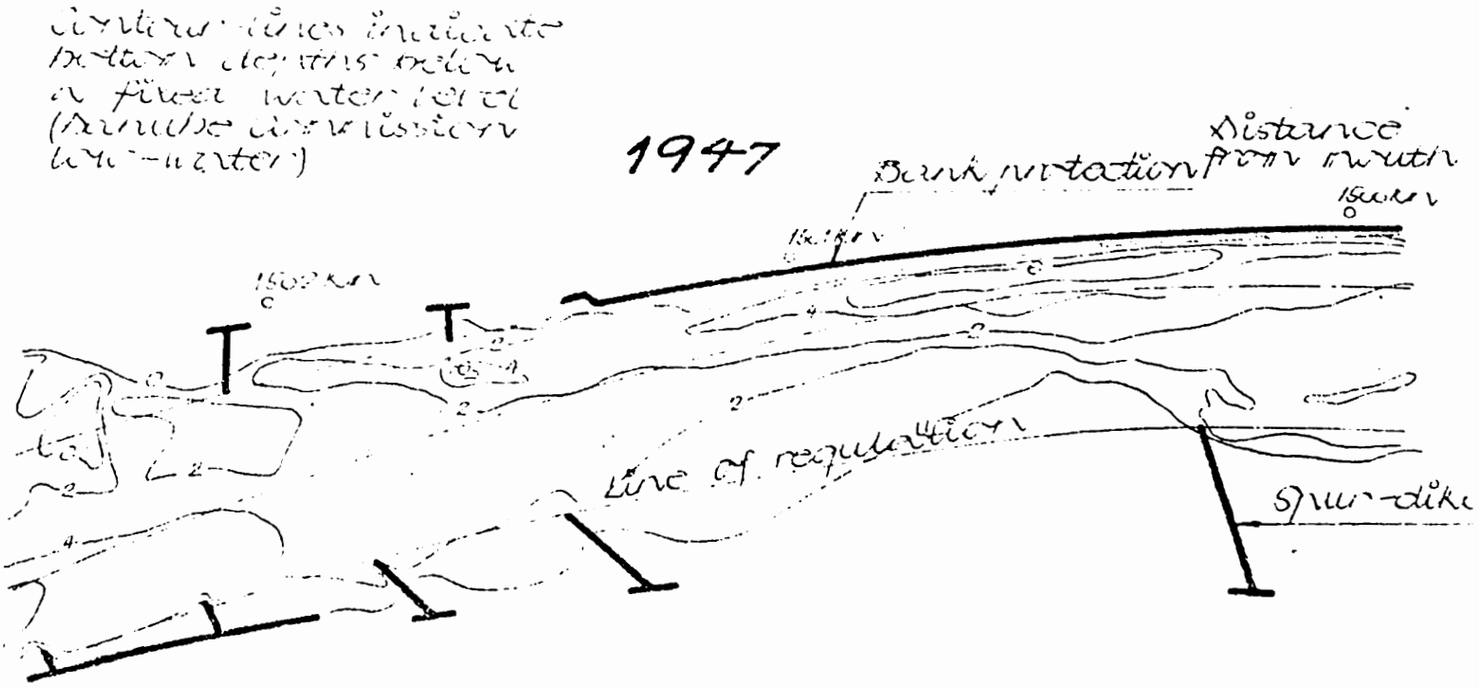


Fig. 1 Results of the tacheographic survey of 1947

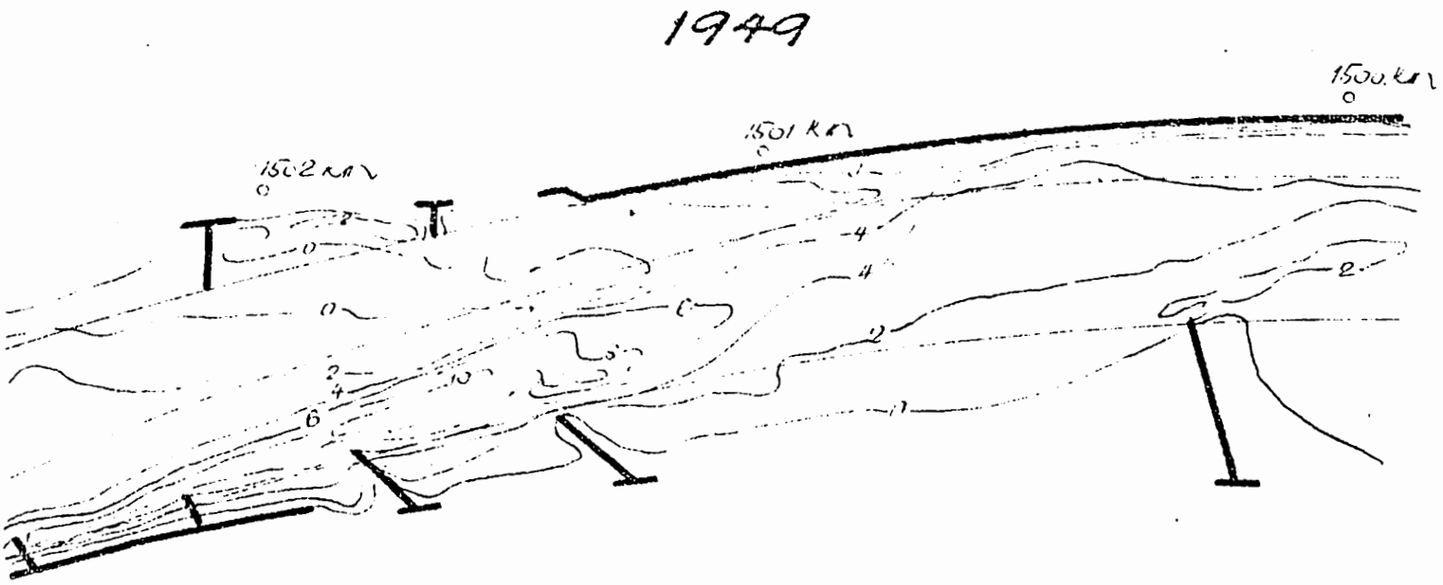


Fig. 2 Results of the tacheographic survey of 1949

1947-49

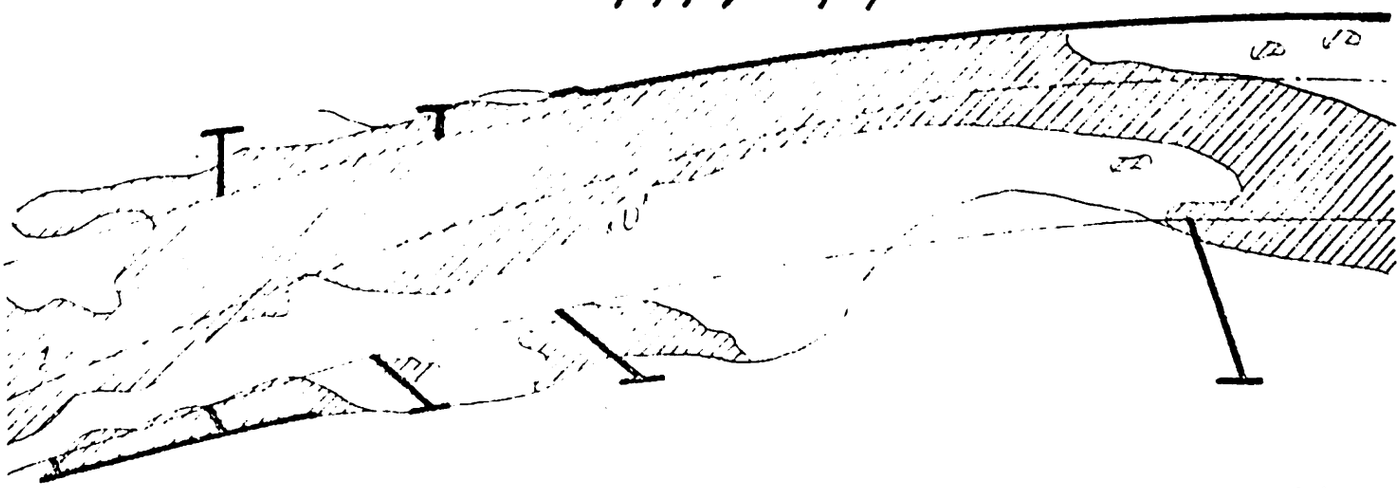


Fig. 3a Map showing the scours and deposits between 1947 and 1949. Prepared from the foregoing two figures

1949-55

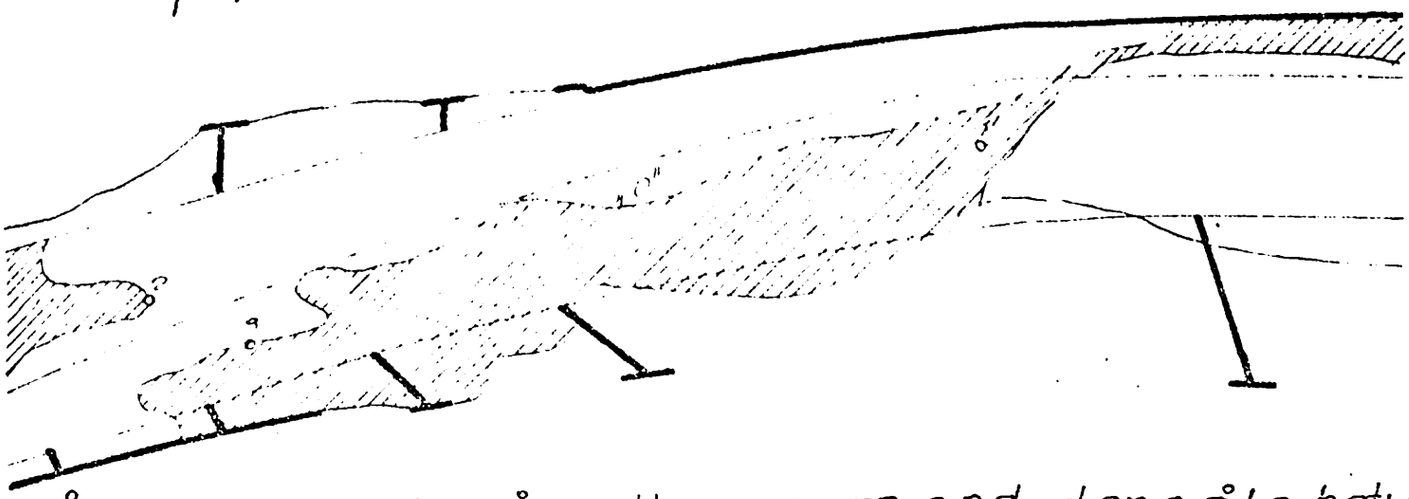


Fig. 3b Map showing the scours and deposits between 1949 and 1955

1955-60

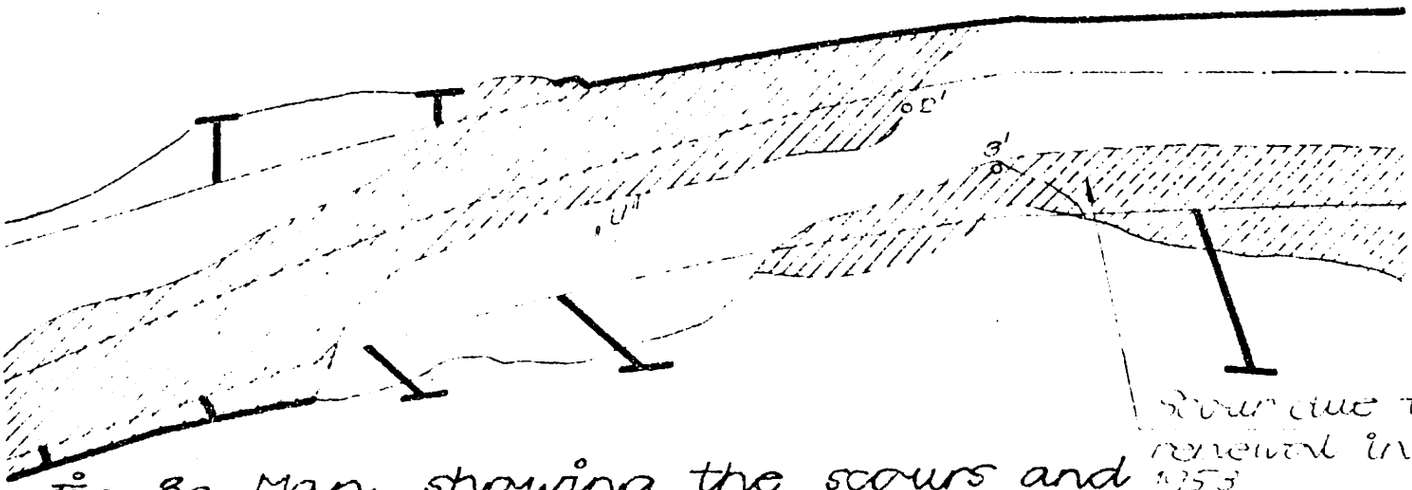


Fig. 3c Map showing the scours and deposits between 1955 and 1960

1960 - 62

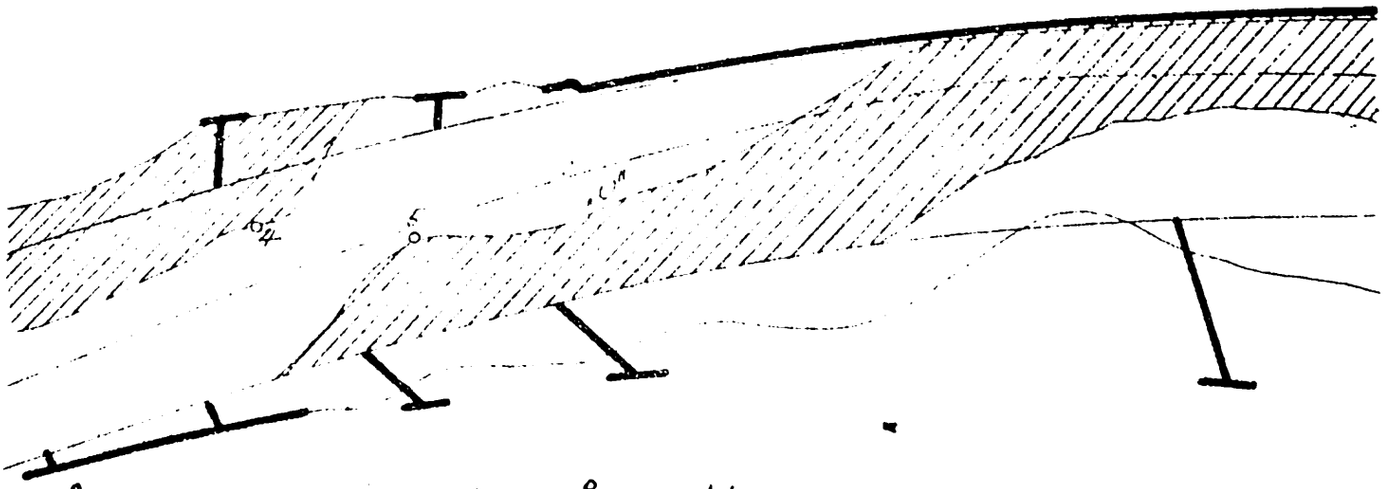


Fig. 3d Map showing the scours and deposits between 1960 and 1962

Deposits
Scours

1962 - 66

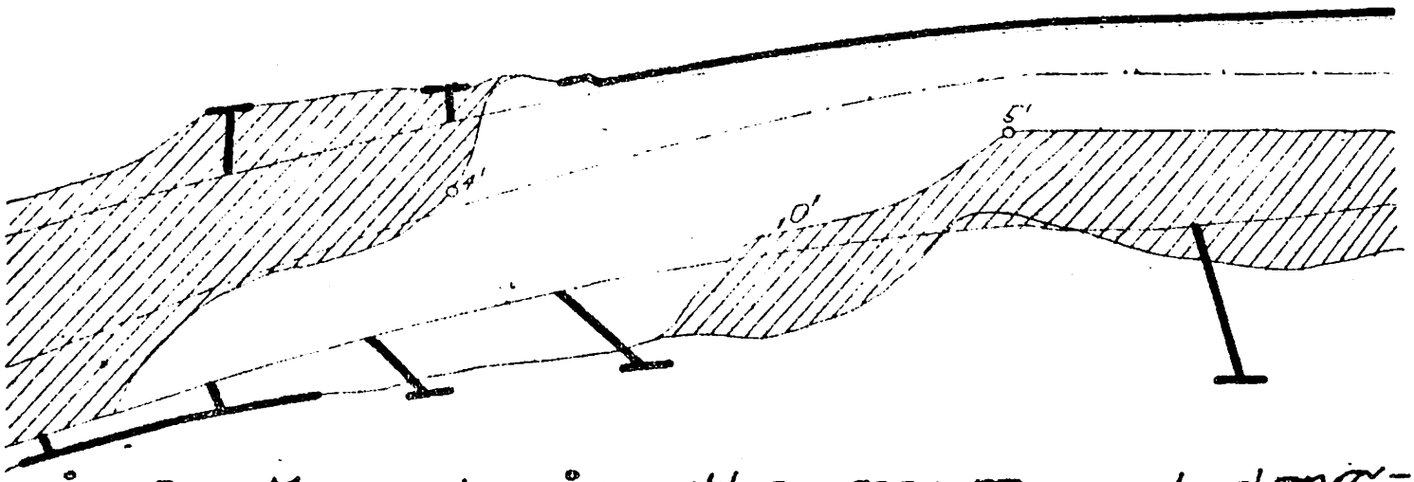
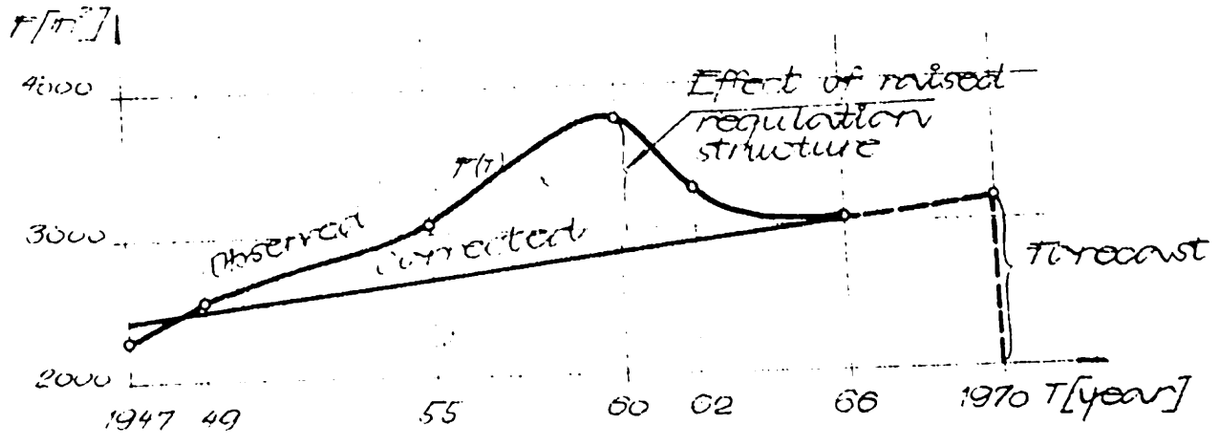


Fig. 3e Map showing the scours and deposits between 1962 and 1966



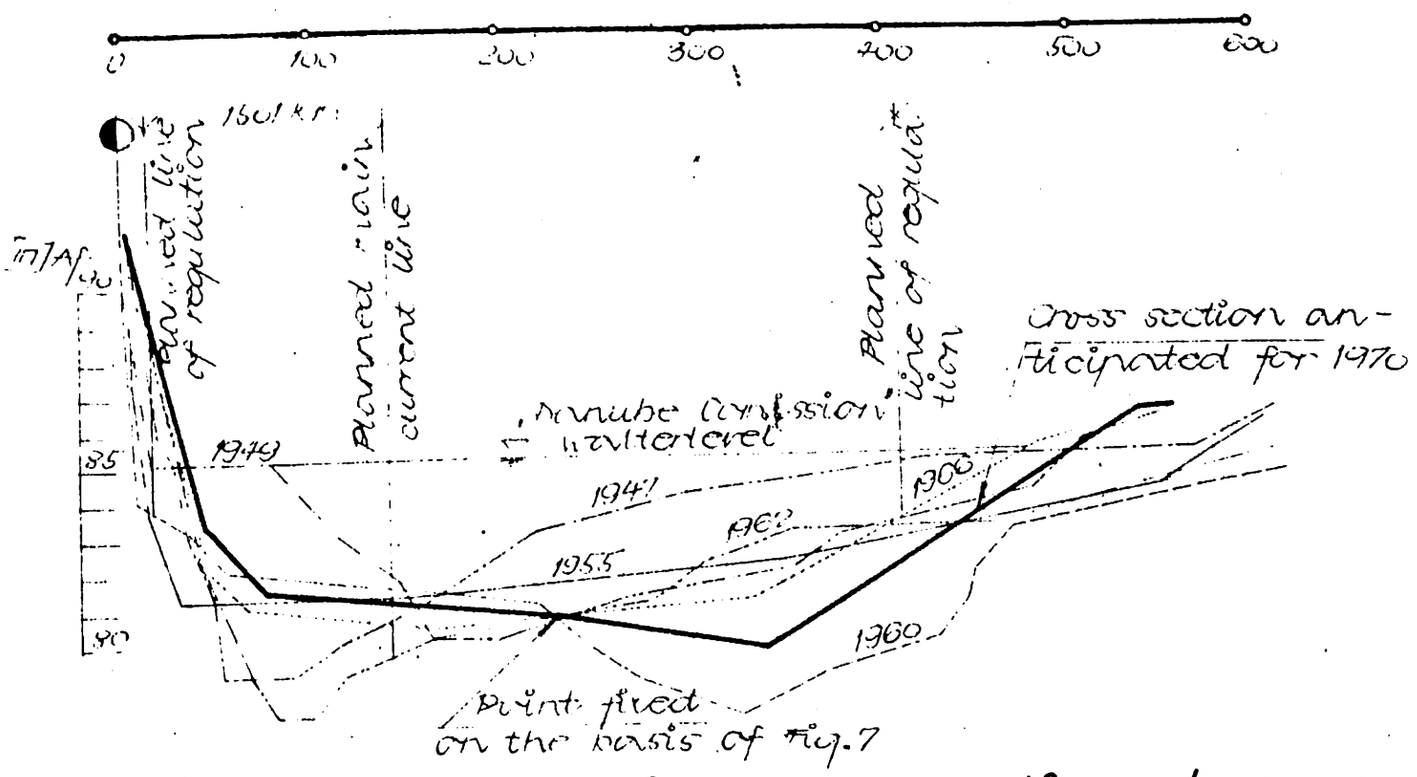


Fig. 4 Changes in cross-sectional area at River Station 1501 km

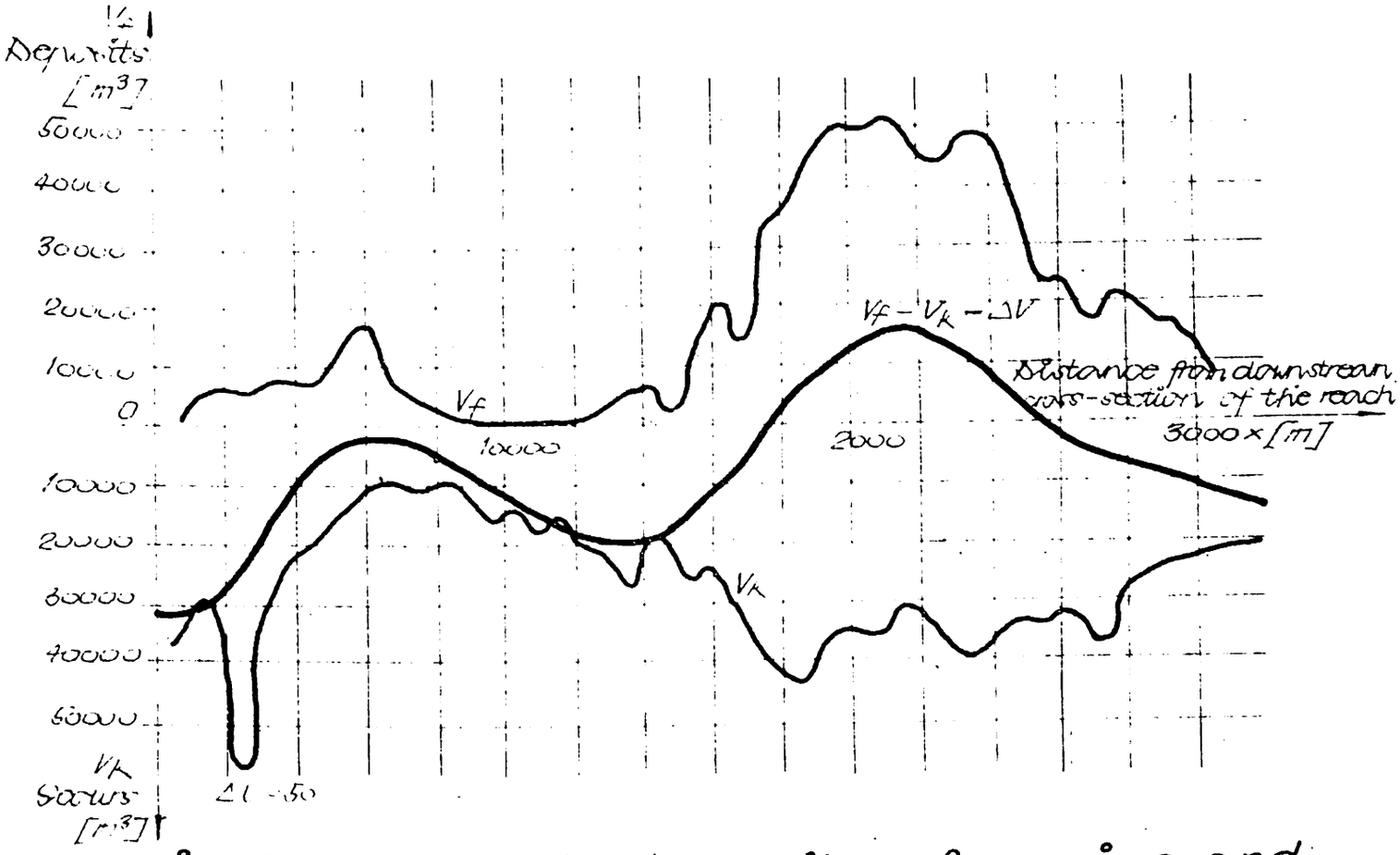


Fig. 5 Longitudinal profile of scouring and deposition between 1949 and 1955/mass-travel profile/

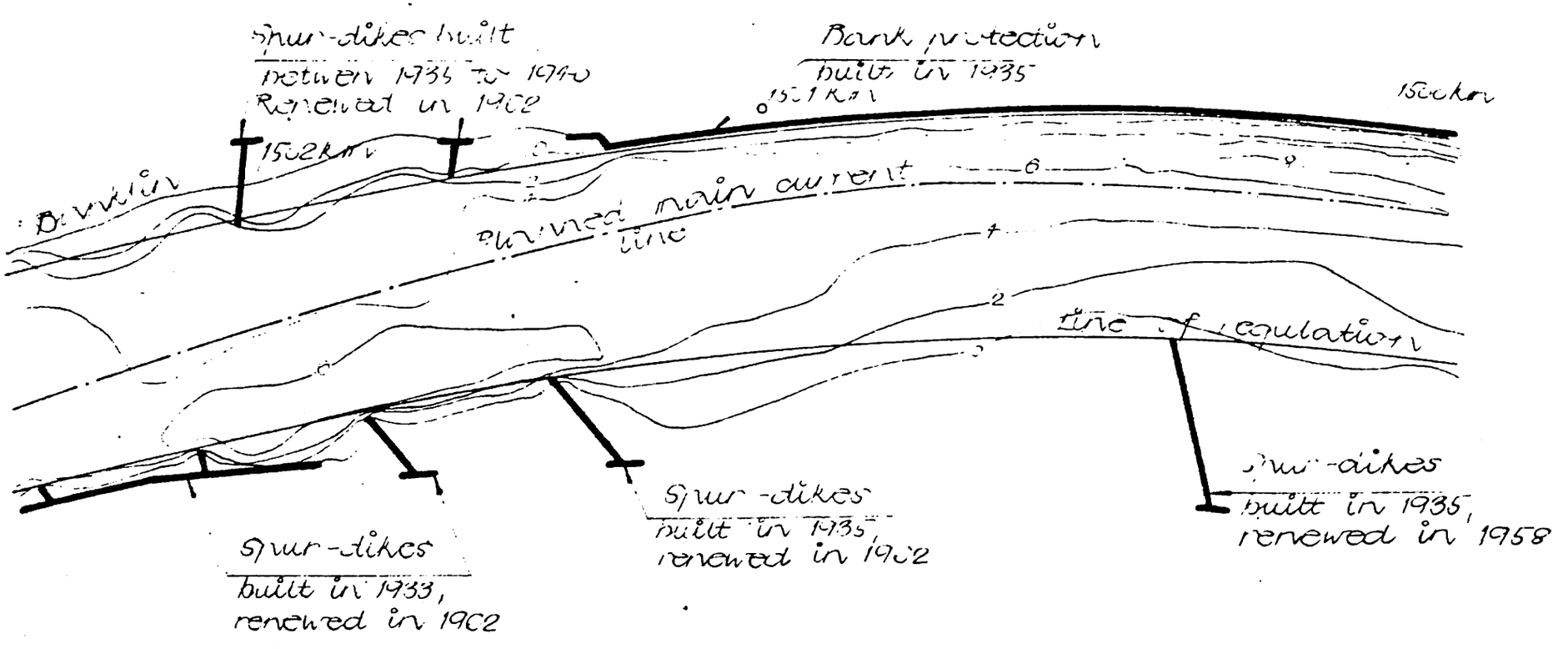


Fig. 6 Results of the tacheographic survey of 1966

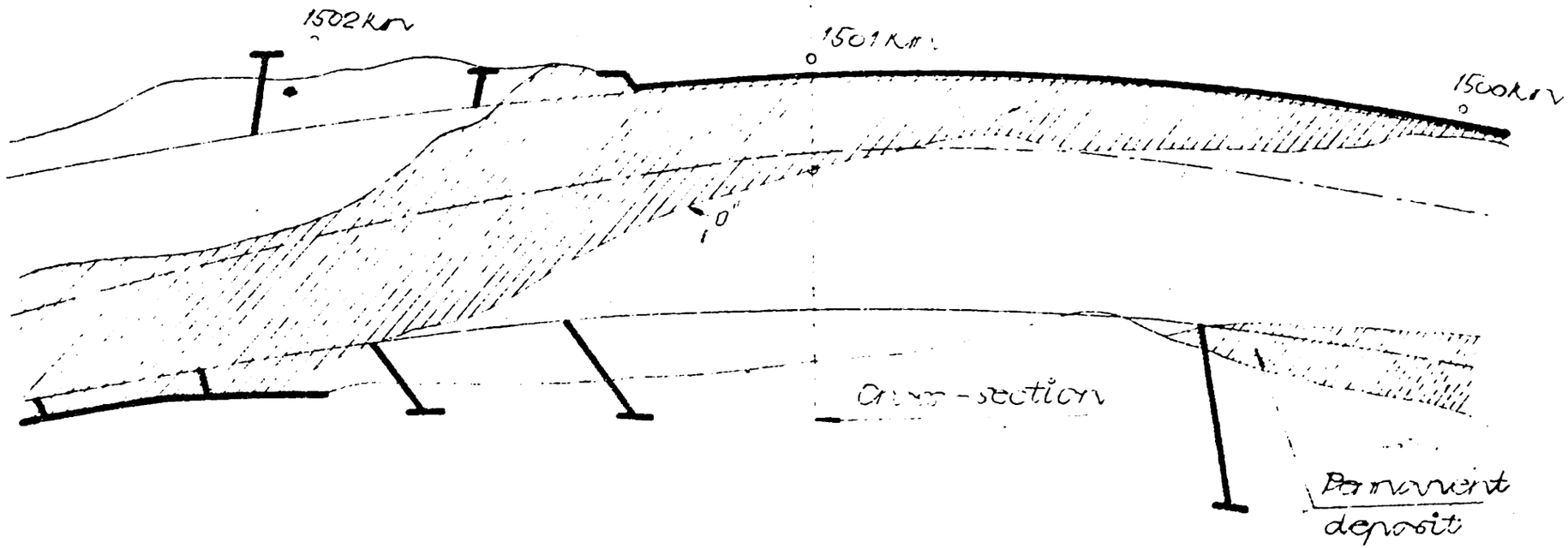


Fig. 7 Map of scouring and deposits anticipated for 1966 to 1970

Deposition
Scouring

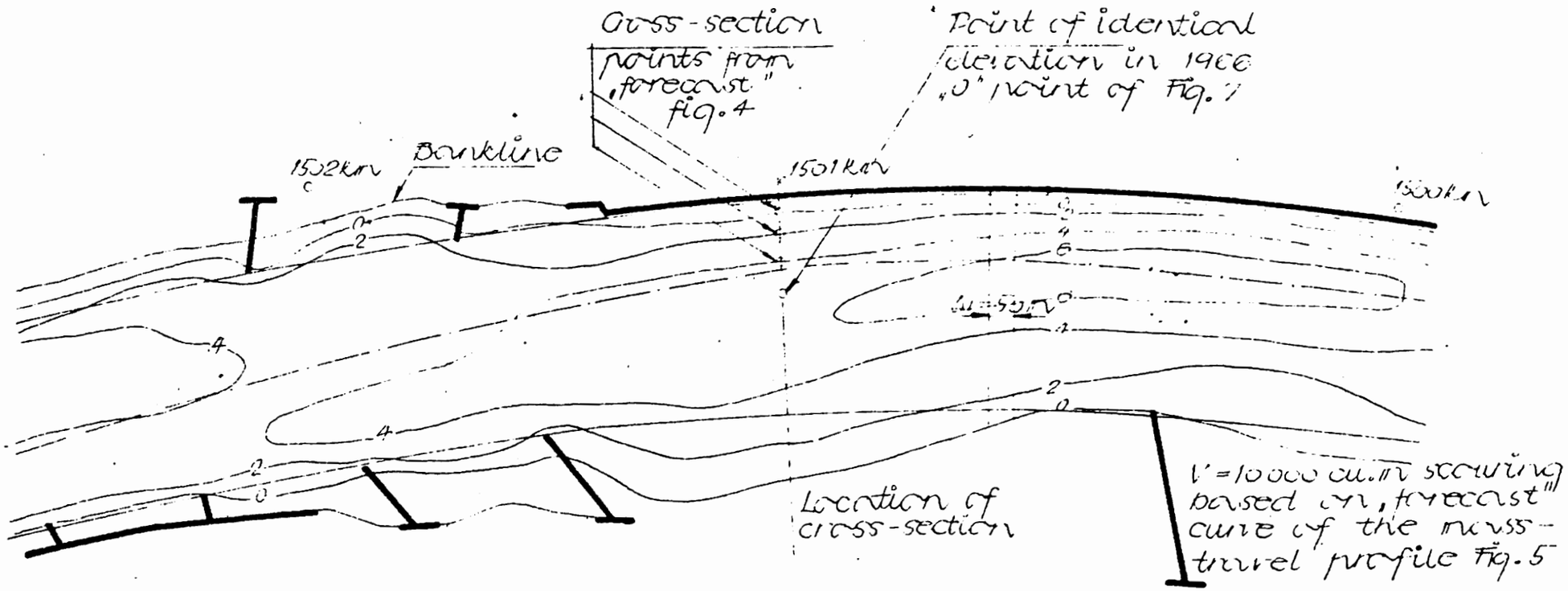


Fig. 8 Contour-line map anticipated for 1970

PROBLEMS CONNECTED WITH THE LONGITUDINAL DANUBE STREAM PROFILE DEVELOPMENT

By NATHER, B., SZOLGAY, J
Water Research Institute, Bratislava, Czechoslovakia

Р е з ю м е

Линия равновесия продольного течения реки Дуная между 1880 км (Девин) и 1700 км (Нагимарос), была вычислена на основе анализа подробных данных. Были пользованы отношения, которые были получены с помощью Мейера-Ретера. Формула которая получается состоится из

$$J_x = e^{\frac{cx}{21}} \left[\frac{\beta d_0^{-\frac{cx}{3}} + \varepsilon (q_0''^{-cx})^{\frac{2}{3}}}{\beta d_0 + \varepsilon q_0''^{\frac{2}{3}}} \right]^{\frac{10}{7}} J_0$$

324 различных вариант было получено с помощью вычислительной машины ИБМ, и с помощью их, на основании конечных условий, которые были доказаны, современный продольный профиль течения р. Дуная, не имеет правильную стабильность. Как значительный результат анализа проявилась возможность как надо решить такое неблагоприятное положение с помощью технической интервенции. Эти меры помогают улучшению судоходных условий, завышению защиты соседних территорий, стабилизированию уровня воды грунтовой, улучшению движения льда и т.д.

Решение "квазистабильного профиля продольного течения" с практической стороны не имеет значение решения регулирования реки Дуная. Это претенциозные и непосредственные требования, которые уже были опубликованы в работах /1/, /2/, /3/,/4/ и /6/.

S u m m a r y

The line of the equilibrium longitudinal stream profile of the Danube River between the km 1880 (Devín)and km 1700 (Nagymaros) was computed on the basin of the detailed data analysis. The relationships derived by Meyer-Peter (7) were used. The resulting formula is

$$J_x = e^{\frac{cx}{21}} \left[\frac{\beta d_0^{-\frac{cx}{3}} + \varepsilon (q_0''^{-cx})^{\frac{2}{3}}}{\beta d_0 + \varepsilon q_0''^{\frac{2}{3}}} \right]^{\frac{10}{7}} J_0$$

324 different variants were computed by means of IBM computer and by means of them, on the basis of boundary conditions it was proved, the present longitudinal Danube stream profile is not regulary stabile. As a more important result of our analyses the possibility has been shown, how to solve such an unfavourable state by means of technical intervention. These measures should contribute to the improvement of navigation conditions,increase the protection of the adjacent territory, stabilize the ground water levels,alleviate the ice motion, etc.

Solution of the "quasi stabile longitudinal stream profile" from a practical point of view does not mean a solution of the Danube River training. This is more pretentious and respective demands were already published in our works (1), (2),(3), (4), (6).

1. INTRODUCTION

1.1 Geologic-morphological phenomenon of the Danube

The Czechoslovak reach and a part of the Czechoslovak-Hungarian reach belong to one of the most difficult tracks with respect to navigation. Naturally,this holds not only about the navigation but also about the protection of the adjacent territory,intricate ground water regime, ice motion and all other problems which should be solved by the complex river training.

Full information about the development state and research hydraulic training works on the Danube are to be found in works (1), (2),(3),(4), (5), (6).

From the geologic-morphological viewpoint it can be briefly stated, the Danube downstream of Bratislava comes into a wide fault hollow which since the Tertiary has been sagging and moving downward. The Danube had been transporting its bedload into this hollow, thus creating within years a mighty sediment cone,the top of which being close to Bratislava. Some specialists denote this sediment cone as land delta (with three main branches; the Little Danube, Danube and Mosoni Danube) at the river intake into the fault hollow (late Pannonian Sea) where bedload with large

grain size are sedimented.

The Danube spread its water and sedimented its bedload, transported from the Alpine area, widely over this sediment cone till a narrower track was defined in the form of constructed dans (last century).

Since that time all channel- developping processes took place very intensively in this confined zone.

The Danube comes to our territory through the Devín gate (km 1880, a rocky sill) downstream of the Morava River intake, and is flowing through the Komárno basin. Due to the geologic development the shorter upper reach (km 1880-1810) has a prevalent slope which is maintained as far as the region of Palkovičovo (0,40 - 0,35‰ meanwhile the longer lower reach (km 1810-1708) has a considerable lower slope (0,10 - 0,06‰).

The Danube leaves our territory at the Ipel River intake, close to the Višegrad gate (there is also a rocky sill there).

These conditions: sudden slope decrease, solid sills, covered only with a very thin aluvial gravel layer in the intake and outflow section (and partly also the labyrinth of branches in the reach Bratislava - Gönyü) represent a special phenomenon of the Danube and are limitting for some structura-engineering training works.

1.2 The Danube training and channel development as influenced by the engineering interventions

Since the Danube catchment area has been always a region of busy economical activity, predominantly those training works were favoured which should have support this activity.

Following distribution of training works is common in our practice:

- flood water (since XIIIth century)
- mean water (since the second half of the XIXth century)
- low water (since the beginning of the XXth century).

Those three kinds of training works were achieved by means of different methods and in different time periods. The goal of all these training works was to achieve the channel stabilization, i.e. to establish the transverse and longtitudinal profile stability with respect to the requirements of CID and DK.

Inspite of concentrated longterm effort the engineers and technicians have not been successful in preventing the natural riverbed development, that means in bottom sedimentation, which attains from the technical and economical point of view an unbearable and dangerous extent (rise by more than 1 m in the reach km 1840-1800 in the last 50 years).

Therefore, the reasons of this development trend were studied (see results quoted in the literature (2), (3), (4), and the new approach to the river training has been explained. Besides, we have established also the conditions, in which the longitudinal Danube profile would be in a " quasi equilibrium state" (that means the bedload would neither sediment nor scour the channel). A short information about this part of our study is presented in our paper.

2. THEORETICAL ANALYSIS

The longitudinal profile is substantially a resultant of the concurrent water and environment action. The term environment means the geographic given facts, as well as the quality of the material, in which the stream deepens his channel.

The ability of the stream to erode is given by the transporting capacity, expressed by the basic relationship

$$\tau = \gamma h J$$

τ - tangential stress at the bottom

γ - specific gravity of water

J - slope of the energy line

The resistance of the environment acts against the erosive activity. In the case of an aluvial stream this resistance can be defined as a function of bottom material characteristics. The specific gravity of the bottom material, its size, shape and way of deposition can be considered as decisive.

If the channel should be stabile, there must be an equilibrium between the transporting capacity and the resistance of the material. Therefore

$$\gamma h J = f[\gamma_s, d, A, \eta \ldots]$$

γ_s - specific gravity of bedload

d - decisive bedload size

A - shape coefficient

η - factor, expressing the mutual influence of grains.

The Channel width has also its influence, though this is included in the depth for the given water discharge.

It would be possible to compute the slope J on the basis of the relationship mentioned above, if all parameters would be known. As a matter of fact it is the law of bed load movement which has been already studied by many authors.

It can be seen, the equilibrium slope value always depends on a particular discharge(h), thus for a general conception of the equilibrium slope either a representative discharge, or a method should be used, which eliminates the variable water discharge and substitutes it by a parameter defined more exactly.

Analysing the slope Meyer-Peter proceeded in this way. He introduced into the relationships all the year round the bedload discharge. Thus the stream transporting capacity and its longterm effects are determined.

Since the validity of Meyer-Peter law of bedload movement was proved also in our country and elsewhere (see literature (4), (7), we take it as justified to use its relationships in computating the equilibrium profile.

3. COMPUTATION OF THE EQUILIBRIUM PROFILE OF THE DANUBE

3.1 Relation analysis

Deriving the equation of the equilibtium profile of the bedload transporting stream meyer-Peter proceeded from following relationships:

- Strickler's relationship for average profile velocity
- Sternberg's law of bedload abrasion
- Meyer-Peter equation for bedload discharge computation.

The computation can be performed only after introducing some simplifications:

- ractangular prizmatic bed with a constant width B and constant water discharge Q
- slope J is changed with place
- water depth h is changed with the slope
- hydraulic radius R ≅ h
- roghness coefficient $k = K_r = K_s$, provided that the bottom is even (K_r, K_s.... material and bottom roughness).

Manning-Strickler formula, substituted into the continuity equation, gives

$$Q = v_o F_o = v_x F_x$$

$$Q = K_o J_o^{\frac{1}{2}} h_o^{\frac{5}{3}} h_o B_o = K_x J_x^{\frac{1}{2}} h_x^{\frac{5}{3}} B_x \quad | \; B_o = B_x$$

$$\frac{Q^2}{B_o^2} = J_o K_o^2 h_o^{\frac{10}{3}} = J_x K_x^2 h_x^{\frac{10}{3}}$$

$$J_x = J_o \left[\frac{K_o}{K_x}\right]^2 \left[\frac{h_o}{h_x}\right]^{\frac{10}{3}}$$

After substitution

$$K = \frac{2G}{d^{\frac{1}{6}}}$$

$$J_x = J_o \left[\frac{h_o}{h_x}\right]^{\frac{10}{3}} \left[\frac{d_x}{d_o}\right]^{\frac{1}{3}}$$

Sternberg's formula for moving grain abrasion

$$d_x = d_o e^{-\frac{cx}{3}}$$

x... course passed by the grain (km)

c... coefficient dependent on the shape and material of the grain (abrasion coefficient (km -1).

Substituting this relationship into the equation for J_x, we obtain

$$J_x = J_o \left[\frac{h_o}{h_x}\right]^{\frac{10}{3}} e^{-\frac{c}{3}x}$$

The law of the bedload discharge according to Meyer-Peter can be rewritten in a simplified form

$$\gamma_w h_o J_o = \beta d_o + \varepsilon g_o^{\frac{1}{3}}$$

$$\gamma_w h_x J_x = \beta d_x + \varepsilon g_x^{\frac{1}{3}}$$

were

$$\beta =$$

$$\varepsilon = 0{,}25 \left[\frac{\gamma_w^2}{g}\right]^{\frac{1}{3}}.$$

This is valid assuming that

$$\left[\frac{K_s}{K_r}\right]^{\frac{1}{2}} =$$

Then

$$\frac{J_x h_x}{J_o h_o} = \frac{\beta d_x + \varepsilon g_x^{\frac{1}{3}}}{\beta d_o + \varepsilon g_o^{\frac{1}{3}}}$$

After substituting for d_x and g_x from the Sternberg's law and after eliminating $\frac{h_x}{h_o}$ we obtain the final equation of the longitudinal profile.

$$J_x = e^{\frac{c}{2}x} \left[\frac{\beta d_o e^{-\frac{cx}{3}} + \varepsilon (g_o e^{-cx})^{\frac{1}{3}}}{\beta d_o + \varepsilon g_o^{\frac{1}{3}}}\right]^{\frac{10}{3}} J_o$$

3.2 Proper solution

As can be seen, the formula derived is rather complicated for a characteristic computation. Taking into account that proposed ranges of substituted parameters have lead even after preliminary computations to 324 variants, it is evident that such computation without utilization of computers would be rather time consuming.

Computations were proceseed by means of the computer IBM 7040.

3.3 Results

As to be able to compare the computed slopes with the actual state it was necessary to choose a suitable comparing standard. We have decided to choose the fixed water level at a discharge $Q = 3000\ m^3.s^{-1}$ in Bratislava. It is approximately this discharge, to which the main Danube channel should be trained.

Considering that at present it is possible to divide the whole track, according to the trend of the size change of decisive grains, into three sections (see literature (4), this circumstance was adopted in subsequent computations. The whole track was divided into following sections:

1. Devín Gabčikovo with parameters :

Devín d_o...0,030 m
0,027 m
0,024 m

Gabčikovo d_n.0,020 m
0,018 m.
0,016 m

2. Gabčíkovo - Palkovičovo as a transitional section
3. Palkovičovo - Nagymaros with parameters:

Palkovičovo d_o0,014 m
0,012 m

Nagymaros d_n..0,007 m
0,005 m

Bedload discharge for all combinations were considered with three values

G_o.....530 000 m^3
635 000 m^3
700 000 m^3

Since channel width changes, taken into consideration in the first informative series of computations, did not show any important effect on the equilibrium longitudinal profile, a width of 280 m (a value which is not identical with the regulation width) was considered in the reach Devín - Gabčíkovo and 420 m in the reach Palkovičovo - Magymaros.

The computation was repeated with these values for a less number of variants. As most favourable from the practical point of view showed to be the variant with following parameters

Devín	J_o ...	0,00040
	d_o ...	0,027 m
	G_o ...	530 000 m^3
Gabčíkovo	d_n ...	0,016 m
Palkovičovo	d_o ...	0,014 m
Nagymaros	d_n ...	0,007 m

4. ANALYZES OF RESULTS OBTAINED

The structure of Meyer-Peter formula shows, the computed equilibrium slope is a linear function of the intake slope J_o, introduced into the computations. It ought to be a slope of the previous section;if the equilibrium slope ought to be "permanent" the stability of the intake slope should be also ensured. The reach above the computed course must be either in natural equilibrium or its equilibrium must be provided by artificial measures.

4.1 Influence of the Channel Width

Further variable parameter in the equations is the channel width. As already mentioned, three different combinations of width for the entire course were considered. The results have shown,all practical channel changes, being considered, have no effect on equilibrium slope change. If the effect of the channel width change should manifest itself in measurable values, this change ought to be substantial.

4.2 Effect of the Bedload Grain Size and its Quality

The value of the bedload abrasion coefficient c is dependent upon the size of the decisive grain at the beginning and at the end of the computation reach. And vice versa, the size of the decisive grain at the end of the reach is dependent upon its size at the beginning of the reach and upon the resistance of the material against abrasion, i.e. abrasion coefficient c.

The change of the abrasion coefficient c at equal outgoing size of the decisive grain d_o manifest itself in the diagram of computation results in this way that the lines of computed equilibrium profiles at different values of c are not parallel.

Thus the dependence is as follows:

- the less is the c - that means the more resistant is the material against abrasion - the larger is the equilibrium slope, since at lower abrasion a larger total amount of bedload remains and for its transport at equal discharge and depth a larger slope is necessary.

It is necessary to bear in mind performing following analysis that a substantial slope change results in a change of bedload grain size and to take it into consideration when conclusions are derived.

4.3 Effect of Bedload Discharge

All the year round bedload discharge represents the last variable parameter in the computations. Values obtained on the basis of direct measurements and computations were used for this quantity. These values were controlled by the laboratory research results, obtained at the Water Research Institute.

Comparison of different combinations has shown, the change of bedload discharge in the extent proposed in our case, has no effect on the course of the equilibrium longitudinalprofile.This can be explained as follows:

- all other conditions being constant the bedload discharge along the stream is changed equality, regardless of the initial value.And since also the equilibrium slope values computed step by step are proportional quantities of the intake slope, the ratio remains preserved.

4.4 Evaluation of Results

All results presented above the based on several assumptions and call for a commentary.

Meyer-Peter relationships assume, the discharge in the channel along the whole track studied being equal to the intake discharge. That does not mean that all discharges ought to be concentrated in the channel. Though, if a certain water volume flows into the branches, or into the flood plain, this volume should be constant along the whole reach at a given intake discharge.

This conditions is not fulfilled as far as the Danube is concenred. Therefore, it is always necessary to consider this aspect. That means, the first conditions for longitudinal profile stabilization is the maximum possible discharge concentration into the main channel.

The method used does not take into consideration the tributaries. Within the reach studied following streams disembogue into the Danube: the Rába from the right and the Váh, Hron and Ipel from the left. All these tributaries flow into the Danube downstream the critical reach and the runoff with respect to receiving stream is low. Therefore, it can be anticipated that the error involved is negligible.

A further critical moment in the computations is a rather high weight of the decisive grain size of the bottom material. Their unsuitable choice results in diviations. It is, therefore, necessary to pay the attention to the simpling and analysis of the grain size of the bottom material. We have used all available materials in our study but the problem of bedload grain size claims for further research.

5. EFFECTIVE DESIGN OF LONGITUDINAL PROFILE STABILIZATION

The final aim for this work is to elaborate theoretical, technical and also economical data for designing optimum training works and ensuring a more stabile longitudinal Danube profile.

The boundary conditions are as follows:

- the stability of the height of rock sills near Devín and Nagymaros;
- necessity to maintain the river bed in the reach of km 1820 to km 1800 in present state (to prevent further increasing).

Our variant meets all these requirements. In this case the entire course has been divided into three sections with intake data:

Devín	J_o ... 0,00040
	d_o ... 0,027 m
	c ... 0,0282
Palkovičovo	d_o ... 0,014 m
	c ... 0,0336

The realization of this variant necessitates the removal of about 20 million cubic meters of

sediments between km 1880 to 1810, and about 15 million cubic meters between km 1810 to 1700.

The most extensive deepening, about 2 m would occur between km 1860 to 1840.

Though, also in this case a certain volume of bedload would sediment between km 1820 and 1800. We have namely considered in computations the sudden change of the size of the decisive bedload grain on this reach from 0,016 m to 0,014 m, involving also the decreasing of bedload discharge. The sedimented volumes would be substantially smaller, as compared with present state.

It is to be mentioned that even between the km 1820 and 1800 the present bottom had to be decreased, since according to the older analyses it was risen in the greatest extent in this section. All analyses performed have shown, this could be achieved only when uniform further deepening against our variant along the whole track from the km 1880 to the km 1700 would be realized, if the longitudinal profile should remain at least relatively stabile.

6. CONCLUSION

On the basis of a detailed data analysis the line of the "equilibrium longitudinal profile" of the Danube between the km 1880 (Devín) and 1700 (Magymaros) was computed. 324 different variants were computed by means of IBM computer and on the basis of data obtained and boundary conditions it was proved, the present longitudinal profile of the Danube is not stabile. Further actual possibility how to change this unfavourable state by means of engineering intervention was designed.

The solution of "equal stabile " longitudinal profile does not mean, from the practical point of view, the solution of the Danube training. This is rather pretentious and was dealt with in our works (2), (4).

References

(1) Náther B.: Akost materiálu dna Dunaja z.čs.-rakúskeho úseku, VUVH Bratislava, 1967.

(2) Náther B.-Szolgay J.: Výskum odtokových pomerov k vyprojektovaniu jednotného koryta v úseku Hrušov-Palkovičovo, VUVH Bratislava, 1965.

(3) Szolgay J.: Hydrologický výskum vývoja koryta Dunaja, VUVH Bratislava, 1961.

(4) Szolgay J.: Nové aspekty na problémy súvisiace s úpravou Dunaja v hornej časti čs.-madarského úseku z hľadiska hydrologického výskumu plavenín a splavenín, VUVH Bratislava, 1961.

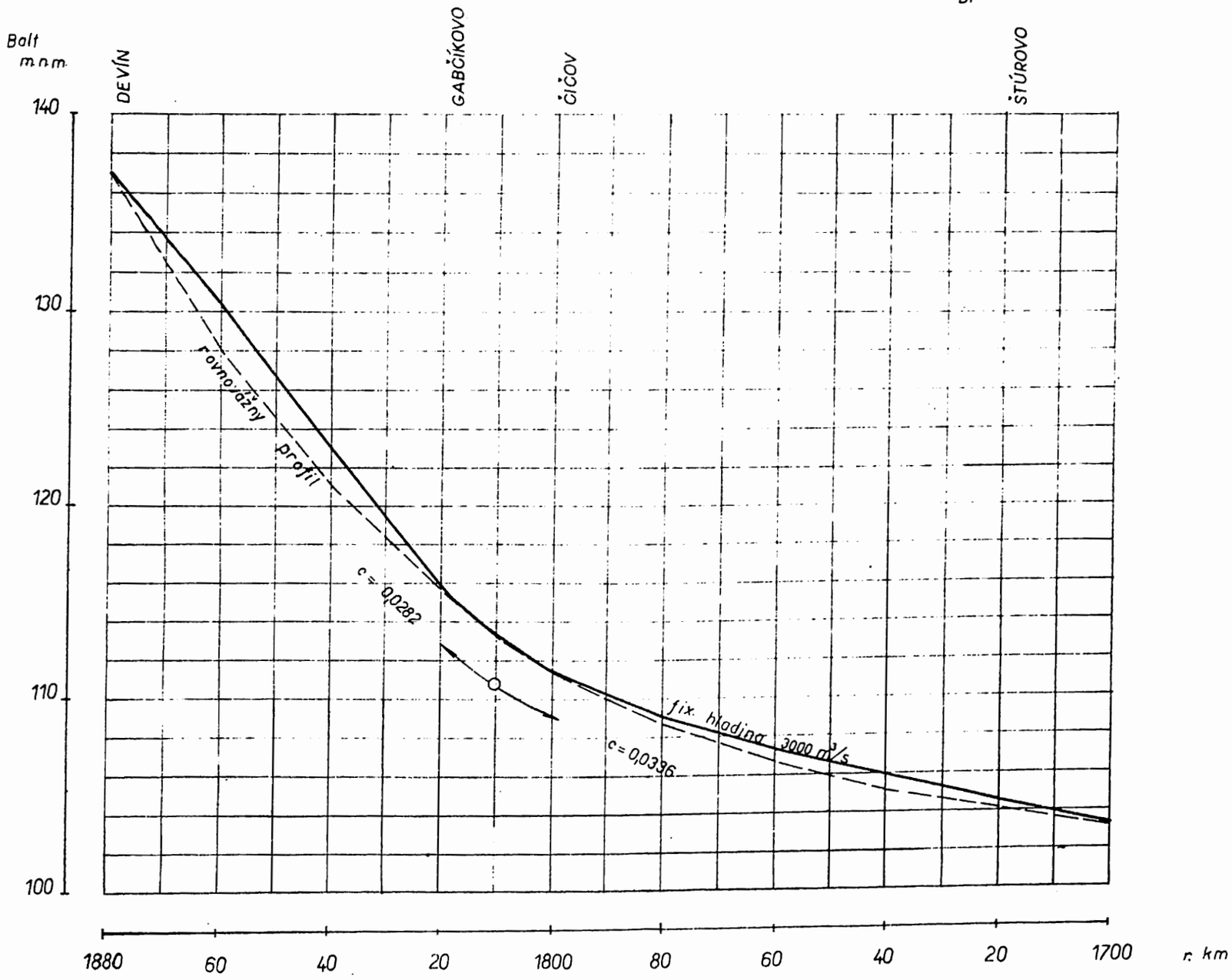
(5) Furdík J.-Stelzer K.: Problemes d' accumulation dans le lit du Danube entre Devín et Szob, La Houille Blanche 2/1964.

(6) Pirkovský M.: Posúdenie optimálneho spôsobu a rozsahu prehíbenia koryta Donaja, vyšetrenie stability prehíbeného koryta, VUVH Bratislava, 1966.

(7) Koyer-Peter E.-Lichtennahn C.: Altes und Neueres über den Flussbau, Bern, 1963.

príloha 27

DUNAJ POROVNANIE ROVNOVÁŽNEHO PROFILU S FIXOVANOU HLADINOU PRI $Q_{Br} = 3000\ m^3 \cdot s^{-1}$



STUDY OF THE MORPHOLOGICAL CHANGES OF THE DANUBE RIVERBED DUE TO THE BOTTOM DEEPENING

By JAN VINCENT
Water Research Institute, Bratislava, Czechoslovakia

Р е з ю м е

В статье излагаются исследования деформации русла Дуная вследствие частичного углубления дна Дуная у выпуклого берега. Предлагается эффективный метод экскавации в целях судоходства и определяется количество вычерпанного материала в течение среднего и водного года.

Рассматривается влияние увеличения живого сечения на состояние уровней Дуная при небольших, средних и максимальных расходов. Исследование морфологических изменений русла осуществилось на гидравлической модели с подвижным дном, которая была оснащена автоматической регуляцией средних суточных расходов изученых на водомерном посте в Братиславе.

S u m m a r y

Study of the Danube riverbed deformation after a partial bottom deepening in convexes has been described in this paper. An effective dredging process is proposed from the point of view of navigation and the volume of dredged material in an average and wet year is determined. The effect of the discharge cross-section enlargement on the Danube water level course was investigated at low, mean and high discharges. Study of morphological riverbed changes was performed on hydraulic scale model with a movable bottom, equiped with automatic average daily discharge regulation, observed on the stream gauge station in Bratislava.

1. INTRODUCTION

The deepening of the Danube riverbed and improvement of water discharge in the flood plain on both sides of the river banks to a total width of 800 m was proposed, with the aim to improve flood protection of Bratislava. Since the measures proposed cause present water level decreasing and thus also an increase the bedload movement, it is expected that the deepened section would be quickly sedimented and the bottom would soon have the original shape. From the point of view of navigation fluency it is proposed to perform such excavations and regulations of the discharge cross-section, as to decrease only the water levels at mean and high discharges. As to be able to establish a forecast of morphological river bed development, we have solved the problem on a scale model.

2. HYDRAULIC MODEL

Problems involved in morphological river bed development were studied on a hydraulic scale model with a movable bottom, where also the flood plain was represent ed. The model was equiped with an automatic discharge controller which enabled to upresent the average daily discharges, observed in the field. A spillway profile was constructed at the end of the model in km 1861, by means of which the water level was maintained automatically according to the natural rating curve. The granulomatric composition of bedloads in the field forms a mixture, with a mean average of 0,024 m. The bedload were substituted on the model by a coal mixture with a specific gravity $\varrho = 1{,}13$. The model scales of other parameters were as follows:

horizontal scale: $\Lambda_L = \frac{L_N}{L_M}$

vertical scale: $\Lambda_H = \frac{H_N}{H_M}$

water velocity scale: $\Lambda_v = \sqrt{\Lambda_H}$

water discharge scale: $\Lambda_Q = \Lambda_L \Lambda_H$

water slope scale: $\Lambda_S = \frac{\Lambda_H}{\Lambda_L}$

bedload discharge scale under water:

$$\Lambda_{q'} = \Lambda_H^{3/2} \cdot \Lambda_J^{3/2} \cdot \Lambda_L$$

time scale for bedload movement:

$$\Lambda_t = \frac{\Lambda_L H_H \Lambda_{q'}}{\Lambda_H^{3/2} \Lambda_J^{3/2}}$$

volume mass scale including fores under water:

$$\lambda_{\rho'} = \frac{\rho'_{VN}}{\rho'_{VM}} = \frac{1,14}{0,165} = 6,93$$

Index N is valid for the quantity indication in the field, index M for the scale model, λ is the quantity ratio in the field and on the scale model. More detailed data about designing of the movable bottom scale model are shown in the literature (1). The water level courses were compared before the experiments with morphological riverbed development were initiated. By means of a suitable roughness adaptation a good agreement was obtained between the measured levels in field and on the model. Similarly the bedload discharge on the model was compared with field measurements and computation. Results of verification tests of water level courses and bedload discharge was dealt with in large in the work (2), (3).

3. STUDY OF MORPHOLOGICAL RIVERBED DEVELOPMENT

As to obtain a lowering of flood water levels it was proposed to excavate the bottom in the Danube section 1861 to 1867 in convexes above the minimum discharge level of 700 m^3/s and to remove the wood cover from both sides of the river bank, as shown in Fig. 1. The goal of these measures was to increase the Danube discharge capacity in Bratislava and thus to decrease the flood water levels. Since at the average water slope of 0,37% the Danube transports about 600,000 m^3/s of bedload per year, it was necessary to establish the river bed development after its deepening. Convex excavation can be seen in Fig.1 and in some transverse profile in Fig. 2. According to accurately measured cross-sections the total amount of excavated gravel is 732,000 m^3.

After gravel bench excavation we have studied four successive years and one wet year on the model. As average year was considered the year 1938 Fig. 3) and the year 1965 at wet year (Fig. 4). The experiment was performed in this way, that the water discharges and respective bedload volume was dosed at the begin of the model. In the course of the first year it was observed that at discharges higher than 2.000 m^3/s the bottom in the site of excavation on convexes would be sedimented (Fig. 5). After the first year the same way as at the beginning of the experiment, up to the minimum discharge level - 700 m^3/s. We went on in the experiment also the second year and similar bottom development was observed as in the first year, only a more intensive bedload supply was established above the km 1865. Two average year and one wet year were also tested. The sedimented bedload in convexes were excavated after every year, while the sedimented bedload volume in the average year was about 230,000 m^3 and in the wet year 500,000 m^3. The bedload development on convexes can be seen also in crosssections in Fig.2. In the course of the fifth year we had aimed our study also at the water level course, while the maximum discharge from the year 1965 was increased to 10600 m^3/s, to make possible the comparison of water levels when hundred - year flood occurs.

In can be seen from the water level course in Fig.6 that even after five years the excavation has a favourable effect on flood water level decrease. As to prevent re-sedimentation of convexes it would be necessary to excavate continually the bedload supplied. Maximum bottom sedimentation on excavated convexes was observed during the wet year (Fig.3), though the water levels at the discharge of 10,600 m^3/s were lowered as well. The research results show, the lowering of flood waters is mainly influenced by the impryed runoff conditions in the flood plain. Fig. 6 shows, the water level lowering is extended in the upstream direction thus manifesting that if continual excavation will be applied, the bedload supply into the excavated reach will gradually decrease. According to the last project (proposition) the excavated bedload should be utilized in the building industry. Thus the permanent marketing of the bedload would be granted.

When the water level and bottom development is studied (Fig. 2 and 5) with respect to navigation, it can be seen that at minimum discharges the natural cross-section shape in a how is maintained and, therefore, the navigation would not be geopardized even at low water levels. In foregoing experiments, when about 5,000,000 m3 throughout the whole width of the river bed were excavated to an equal depth, unsufficient navigation depths occurred even at low discharges in riffle sections (2). It is shown as favourable for improving navigation path to excavate not only in convexes but also close to the streamline. At continual excavating of bedload in the Danube section 1861 km to 1867 km it would be possible to maintain permanent navigation conditions with adequate depths in the rifle section of the km 1864.

4. CONCLUSION

The morphological development of the Danube riverbed after a partial bottom deepening in convexes was tested on a hydraulic scale model with movable bottom. Research result show, it is possible to forecast the bottom deformation when suitable model scales are determined, namely at regulation interventions on streams transporting bedload. The effect of a partial bottom excavation in convexes was tested in our case and its morphological development within the five year period was determined. The study has shown that when the favourable effect of the bottom deepening in convexes should be maintained it is necessary to excavate continually the bedload supplied. As to maintain fluent navigation in bows it is recommended to maintain the natural transverse profile shape at low levels.

References

(1) Sumbal, J.: Mechanical Similarity and the Models of River Tracks With Movable Bottom, Water Research Institute, Bratislava, Works and Studies, No. 4, 1959.

(2) Vincent, J.: Effect of Local Bottom Deepening of the Danube River on Water Level Decreasing. Symposium on current problems in river training and sediment movement, Budapest, 1968.

(3) Vincent, J.: New Possibilities How to Protect Bratislava Against Floods, Water Research Institute, Informations, No. 12, 1967.

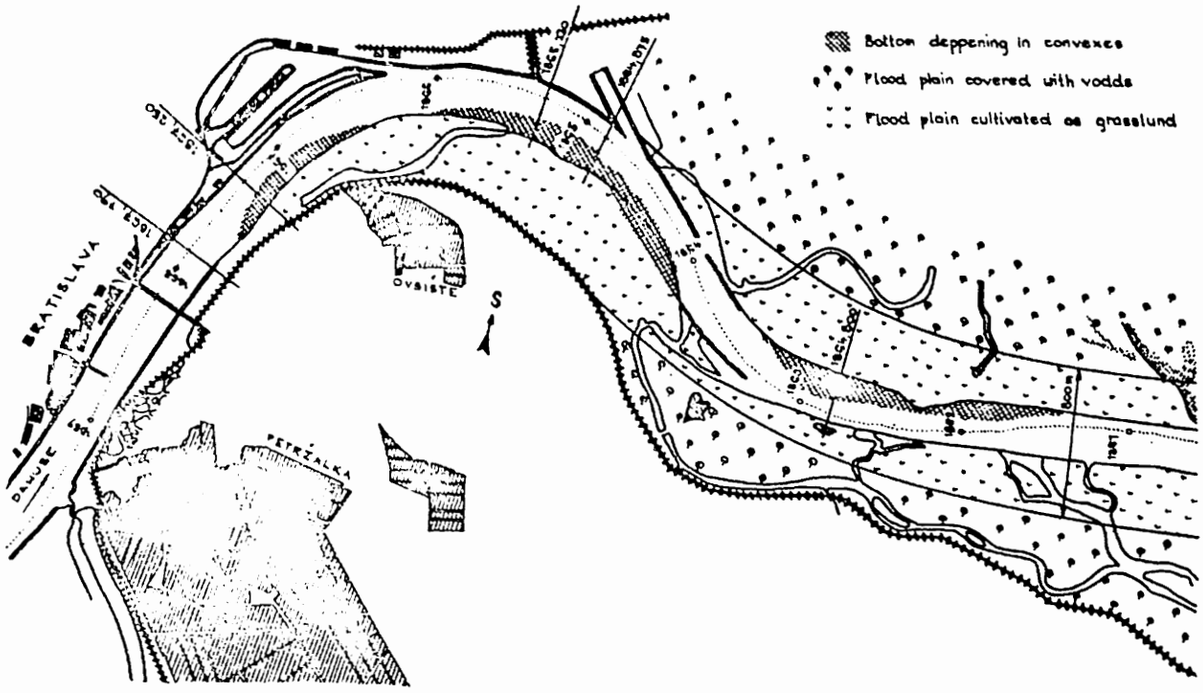


Fig. 1. General view on the Danube in the section of Bratislava

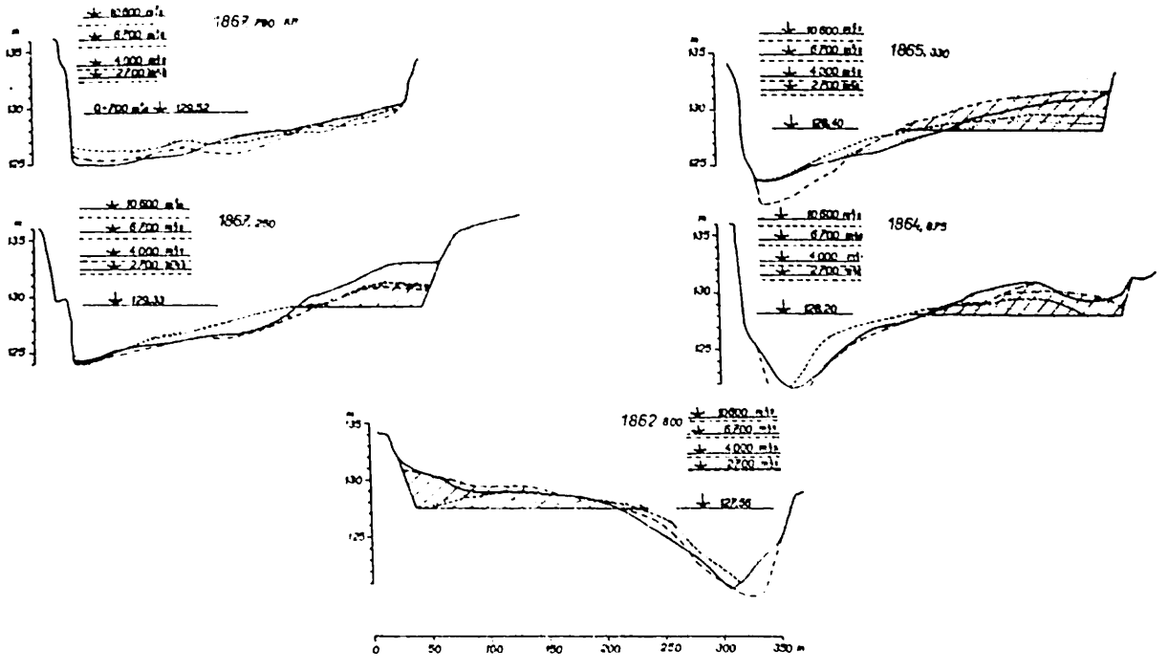


Fig. 2. Transverse profiles of the Danube in the section of the bottom deepening

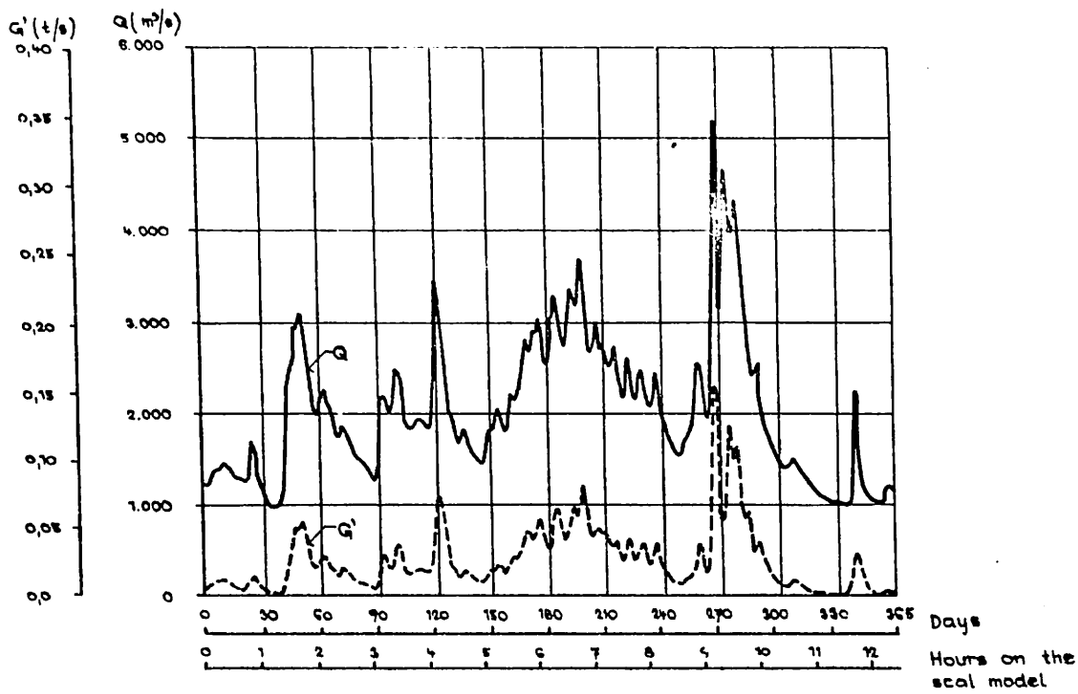


Fig. 3. Daily bedload discharges of the Danube in Bratislava in an average year 1938

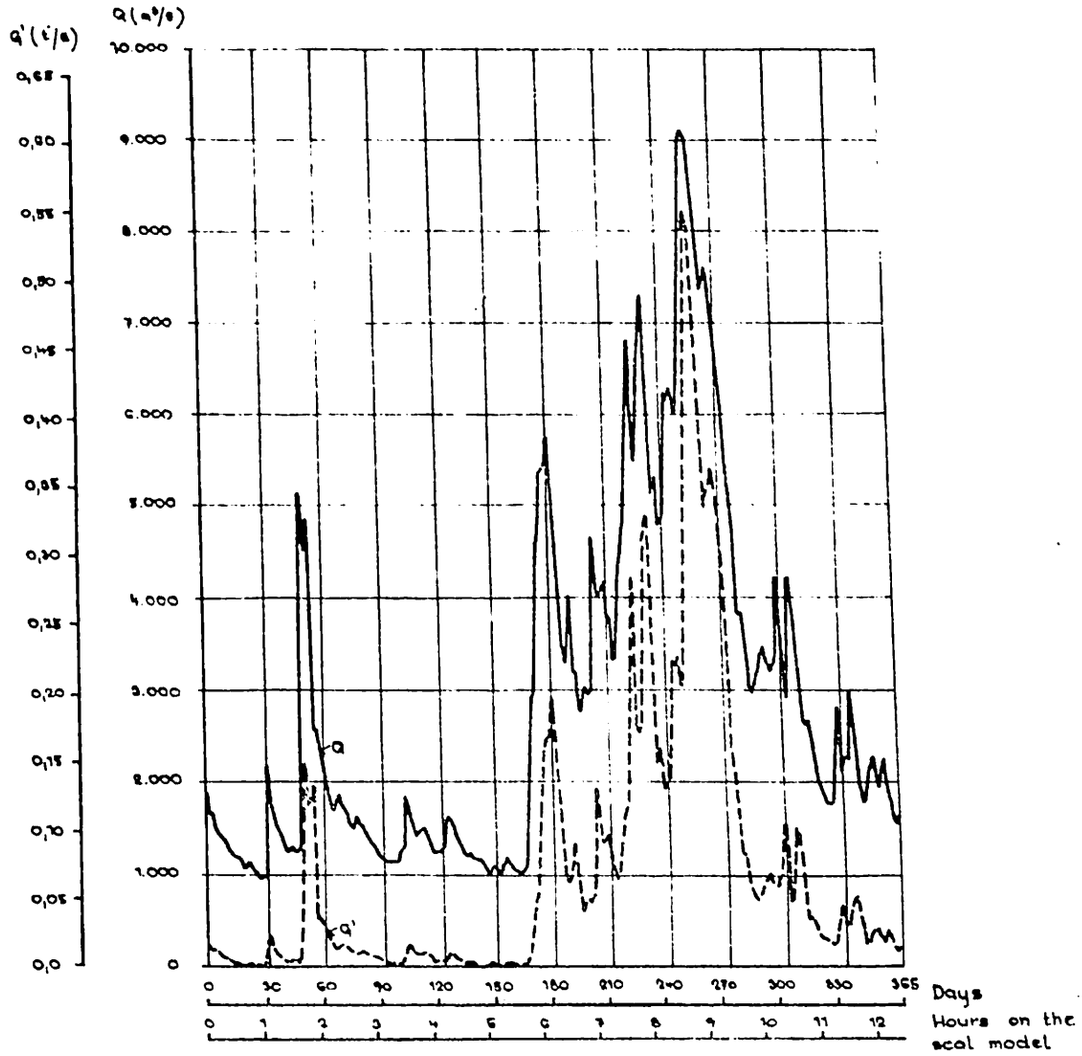


Fig. 4. Daily water and bedload discharges in Bratislava in a wet year 1965

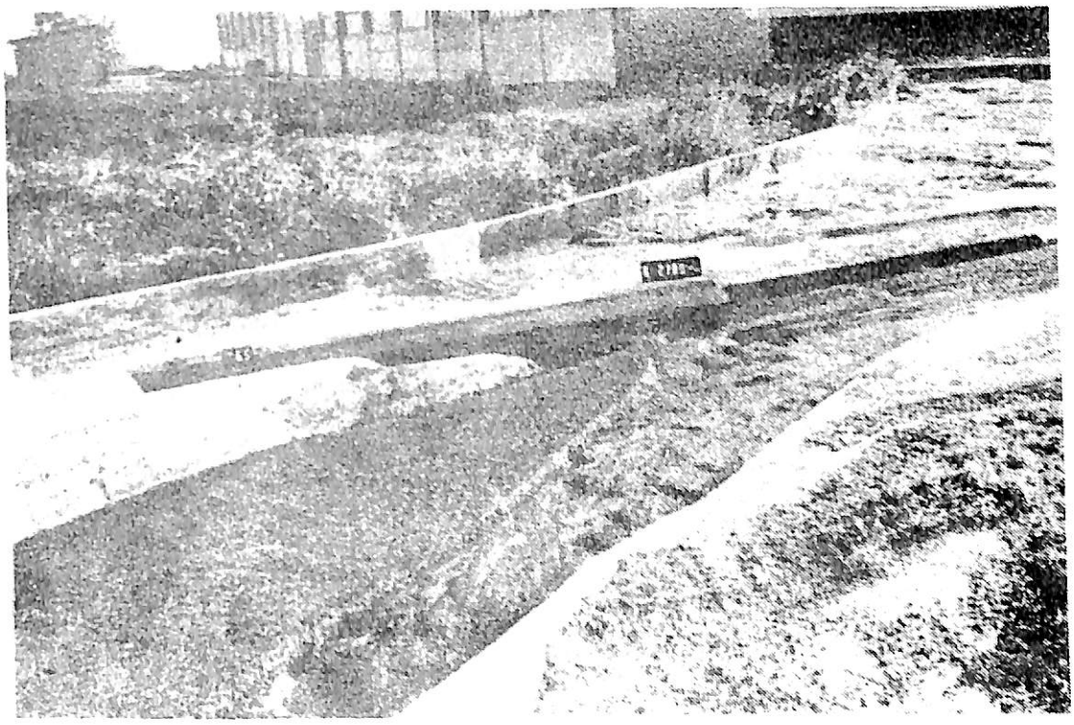


Fig. 5. Bedload sediment formation in the site of the deepening

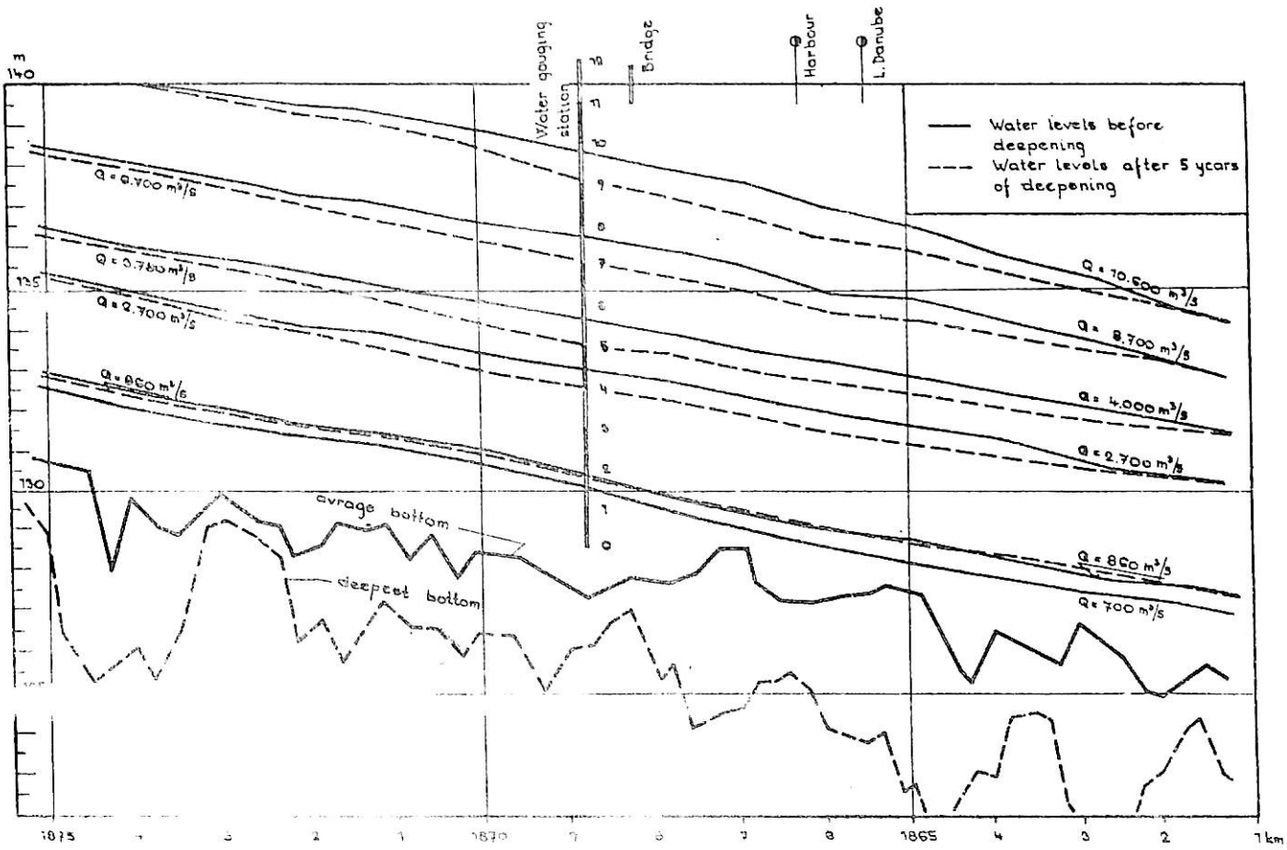


Fig. 6. Longitudinal water level course in the section of the deepening

РАСЧЕТ МОРФОЛОГИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК РЕКИ ДУНАЙ ИСХОДЯ ИЗ РУСЛООБРАЗУЮЩЕГО РАСХОДА

АНДРЕЙ СТАНЧИК
Высший технический институт - Братислава

Р е з ю м е

Если знаем действительно гидрологические и гидравлические характеристики в некоторых профилях реки Дуная, это дает возможность определить расчет русло́формирующего расхода для прилагающего профиля. Русло́формирующий расход, это такой расход или интервал расходов, действие которых по сравнению с другими расходами в том же профиле представляет в конкретном времени самую большую работу при формировании русла. В основе русло́формирующего расхода приведен расчет ширины водной поверхности для судоходного пути и радиус искривления излучин геометрической оси реки.

S u m m a r y

Information about concrete hydrological and hydraulic parameters in some of the profiles of the Danube makes possible to compute the channel-forming discharge for the adjacent reach. The channel-forming discharge is meant as such a discharge interval which, compared with other discharges in the same profile has the leading role in forming the channel in certain time interval. On the basis of the channel - forming discharge the water level width computation is presented for the navigation run and the radius of the track curvature.

Между основными гидравлическими, гидрологическими и морфологическими характеристиками течения и русла естественных течений существуют определенные соотношения. Предполагается, что русло и течение взаимодействуют на протяжении времени. Результатом этого взаимодействия является определенное очертание русла с определенными размерами. Естественное русло подвергается переменному гидрологическому режиму в течение года или нескольких лет. Понятно, что такая изменчивость влияет на общую оценку устойчивости русел, интенсивность формирования русел и конечно на русло́формирующий процесс. Остается вопрос каким способом эта изменчивость включается в гидроморфологические соотношения. В основном знакомы три способа оценивания гидрологического режима:

- определим степень устойчивости русла или степень устойчивости донных наносов и это таким способом, что вычертим соотношение показателя устойчивости русла или донных наносов в зависимости на уровни воды и на уклоне водной поверхности и это отношение осредняем.

- осредняем изменчивый гидрологический режим и заменим его постоянным (эквивалентным) режимом. По осредненном режиме определим остальные гидроморфологические характеристики.

- изменчивый гидрологический режим характеризуем определенным коэффициентом и этот включим в формулы для расчета гидроморфологических характеристик.

Самый распространенный метод является второй, это значит гидрологический режим заменим некоторым осредненным и этот считаем во времени постоянным. С этим осредненным значением считанием во всех соотношениях для характеризования постоянного состояния. Метод установления этого осредненного значения исходя из различных авторов различный. Вторая большая группа считает при расчетах устойчивости русла и расчета параметров и очертания русла с так называемым русло́формирующим расходом.

Вопреки тому, что этот термин употребляет много авторов /4,9,10,11,15/, его содержание не однозначное. Причина естественна: в различных климатических и геоморфологических условиях эта роль принадлежит различным расходам. Мнение различных авторов на этот термин описано в работе /10/.

1. Расчет руслоформирующего расхода

Руслоформирующий расход определяется двумя независимыми факторами – от величины неразмывающих скоростей и временным влиянием расхода. Дефиниция этого следующая: руслоформирующий расход это такой расход (интервал расходов), который сделает в расследованный период в отношении к остальным расходам в том же профиле самую большую работу при формировании русла. Очертание и размеры русла являются результатом прежде всего этого расхода. Из этого следует, что при предположении размеров нового русла при изменяющем гидрологическом режиме нужно учитывать в расчетах величину руслоформирующего расхода.

Руслоформирующий расход в основе возможно определить двумя методами

- для уравнения $F_1 = GQp$ /1/
- для уравнения $F_2 = Gp$ /2/

где

Q – расход воды $[m^3 s^{-1}]$
G – расход донных наносов $[kg s^{-1}]$
p – продолжительность расходов воды $[s]$

К расчету должно знать соотношение донных наносов и расходов воды $G=f(Q)$ и кривую обеспеченности осредненных расходов воды. Эта кривая должна быть изготовлена как осредненная за длинный период, который характерный для расчета долговременных гидрологических параметров. Свобода /12/ приводит на словацкой территории период 1931 – 1960 гг.

Физикальное обоснование имеет уравнение /2/, из которого возможно установить, сколько донных наносов в кг транспортирует отдельный расход. Самое большое количество донных наносов (относительно) за конкретный период (напр. год) транспортирует руслоформирующий расход.

Аналитическое вычисление этого расхода получим так, что найдем максимум функции F_2. Эта функция изложена из нескольких функций, так, как это понято из рисунка 1.

1.1. Расчет донных наносов в соотношении к глубине воды.

Расчет донных наносов возможно определить из нескольких формул (Гончаров, Шамов, Леви, Майер – Петер, Эйнштайн и др.). Выбор формулы зависит от характера потока. Для конкретного участка реки Дунай на словацкой территории употребляется формула Майер – Петера /6,7,13/.

$$\rho \frac{Q_d}{Q}\left(\frac{k}{k_m}\right)^{\frac{3}{2}} h J = A'(\rho_m-\rho)d_e + B'\left(\frac{\rho}{g}\right)^{\frac{1}{2}}(g_s')^{\frac{2}{3}} \qquad /3/$$

где

A' – экспериментальная константа (0,047)
B' – экспериментальная константа (0,25)
d_e – среднее эффективное зерно $[m]$
g_s' – удельный расход донных наносов в воде $[kg s^{-1} m^{-1}]$

h – глубина воды $[m]$
K – скоростный коэффициент из формулы Стриклера
K_m – скоростный коэффициент из формулы Стриклера для донных наносов
Q – расход воды в целом профиле $[m^3 s^{-1}]$
Q_m – расход воды, который влияет на движение донных наносов
ρ – удельное вещество воды (1000 $kg m^{-3}$)
ρ_m – удельное вещество материала донных наносов (2.650 $kg m^{-3}$)
g – ускорение силы тяжести (9,81)
b_p – ширина пояса донных наносов

Соотношение $\frac{Q_d}{Q}$ и $\left(\frac{K}{K_m}\right)^{\frac{3}{2}}$ предполагаем для дальнейших расчетов ровно единице /3/.

Для участка Дуная под Братиславой формула /3/ с конкретными величинами имеет вид

$$G = 1{,}65 \quad (0{,}002\,79 - 0{,}006\,67)^{\frac{3}{2}} \qquad /4/$$

1.2. Расход воды в соотношении к глубине воды

Для широких русел, где $R \approx h$ и когда предполагаем на коротком участке равномерное движение, при употреблении формулы Стриклера

$$Q = S_v = BCh\sqrt{hJ} = 21{,}1 \cdot h \cdot B \cdot h^{\frac{1}{6}} \cdot d_e^{\frac{1}{6}} \sqrt{hJ} \qquad /5/$$

1.3. Кривая распределения средне суточных расходов

Для характеризования этой кривой возможно употреблять кривую Пирсона III. типа /2/.

$$P = P_0 e^{-\frac{Q}{b}\left(1+\frac{Q}{a}\right)\frac{a}{b}} \qquad /6/$$

где

P_0 – интервал расходов, которого длительность самая большая (Дунай и Братислава 39 дней)
a – длина моду от абсолютного минима (770 $m^3 s^{-1}$)
b – длина моду от арифметического среднего (592 $m^3 s^{-1}$)

1.4. Пример расчета.

Соотношения /4/, /5/ и /6/ для конкретного профиля характеризуем конкретными величинами d_e, ρ_m, B, J, a, b. Потом получим для функционального соотношения /2/

$$F_2 = f(G,p)$$

только одну независимую переменную h. Ищем такую глубину воды, при которой протекает руслоформирующий расход, э.з. ищем максимум функции F_2.

Для братиславского профиля Дуная имеем такие величины: J = 0,000 327; d_e = 0,019 m; ρ_m = 2650 $kg m^{-3}$. Потом функция

$$F_2 = Gp = 64{,}4\, b_p (0{,}00279\, h - 0{,}00667)^{\frac{3}{2}}$$

$$\left[1 + 0{,}00101\, B (h - h_0)^{\frac{5}{3}}\right]^{1{,}183} e^{-0{,}0012\, B (h - h_0)^{\frac{5}{3}}} \qquad /7/$$

Обозначим

$$x = (0{,}00279\, h - 0{,}00667)$$

$$y = \left[1 + 0{,}00101\, B (h - h_0)^{\frac{5}{3}}\right]$$

$$z = 0{,}0012\, B (h - h_0)^{\frac{5}{3}}$$

Формулу /7/ возможно переписать в вид

$$F_2 = 64{,}4\, b_p\, x^{\frac{3}{2}}\, y^{1{,}183}\, e^{-z} \qquad /8/$$

Максимум этой функции найдем так, что переведем первую производную, эту поло им равно нулю. Из этого уравнения получим искомую величину h. Функция F_2 является сложной функцией и производная будет

$$\frac{dF_2(h)}{dh} = x' y e^{-z} + x y' e^{-z} + x y (e^{-z})' \qquad /9/$$

Эти отдельные результаты положим в формулу /9/. Остальные величины также:

$$b_p = 124\ m; \quad B = 280{,}0\ m; \quad h_0 = 4{,}0\ m$$

Потом

$$\frac{dF_2(h)}{dh} = 7936 \Big\{ 0{,}00418 (0{,}00279\, h - 0{,}00667)^{\frac{1}{2}}$$

$$\left[1 + 0{,}00101 \cdot 280 (h - 4{,}0)^{\frac{5}{3}}\right]^{1{,}183} e^{-0{,}336 (h-4)^{\frac{5}{3}}} +$$

$$+ (0{,}00279\, h - 0{,}00667)^{\frac{3}{2}} \cdot 0{,}56 \left[1 + 0{,}30828 (h-4)^{\frac{5}{3}}\right]^{0{,}183} (h-4)^{\frac{2}{3}} \qquad /10$$

$$e^{-0{,}336 (h-4)^{\frac{5}{3}}} + (0{,}00279\, h - 0{,}00667)^{\frac{3}{2}} \left[1 + 0{,}30828 (h-4)^{\frac{5}{3}}\right]^{\frac{5}{3}} \cdot$$

$$\cdot e^{-0{,}336 (h-4)^{\frac{5}{3}}} \left[-0{,}56 (h-4)^{\frac{2}{3}}\right] \Big\} = 0$$

Аналитическое выражение неизвестной h из уравнения /10/ невозможно. Это уравнение возможно решить напр. аналитическо-географическим методом. Метод решения следующий: изберем минимум три величины h (около предполагаемой глубины). Положим h в уравнение /10/, определим три величины функции F_2. Эти величины вынесем в граф (рис. 2). Для $F_2 = 0$ получим глубину воды h и из кривой расхода воды неизвестный руслоформирующий расход. Для конкретного профиля р. Дунай ниже Братиславы

$$Q_{KOR} = 1875\ m^3 s^{-1}$$

1.5. Упрощенный расчет Q_{KOR}

Как из прошлого вытекает, такой метод расчета Q_{KOR} очень трудный. Выгоднейший является метод решения следующий:

1. Диапазон расходов воды разделяется на ряд равных интервалов и для каждого интервала определим средний член.

2. Для среднего члена определим обеспеченность в течение года с помощью средней кривой обеспеченности суточных расходов /12/ (рис. 3).

4. Определим какое количество донных наносов влечет средний член интервала.

4. Для каждого интервала определим значение произведения $F_2 = Gp$

Максимальная величина произведения Gp принадлежит некоторому интервалу и средний член этого интервала называется руслоформирующий расход. Этот расчет приведен в таблице 1.

Как вытекает из таблицы 1 существенное формирование русла Дуная происходит при расходах воды от 1.400 до 2.400 $m^3 s^{-1}$. Максимальная величина произведения Gp принадлежит интервалу расходов воды 1.700 до 1.900. Средний расход 1.800 $m^3 s^{-1}$ называется руслоформирующий расход. Уточнение расчета Q_{KOR} достигнем уменьшением интервала.

2. Применение руслоформирующего расхода

Руслоформирующий расход применяется прежде всего при расчетах некоторых морфометрических параметров русла или трассы регулированной реки, при оценке показателя устойчивости речного профиля, при регулировании русла по системе продольных или поперечных шпор.

Таблица 1

Интервал Q	Средний член $\bar{Q}$	Донные наносы G	Длина периода p	$G.p = F_2$
$m^3 s^{-1}$	$m^3 s^{-1}$	$Kg\, s^{-1}$	s	Kg
			$10^4 \cdot 8{,}64$	$10^6 \cdot 8{,}64$
900 – 1 100	1 000	1,6	32,5	0,51
1 100 – 1 300	1 200	22,5	36,2	8,15
1 300 – 1 500	1 400	28,5	39,1	11,13
1 500 – 1 700	1 600	32,5	35,5	11,55
1 700 – 1 900	1 800	36,0	32,2	11,60
1 900 – 2 100	2 000	39,6	27,3	10,90
2 100 – 2 300	2 200	44,0	21,7	9,55
2 300 – 2 500	2 400	47,5	22,5	10,70
2 500 – 2 700	2 600	50,0	17,2	8,60
2 700 – 2 900	2 800	53,0	16,3	8,60
2 900 – 3 100	3 000	59,0	13,0	7,68
.				.
.				.
.				.
.				.

2.1. Расчет ширины русла.

К расчету ширины русла Дуная на основе руслоформирующего расхода применим формулу Алтунина /1/.

$$B = A\, Q_{KOR}^{0{,}5}\, J^{-0{,}2}$$

где

B – ширина устойчивого в плане участка реки на поверхности воды

Q_{KOR} – руслоформирующий расход

J – продольный уклон водной поверхности воды

A – параметр, характеризующий поперечный профиль русла; его значение приведено в таблице 2.

Таблица 2

Участки реки и условия протекания	Число Фруда	Параметр русла А профили	
	F	a	b
Горный (верхний) участок реки. Русло сложено из обломков скал, булыжников, гальки; скорости и уклоны близки к критическим	0,50	0,75	0,90
Предгорный участок реки, выход реки из гор в долину. Русло сложено из гальки, графия и песка. Протекание потока спокойное ,.....	0,50-0,20	0,90	1,0
Средний (равнинный) участок реки. Русло сложено из песка крупного, среднего и мелкого. Протекание потока спокойное	0,20-0,04	1,0	1,1
Нижнее течение реки. Русло сложено из мелких песков:			
а) для реки Волги, Дуная и Сыр-Дарьи	0,20-0,02	1,1	1,3
б) для Аму-Дарьи	0,30-0,20	1,3	1,7

Кроме того, участки реки характеризуются величиной коэффициента кинетичности (число Фруда), который определяется по формуле

$$Fr = 1{,}1 \frac{v^2}{gh} = 1{,}1 \frac{1{,}75^2}{9{,}81 \cdot 5{,}4} = 0{,}063$$

Для этой величины параметр A = 1,0.
Потом

$$B = 1{,}0\, Q_{kor}^{0{,}5}\, J^{-0{,}2} = 1 \cdot 1800^{0{,}5}\, 0{,}000\,327^{-0{,}2} = 211{,}0 \ m$$

Как известно, регулюцию Дуная нужно провести со среднего вплоть до малого расхода. В приведенной работе ширина судоходного пути = 190 м. Для нашего расчета Дунай в этом профиле надо регулировать на Q_{kor} = 1 800 $m^3 s^{-1}$ с шириной водной поверхности при этом расходе B = 211 м. Как видно, этот метод расчета дает конкретные величины для проективных работ при регуляции или иных гидротенических задачах.

2.2. Расчет радиуса кривизны.

Формулы к расчету радиуса кривизны направительной трассы находим в работах многих авторов /5, 8/. Если для рек протекающих на словацкой территории используется формула типа Н.И. Маккавеева с конкретными параметрами /10/

$$r = A\, Q_{kor}^{0{,}5}\, J^{0{,}5}$$

потом для конкретного створа Дуная под Братиславой могли бы быть радиусы кривизны

$$r = 1 \sqrt{\frac{1800}{0{,}000\,327}} = 2\,350 \ m$$

Этим способом были рассчитаны гидроморфометрические характеристики на некоторых словацких реках (напр. Вах, Хрон, Слана, Хорнад, Нитра, Римава) с хорошими результатами.

3. Заключение

Конкретным расчетом мы хотели указать возможность использования знакомых методов расчета морфометрических параметров, которых бы было возможно употребить тоже в иных створах Дуная при проективных работах или иных гидротехнических задачах. К расчету необходимо знать величину Q_{kor} поэтому мы этим занимались подробнее.

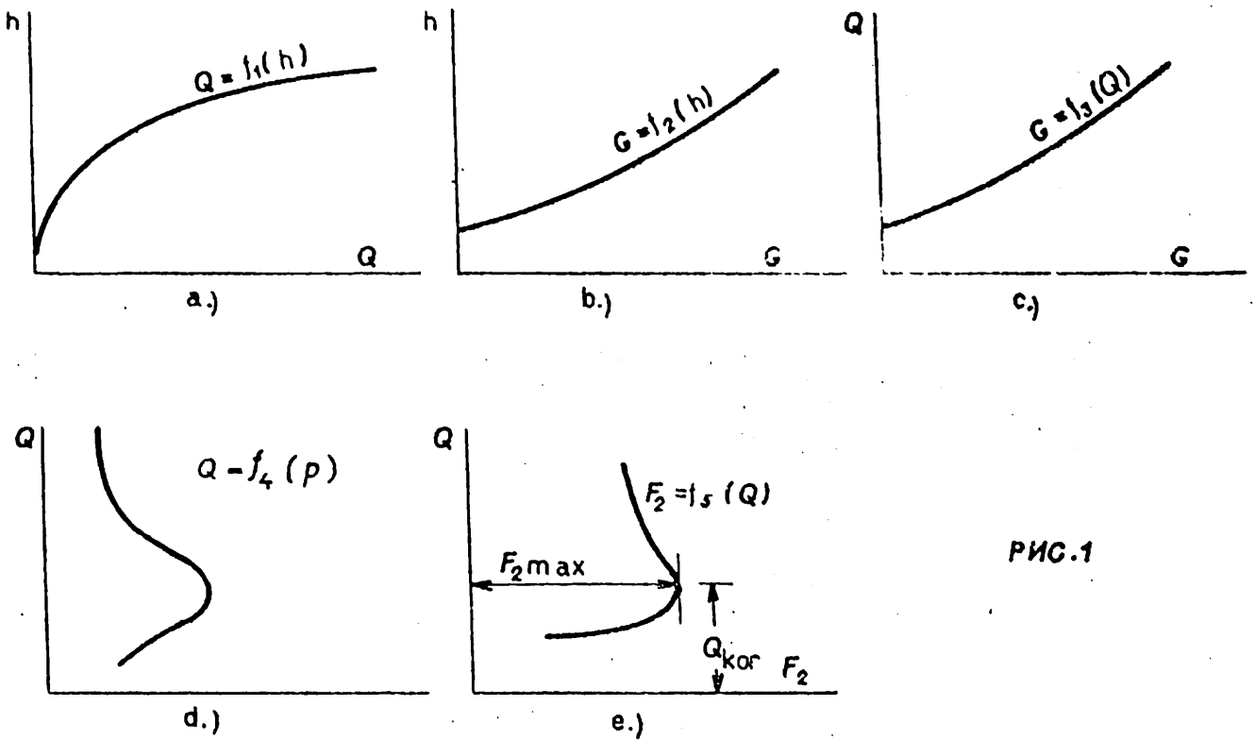

h
Q = f1(h)
Q
a.)
h
G = f2(h)
G
b.)
Q
G = f3(Q)
G
c.)
Q
Q = f4 (p)
d.)
Q
F2 = f5 (Q)
F2max
Qkor
F2
e.)

РИС.1

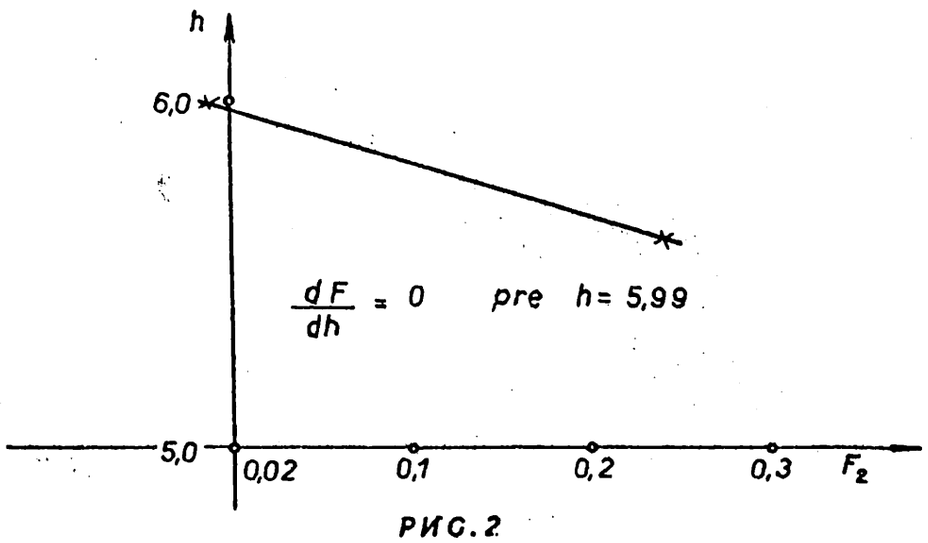
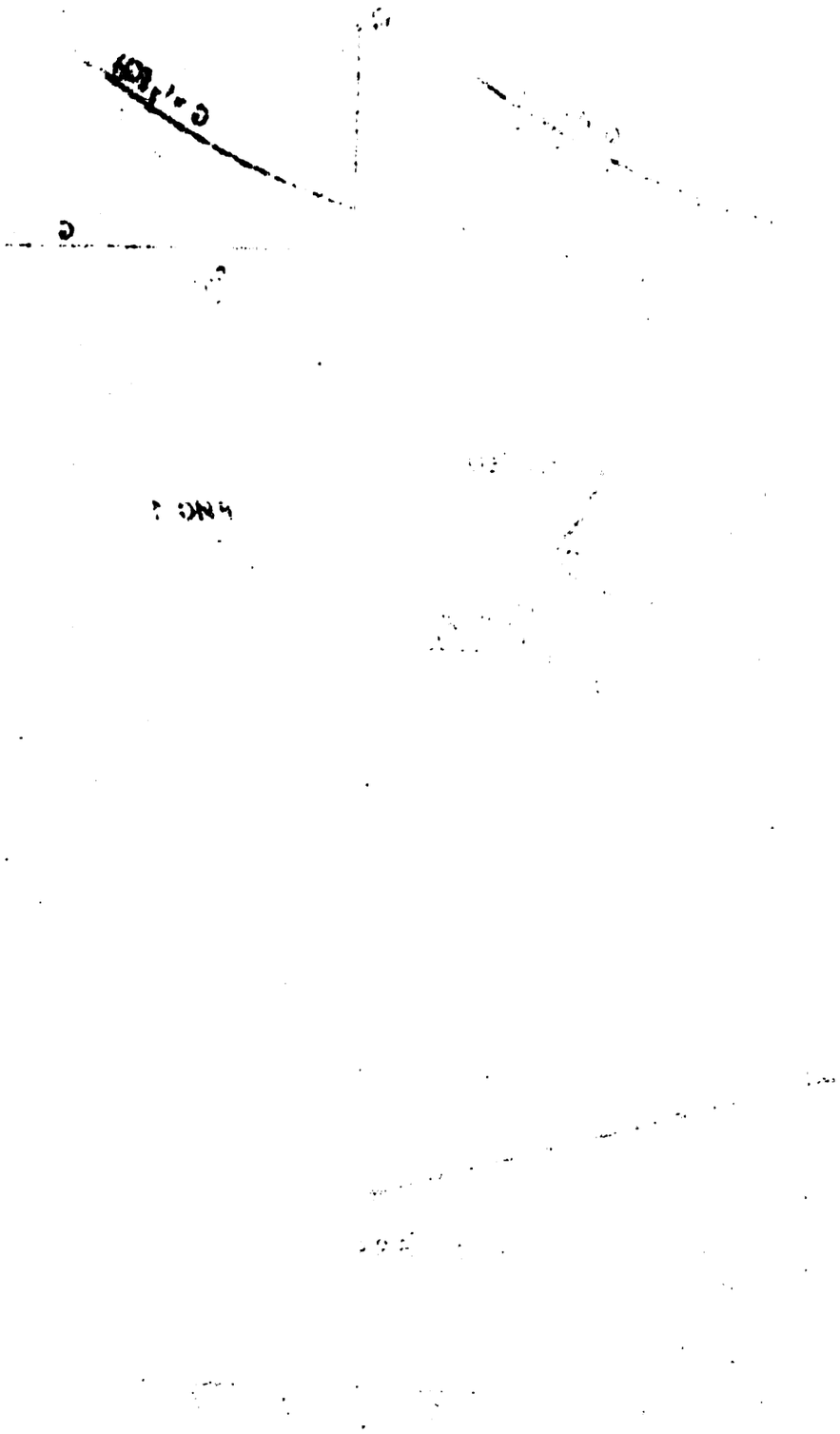

h
6,0
dF/dh = 0 pre h= 5,99
5,0
0,02
0,1
0,2
0,3
F2

РИС.2



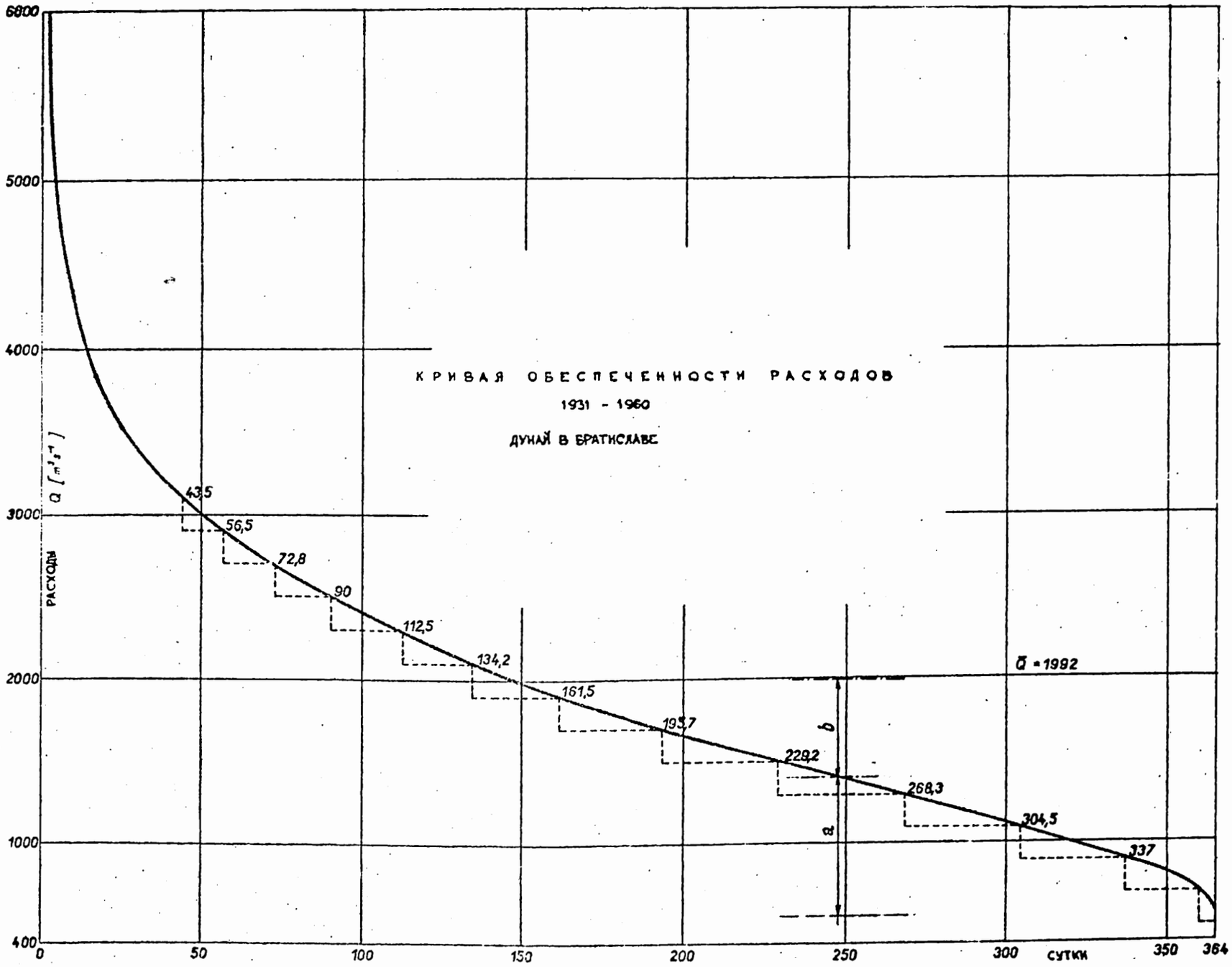
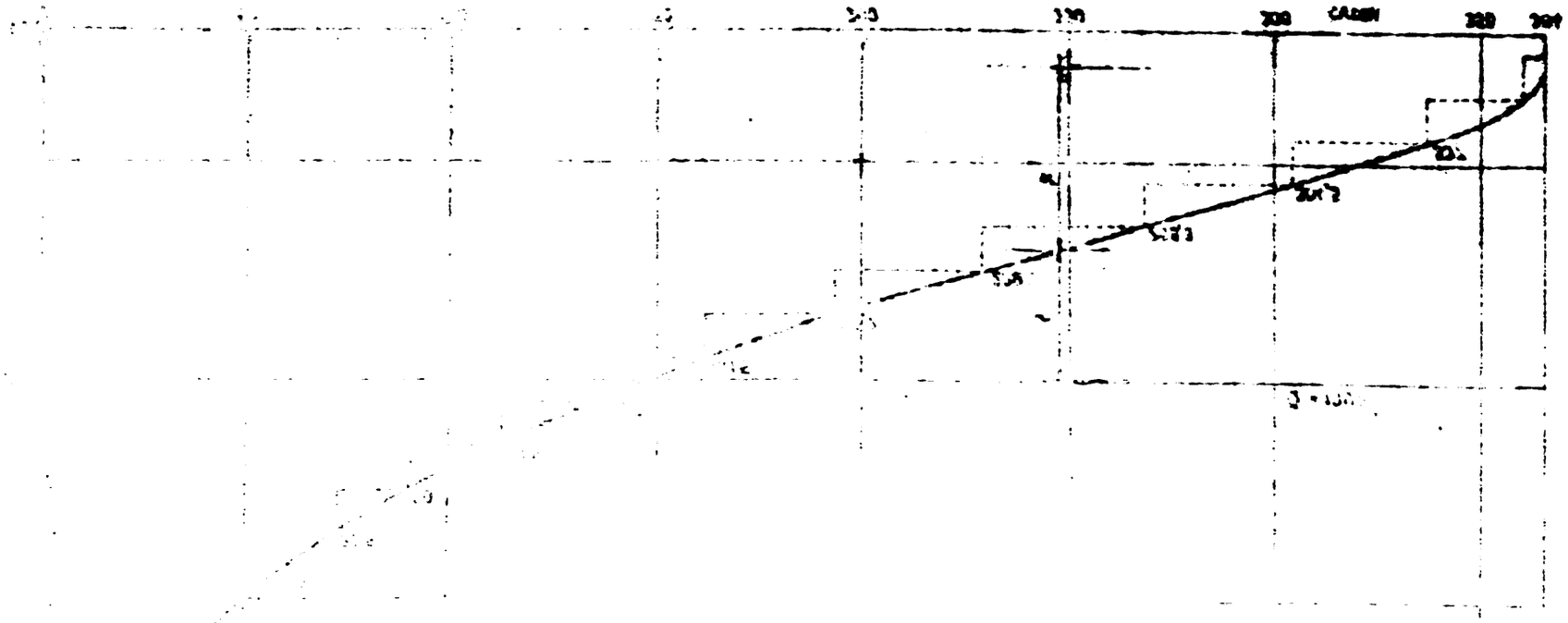

КРИВАЯ ОБЕСПЕЧЕННОСТИ РАСХОДОВ
1931 - 1960
ДУНАЙ В БРАТИСЛАВЕ
РАСХОДЫ Q [m³s⁻¹]
6800
5000
4000
3000
2000
1000
400
0
50
100
150
200
250
300
350
364
СУТКИ
43,5
56,5
72,8
90
112,5
134,2
161,5
193,7
228,2
268,3
304,5
337
Q̄ = 1992
a
b

РИС. 3



LATEST SYSTEMATICAL BED LOAD AND SEDIMENT DISCHARGE MEASUREMENTS AT THE UPPER RHINE FOR THE POSSIBLE FORECASTING OF RIVER BED EROSION AS CAUSED BY THE CONSTRUCTION OF BARRAGES

By Dr. Ing. HELMUT HINDRICH
Oberregierungsbaurat, Referent for River Morphology at the Federal Institute of Hydrology, Koblenz, Federal Republic of Germany

Р е з ю м е

Соответственно передовым напоминаниями о ценности измерения спуска напряжения русла реки в противоположность с вычислением приноса напряжения русла, которое основывается на формуле, а из того долгосрочные эрозии, которые основываются на формуле и которые ожидаются. Затем подробно говориться о численных относительных измерениях напряжения русла и переноса осадков, о скорости тока при дне, уровня воды и спуску, которые систематически обработаны в течение больше одного года на длине в 130 км в горней Райне.

Еще описаны места измерительных постов и методы и измерительные приборы, которые используются. Особое внимыние обращается взаимному отношению между приносом напряжения русла и спуском осадков, которые пользуются для определения дневного приноса напряжения русла.

Цель измерения и наблюдения является как помощь предусмотрению перемен у поворачивания русла р. Райны, которое ожидается в течении следующих десятилетий, как последствие планирования постройки двух плотин южно от г.Карлсруе.

S u m m a r y

Following introductory reflections on the value of bed load discharge measurement in contrast to formula-based calculation of bed load transport and therefrom of the formula-based long-term erosion to be expected, the numerous related measurements of bed load and sediment transport, bottom current velocity, water level and discharge, which have been carried out systematically for more than a year over a 130 km reach of the Upper Rhine, are dealt with in detail.

In addition, the location of measuring stations, and the measuring methods and measuring instruments used, are described. Special attention is devoted to the interrelation between bed load transport and sediment discharge as relevant for the determination of the daily bed load transport.

The purpose of the measurements and observations submitted is to make a contribution to the forecasting of the changes in Rhine river bed elevation to be expected during the next decades in consequence of the planned construction of two barrages south of Karlsruhe.

1. INTRODUCTION

This contribution attempts to emphasize the significance of the measurement of the bed load transport in contrast to the calculation of bed load transport, particularly in regard to river bottom erosion. The measurement must be the basis of the applicable sediment transport formulas and, as such, a sort of "calibration".

Naturally, the hydrologist as well as the hydraulic engineer are glad whenever and wherever the natural processes coincide with a mathematical formula. However, we know from hydraulics that by way of the so-called coefficient, or several coefficients, which take or should take into account not only the roughness but also the longitudinal and cross section of the bed, and the bends of the water course, each river has its own flow formula. To an even larger extent this is also true of the bed load and sediment transport. In addition to the aforementioned morphological influence of the flow formular, the grains themselves introduce in the case of the bed load and sediment transport formular a multiplicity of variants which may vary considerably in regard to the size, shape, weight and composition of grains. The additional influence of temperature, water salinity and navigation should also be mentioned in this context.

The resulting overlap of so many factors frequently renders a reliable calculation often impossible.

Fortunately, the realization spreads that the bed load transport formulas obtained from model tests should be applied with a certain measure of reservation, and that the model tests should be carried out on a much larger scale than heretofore, and with much more diversified grain characteristics. The three-dimensional flow phenomena should also be taken into account (see foot note ±)

*) Erkek, C.: Beitrag zur Berechnung des Geschiebetriebes in offenen Gerinnen mit Beweglicher Sohle unter besonderer Berücksichtigung der Flachlandflüsse. Mitteilungen aus dem Leichtweiss-Institut für Wasserbau und Grundbau der Technischen Hochschule Braunschweig, Heft 17, 1967, DIN A 5, 127 S., 42 Abb.

(A Contribution to the Calculation of Bed Load Transport in Open Channels with Changeable Bed, With Special Consideration to Plain River. Notes of the Leichtweiss Institute of Hydraulic and Foundation Engineering of Braunschweig Technical University. No. 17/1967. DIN A 5. 127 p., 42ill)

Another purpose of this contribution is to point out the necessity for an international exchange of experience in respect of devices and methods for bed-load and sediment measurement in waters. Experience goes to show that even in the case of one and the same river, devices and methods applied to the upper reaches must be nearly always entirely different from those used for the lower reaches.

2. FORECASTING OF RIVER BED CHANGES

It is a generally known fact that the forecasting of river bed changes in general and of changes in bottom elevation, especially the continuous erosion or build-up of the bottom in particular, or the unique or frequent occurrence of both is rather difficult. This goes not only for the river in its entirety but also for the individual reaches.

Changes in the bottom elevation of a river can in most cases be detected and their development be forecast only on the basis of observations, i.e., longitudinal and transverse depth measurements, stretching over decades. Here, the careful and accurate observation and recording of dredgings, of the discharge of dredged material, and of river improvements is an absolute necessity. In this connection, attention is drawn to the investigations by B a u e r in respect of the Danube, and by E s c h w e i l e r in respect of the Rhine. In the case of the latter, bottom subsidence in the Ruhr region in consequence of underground coal mining plays an important part.

The forecasting of river bed changes is of special significance for the design and construction of barrages with weirs and sluices which frequently have an immense effect on changes in water level, bed elevation, ground-water table, and on vegetation as well as on the irrigation and drainage problems of adjacent settlements and regions.

Calculations of changes in bottom elevation are difficult, especially if they are to be made for large reaches and long periods (e.g., 100 years).

It should also be remembered that, frequently, there is a certain "trend" toward obtaining a specific result which will sustain existing wishes as to the positive or negative influence of the engineering project. Formulas and the coefficients to be selected are patient.

It has happened that the results of two independently working teams of experts for the long-term and supraregional forecasting of river bed erosion were releated to each other as 1 is to 3, where several meters of erosion in the tailwater of some planned barrages were concerned.

In none of the two cases were the theoretical calculations based on actual measurements. Frequently, this lack is unavoidable because plans and calculations are needed on relatively short notice while measurements would take many years and require the overcoming of numercus difficulties such as the making available of suitable measuring ships and measuring instruments, experienced personal, and sufficient funds.

3. LOCATION OF MEASURING STATIONS, AND MEASURING INSTRUMENTS AND METHODS USED

The location of the seven measuring stations which cover a river reach of 130 km is shown in Fig. 1. The sediment discharge measuring device used was the sampler shown in Fig. 2, which was retrieved as shown in Fig. 3. In most cases, the individual measurement took 5 minutes; in every instance, three successive measurements were taken on five to seven vertical measuring lines, in some cases with the help of two bed-load samplers simultaneously employed at portside and starboard. Bottom current velocity was measured with the aid of a hydrometric current meter. Fig.4 and 4a show the emtying of the sampler and a metal table belonging to.

Sample sifting was effected on the screening machine shown in Fig. 5. The illustration also shows the scale used for determining the weight of the various grain sizes.

The latter were sub-divided into the following groups:

0 - 3 mm	15 - 20 mm
3 - 5 mm	20 - 30 mm
5 - 7 mm	30 - 40 mm
7 - 10 mm	40 - 60 mm
10 - 15 mm	60 -100 mm.

In view of the 1.4 mm mesh size of the bed-load sampler, a certain tolerance estimated on the basis of sediment discharge measurements with the so-called Delft flask will be taken into account for overall evaluation. Measurements made so far have shown that, where the bed load consisted of coarse material, the component portion of fine material was extremely small.

4. MEASUREMENT RESULTS

in 1968, about one thousand sediment discharge measurements were carried out to serve as a basis for the forecasts mentioned in Section 2. The results of these measurements will be published separately in the near future. In all cases, current velocity, especially at the bottom, and the suspended-sediment load of the water, as well as the water temperature, were measured (Fig.6). Also ascertained were the water level by means of partable gauges indicating on a 1:1 scale, the discharge, and the exact profile by means of the "radiolog". The comparison of bed-load transport with the suspended sediment transport would seem to be of special value.

Why? Bed-load measurements are time-consumming and expensive, and an attempt must, therefore, be made to establish a relationship between sediment transport and bed-load transport. The former can

easily be measured daily or even hourly by way of simple measuring, the value of which must, however, be sufficiently supported by further measurements taken at diversified points. Naturally one cannot expect here a continuously uniform factor because stage, stage tendency, season etc. cause a degree of dispersion which must be determined by frequent comparison measurement.

The measurements undertaken so far yielded factors for $\frac{G}{S+G}$ and $\frac{G}{Q}$ which actually permit the calculation of bed-load transport over prolonged periods of time. These calculations, too, will be published soon, probably in the German Hydrological News. The monthly and yearly sediment runoff is already being published in the German Hydrological Yearbook and has been so continuously since 1963.

These measurements and calculations do as yet not permit the forecasting of erosion. The latter still requires further years of measurement, and fundamental examinations of the discharge regime.

It will also be necessary to carry out tests on bed load "abrasion" (grain abrasion) since, at present, its influence on the changes in bed- load transport and the related sediment transport is, as yet, not fully known.

5. SUMMARY AND OUTLOOK

The systematical measurements of bed-load Transport over a 130 km reach of the Upper Rhine, as carried out for a full year, have provided a first basis for the forecasting of erision and allow a critical review of the bed-load and erosion formulas so far used for the reach concerned Special importance was also attached to the simultaneous measurement of sediment transport which aimed at the possibility of determining the bed-load transport from the daily discharge and sediment measurements even for days on which the bed-load transport cannot be measured for lack of time or other reasons.

In the near future, accoustic measuring methods will also be taken up again, primarily in order to investigate the boundary state of the bed-load movement through continuous measurements and tape recordings. In this connection, special attention will be devoted to the changes in bed-load transport caused by river traffic, particularly heavy on the Rhine, at low water stages. Due to the increased influence propellers have at low water depths, such changes may be considerable. These influences are presently being investigated through tests, including model tests, at the Federal Institute of Hydraulic Engineering in Karlsruhe which is a "sister institute" of the Federal Institute of Hydralogy and which also works under the Federal Ministry of Traffic.

In future, the bed-load transport will be observed with the help of luminophors of five different colors permitting the study of the actual way the individual bed-load components take under different current conditions. This method would seem to offer more advantages than measurement with the help of radio-active boulder with which first tests were made several years ago in the Rhine near Koblenz by the Federal Institute of Hydrology. It should, however, be mentioned here that the material used only had grain with one to six mm size.

We are of the opinion that, especially in the field of bed-load transport, the international exchange of experience will be of the greatest advantage to all interested nations particularly where the joint formulation of directives on the measuring of sediment phenomena is concerned. The present subject has, therefore, been selected already for this Symposium even through some of the questions raised in connection with the forecasting of erosion rates are still in need of clarification on account of the short measuring period.

Fig. 1: Survey plan of bed-load measuring stations.

Fig. 2: Bed-load sampler, basic design according to Arnhem: 2.10 m long, 0.80 m wide, weight 110 kg. Intake opening: 8 cm x 16 cm.

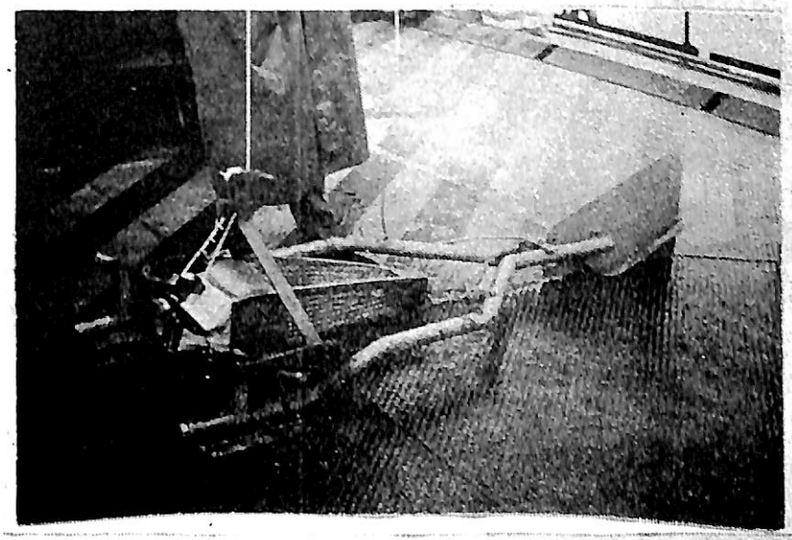
Fig. 3: Schematic view of bed-load measurement with the aid of measuring ship, sampler and hydrometric current meter.

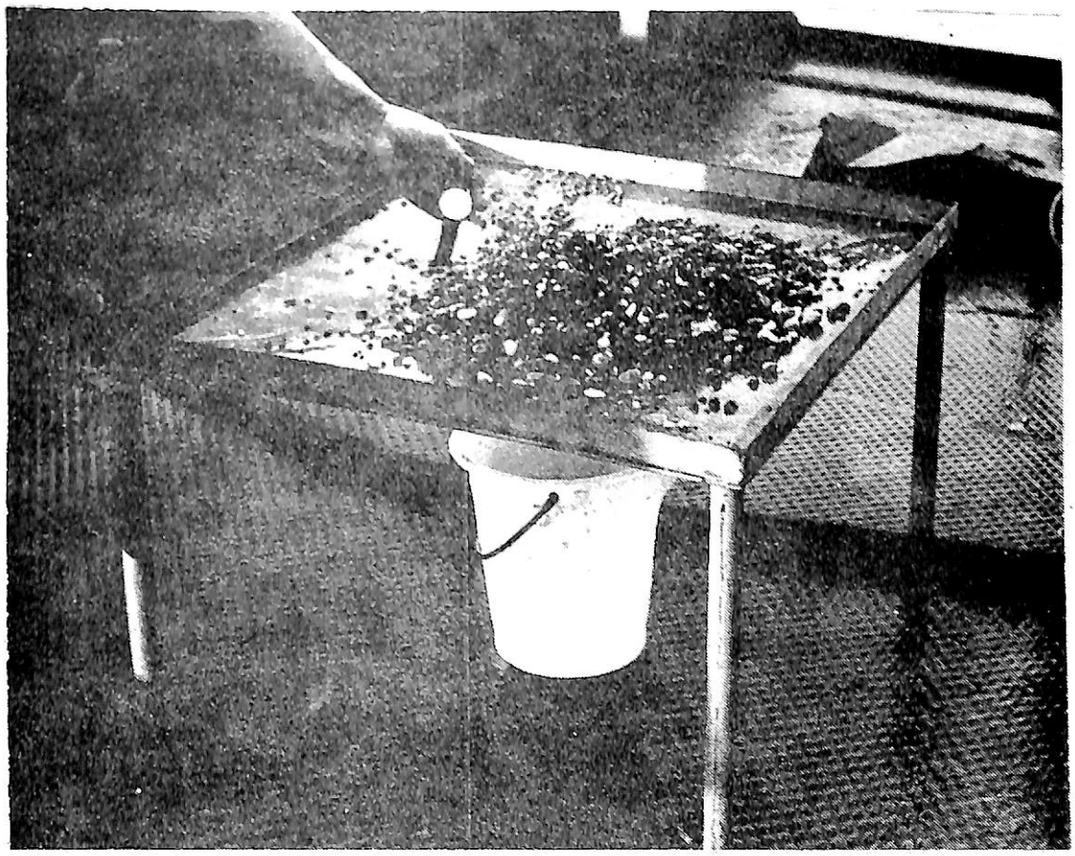
Fig. 4: Emptying of bed-load sampler over a 60 cm
" 4a: high metal table.

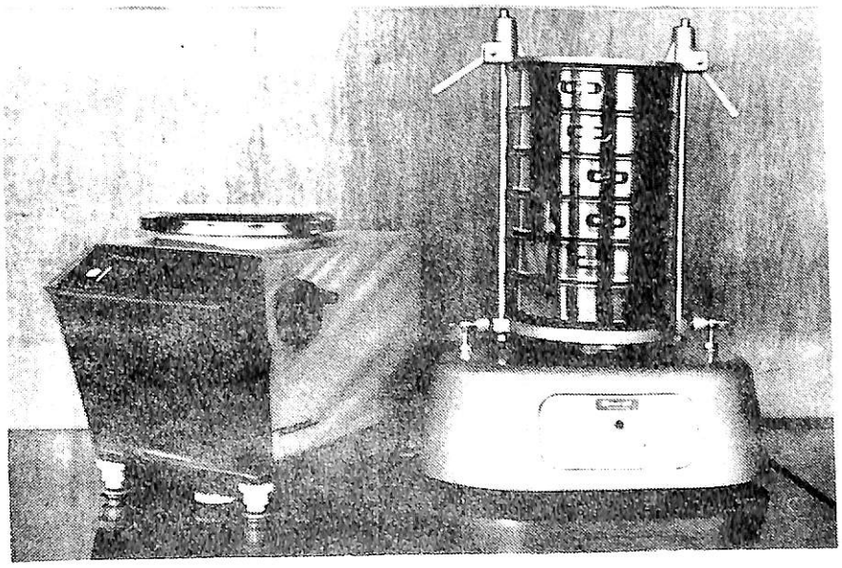
Fig. 5: Screening machine (height: 60 cm) and scale (height: 35 cm) for the elevation of the bed-load sample.

Fig. 6: Example of the evaluation of a bed-load measurement taken at 1.10 m above mean water level.

Fig. 7: Relationship between discharge, sediment transport and bed-load transport.

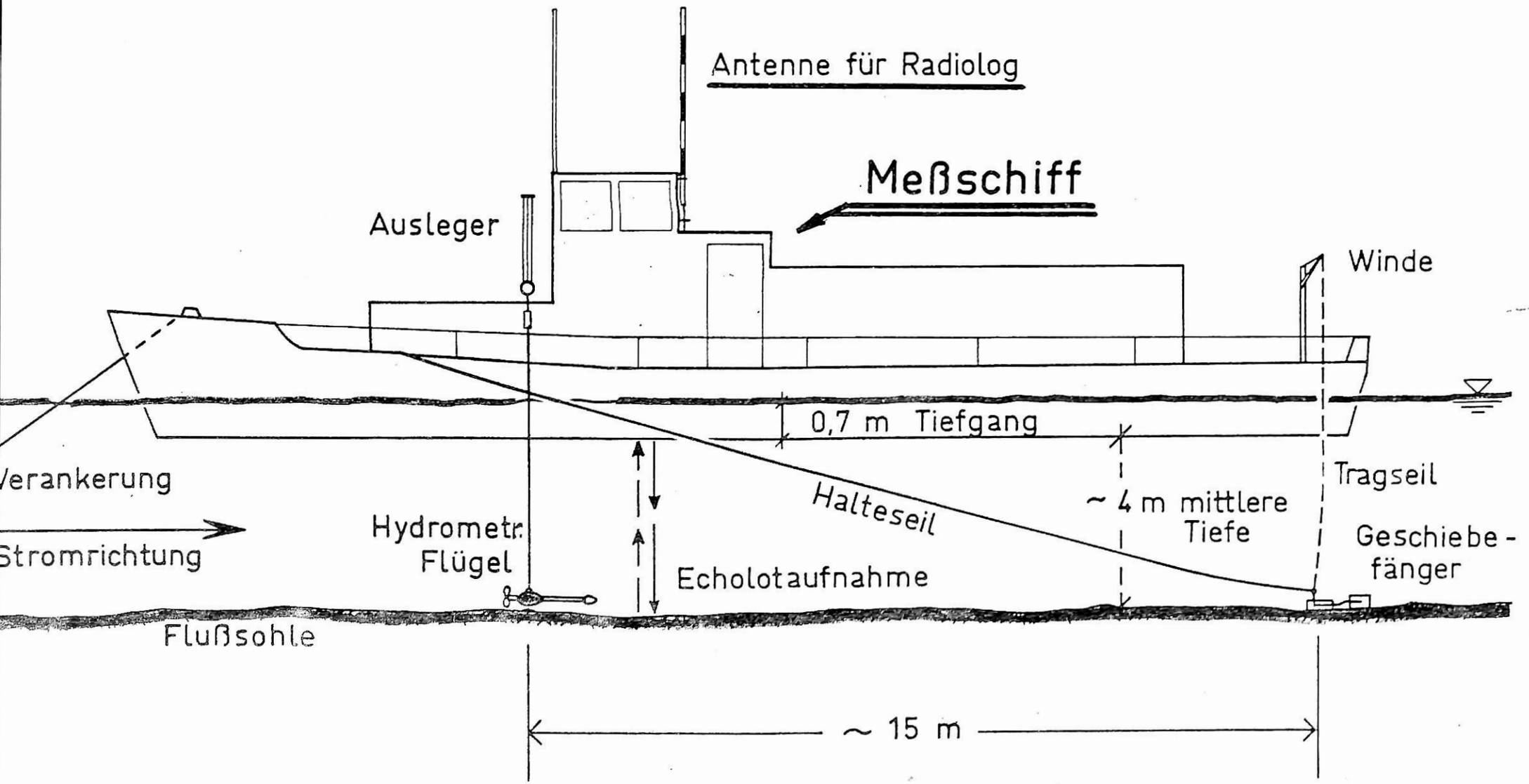




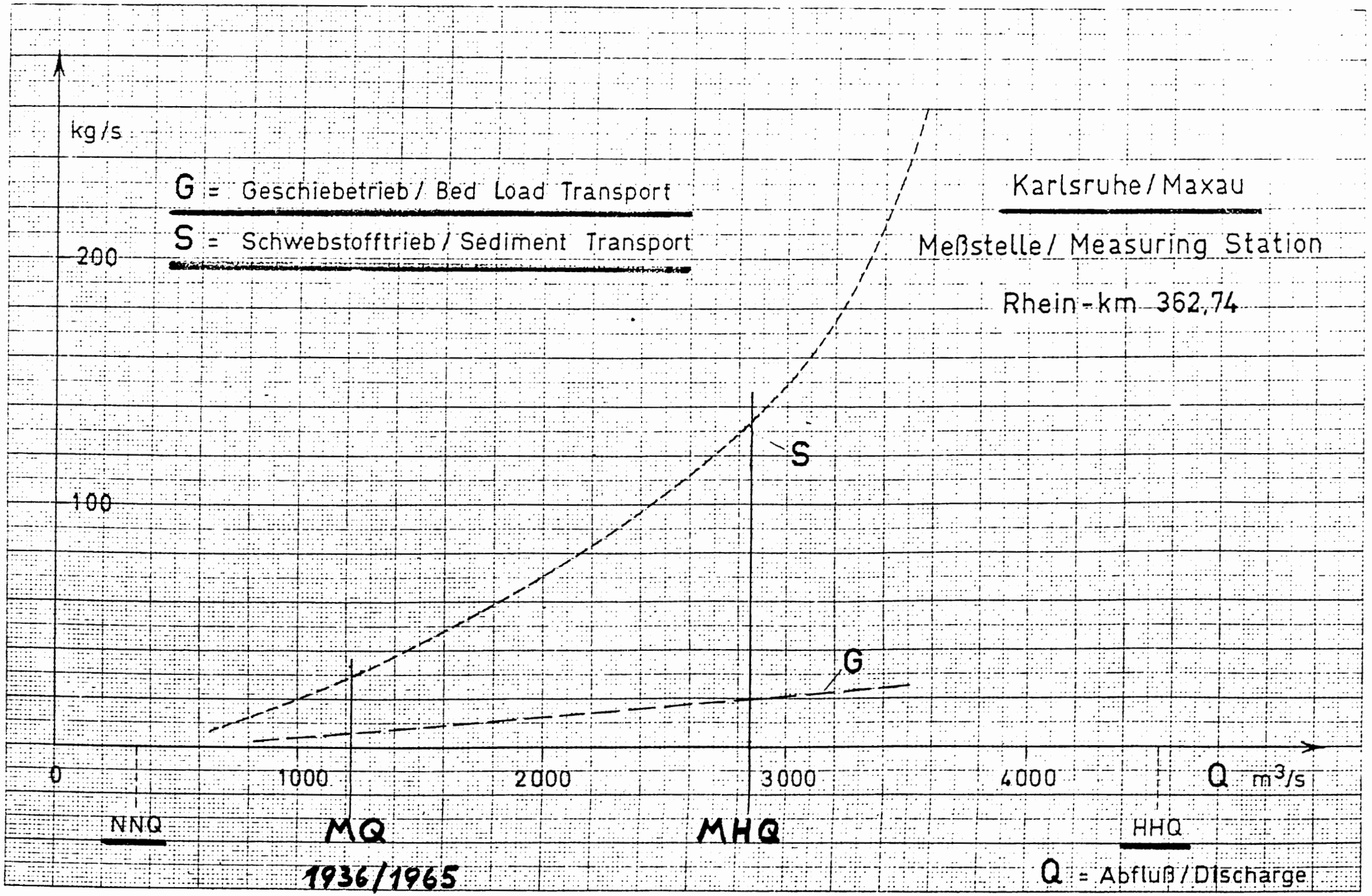


Hinrich
Abb. 3

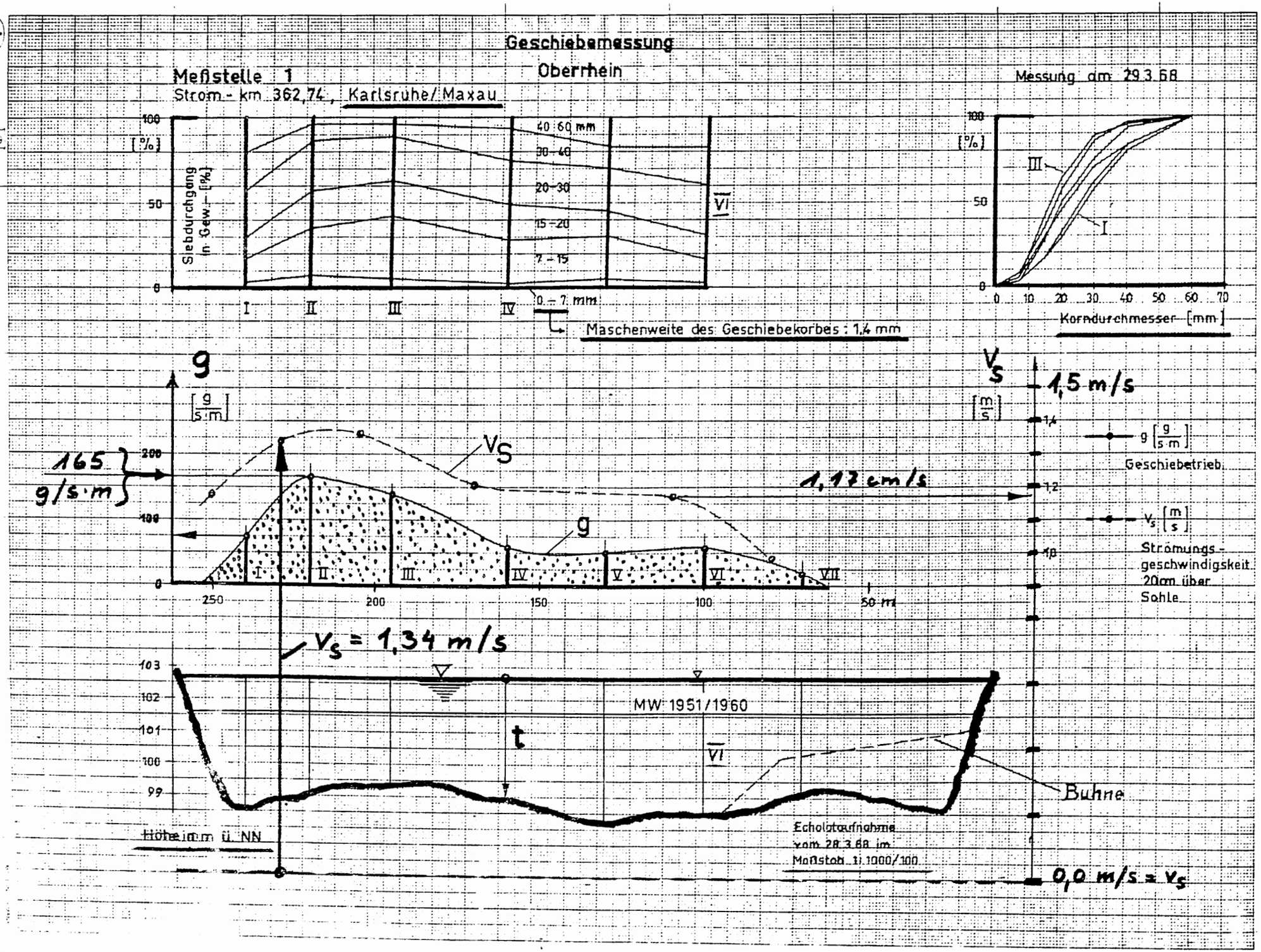
Prinzipdarstellung der Geschiebemessung

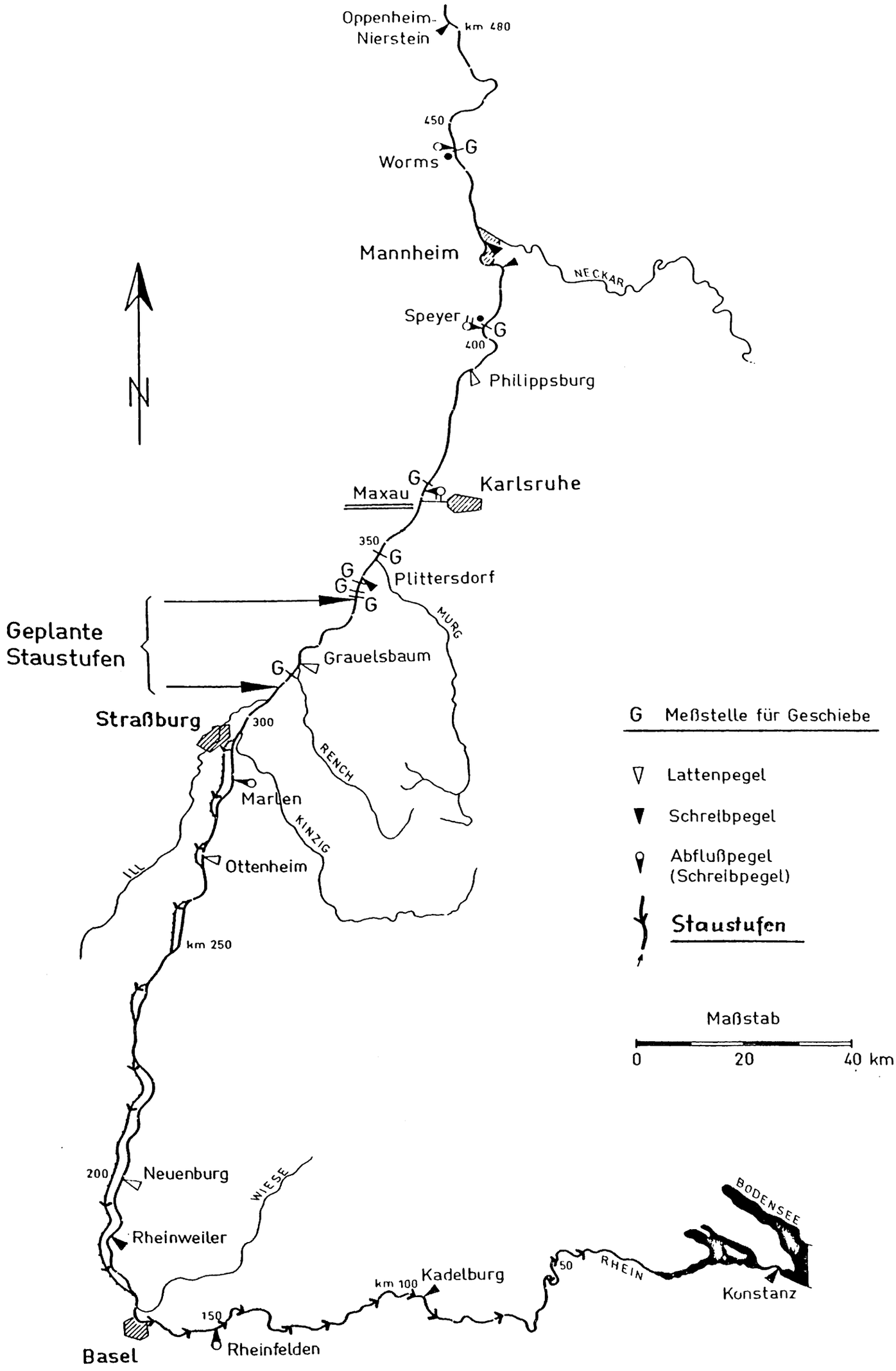


BfG/M2


kg/s
G = Geschiebetrieb / Bed Load Transport
S = Schwebstofftrieb / Sediment Transport
Karlsruhe / Maxau
Meßstelle / Measuring Station
Rhein-km 362,74
200
100
S
G
0
1000
2000
3000
4000
Q m³/s
NNQ
MQ
1936/1965
MHQ
HHQ
Q = Abfluß / Discharge

— 17 cm —


Geschiebemessung
Oberrhein
Meßstelle 1
Strom-km 362,74, Karlsruhe/Maxau
Messung am 29.3.68
Siebdurchgang in Gew.-[%]
[%]
40-60 mm
30-40
20-30
15-20
7-15
0-7 mm
I
II
III
IV
VI
Maschenweite des Geschiebekorbes: 1,4 mm
Korndurchmesser [mm]
g
[g/s·m]
165 g/s·m
v_s
1,17 cm/s
v_s = 1,34 m/s
1,5 m/s
0,0 m/s = v_s
g [g/s·m]
Geschiebetrieb
v_s [m/s]
Strömungsgeschwindigkeit 20cm über Sohle
MW 1951/1960
t
Buhne
Höhe in m ü. NN
Echolotaufnahme vom 28.3.68 im Maßstab 1:1000/100


Oppenheim-
Nierstein
km 480
450
Worms
G
Mannheim
NECKAR
Speyer
G
400
Philippsburg
N
G
Maxau
Karlsruhe
350
G
G
Plittersdorf
G
G
MURG
Geplante
Staustufen
G
Grauelsbaum
Straßburg
300
RENCH
Marlen
KINZIG
ILL
Ottenheim
km 250
G Meßstelle für Geschiebe
Lattenpegel
Schreibpegel
Abflußpegel
(Schreibpegel)
Staustufen
Maßstab
0
20
40 km
200
Neuenburg
WIESE
Rheinweiler
BODENSEE
km 100
Kadelburg
50
RHEIN
Konstanz
150
Rheinfelden
Basel

THE CHANGE IN THE FLOOD DISCHARGE IN THE DANUBE AT VIENNA RESULTING FROM HYDRAULIC STRUCTURES ALONG THE RIVER AND IN ITS DRAINAGE AREA

By W. KRESSER , Vienna

Р е з ю м е

В течение последних лет были выработаны некоторые автоматические станции на австрийской и баварской части Дуная и его главных притоках, на основании которых будут построены другие станции. Рядом были выполнены объемные умственные работы в связи с элиминированием широких территорий наводнения и постоения некотсрых станций для аккумуляции энергии в высших соседних областях. В этом докладе говориться о значительном проблеме влияния всех водопостроений верхней части Дуная, то есть в части течения до Вены. Автор рассматривает также плавный проход воды на Дунае по окончанию всех запланированных водостанций. И наконец, были изучены меры, которые надо предпринять для окончательного улучшения регулирования плавного прохода воды и приняты некоторые предложения.

S u m m a r y

During the last years were built some power stations on the Austrian and Bavarian Danube and its main affluents, which will be followed by further ones. In addition to that there were carried out extensive headworks connected with the elimination of wide inundation areas and the construction of some power storage stations in the higher situated catchment areas. This report treates the important problem of the influence of all water constructions executed till 1968 on the flood regime of the upper Danube, that means on the stream section up to Vienna. Furthermore the author examines the flood discharge on the Danube after finishing of all projected water constructions. Finally the measures to be taken to improve decisively the flood discharge are studied and some propositions are made.

The fast conversion of the Danube into a major waterway for river navitation has led to the construction of a number of hydro-electric power stations along the river during the last two decades. Being multi-purpose installations, those power stations contribute to navigation, the utilization of water power as well as the improvement of flood protection. Since such installations will continue to be constructed, the question is becoming more and more urgent what influence those structures will have on the drainage regimen of the Danube, especially on the run-off of flood. Above all, the competent authorities wish to know how flood in the river will flow off on completion of the continuous chain of power stations.

Together with the installations along the Danube itself a number of storage plants were constructed and regulations carried out in the drainage area of the river, resulting in a positive and partly also negative influence on flood discharge. Thus it might be of a most general interest not to deal with the subject too narrowly, but to discuss the following three questions:

1. What influence do the hydraulic installations built down to 1968 in the catchment area of the river as well as along its course exert on flood discharge?

2. How will flood discharge in the Danube on completion of the reconstruction of the river into a major waterway and on completion of the most important hydraulic installations in its catchment area?

3. What measures would be necessary to essentially improve flood run-off in the Danube?

The investigations carried out apply to the Upper Danube, i.e. the 900 km of the river down to Vienna. Since, Austria, within the framework of the Danube Commission, has undertaken to maintain a fairway depth of 3,50 m below Vienna and of 2,70 m above Vienna, it appears logical to choose Vienna as the reference-profile. The present investigation can then be supplemented by hydrologists of the middle and lower courses of the Danube to form a complete survey of the river with regard to the question to be dealt with here. Thus, above all, the power plants planned on the Danube itself below Vienna as well as the hydraulic in-

stallations in the catchment area of the most important tributaries, such as the Tisza, the Sava or the Drina, should be included.

I. INFLUENCE OF EXISTING HYDRAULIC INSTALLATIONS ON FLOOD RUN-OFF OF THE DANUBE

As so far demonstrated by the course of floods along the Austrian section of the Danube there is always a combination of three wave-systems, viz.

a) the wave of the Bavarian Danube, mainly produced by the Isar wave,

b) the principal wave from the Inn-Salzach area and

c) the Traun-Enns wave.

Most of the floods of the Danube are due to the Inn wave, which nearly always precedes the wave coming from Bavaria by several days. In most cases the decisive precipitations are then concentrated in the area of the Salzach, so that it seems justified to emphasize that river in particular. However, the Traun-Enns wave is also of great importance as it arrived in the Vienna profile as a rule before the Inn wave and may produce a high initial water level. For those reasons the investigation, in accordance with the volume of presumable water-influx, was carried out in the following order:

1. power plants along the Inn and the Salzach

2. storage plants in the drainage area of the Inn and the Salzach

3. power plants and regulations along the Bavarian Danube

4. hydraulic structures in the catchment area of the Bavarian Danube

5. power plants along the Austrian Danube

6. hydraulic installations along the Enns and the river Traun as well as in their drainage areas.

The investigations deal with the centennial flood discharge as well as the RHHQ in the Vienna profile. Since in September 1899 approximately the HQ_{100} flowed off at a rate of 10.500 m^3/s, the question is to be answered how that flood-water would flow off under the same meteorological conditions nowadays. This reference to a concrete case presents the great advantage that no theoretical assumptions have to be made, the probability of whose actual occurrence is naturally indefinite. For the RHHQ, whose peak flow in the Vienna profile according to detailed studies amounts to 14.000 m^3/s, a similarly unfavourable course was assumed as during the floods of 1899.

Due to the circumscribed nature of this paper only the main outlines of the investigations can be drawn here and the most important results stated.

As the outline map (Fig.1) shows, a number of power stations have been built along the entire course of the river Inn since the floods of 1899, so that from the river mouth up to Rosenheim there is practically an unbroken chain of such installations. The construction of those power plants eliminated a large part of the inundation areas, actually appr. 42 million m^3, the overwhelming part belonging to the Austro-Bavarian frontier section from the mouth of the Salzach down to Passau. Detailed research, carried out much the same as the investigation described in fig. 2, established that thereby the HQ_{100} in the Danube was raised by about 160 m^3/s and the flood wave accelerated by about seven hours. Due to this acceleration of the wave crest the Inn-wave meets somewhat lower water levels of the Bavarian Danube, but higher levels of the Traun and Enns rivers. During the floods of 1899, to which the Enns and the Traun made a more than average contribution, the acceleration would have had an unfavourable effect on the flood-water run-off at Vienna, however, during the almost equally serious floods of 1954 it would have had a favourable effect. In an extreme case the above-mentioned acceleration, however, may result in an increase of the peak flow in the Danube below the muth of the Enns river at HQ_{100} by about 150 m^3/s and at RHHQ by about 200 m^3/s. On the other hand the power stations along the Inn river in the Tyrol, or along the Salzach need not be considered, since they do not eliminate any retention area.

The increase of the flood-wave determined for the mouth of the Inn as being about 160 m^3/s, is reduced by appr. 25 m^3/s by the inundations between Passau and Vienna. Thus the power stations along the Inn on an average increase the HQ_{100} in the Danube at Vienna by about 135 m^3/s. A similarly accurate statement for the RHHQ is naturally impossible as the size of the inundation areas eliminated during the flowing-off of those floods is not known. Supposing that the ambankments built in consideration of the RHHQ hold, you, however, get a value of about 180 m^3/s, by which the wave-peak would be raised at Vienna due to the power installations along the Inn. This relatively small amount is due to the fact that the high-water curves of great rivers are very flat, so that retention soon comes to an end, even during great inundations.

The storage plants in the drainage area of the Inn and the Salzach are not expected to exert any noticeable influence on flood flow-off in the Danube, as there are at present only few installations of that type. Besides, they are storage plants for water power utilization, so that they can only play an inconsiderable part in high-water retention. Especially during autumn floods, as during those of 1899, the retention capacity of those basins may possibly be rather limited, as they have often completely filled up during that period of the year. Furthermore we must consider that only the two basins of the Kaprun Power Plant group as well as two other insignificant reservoirs are situated in the central flood area of the Danube, i.e. in the Salzach river area. But also they would only have effected a reduction of the HQ_{100} in the Danube at Passau by about 40 m^3/s in 1899, whereas this reduction of the HQ_{50} of 1954 would have amounted at most to 30 m^3/s. The remaining reservoirs in the drainage area of the Inn, such as the Gepatsch or Durlassboden reservoirs or the reservoirs Livigno, Chamuera and Praspöl in the Swiss Engadin, produce only an insignificant effect on the flood discharge of the Danube, on account of their exposed location and would have merely resulted in a reduction of the HQ_{100} at Vienna by 10 m^3/s.

To sum up the matter, it may thus be said that the existing storage plants in the catchment area of the Inn and Salzach would reduce the HQ_{100} of the peak flow by 50 m^3/s and the RHHQ by about 65 m^3/s at Passau. For the flood run-off at Vienna the corresponding figures are reduced in accordance with the inundations above Vienna and amount to about 40 m^3/s for the HQ_{100} and to about 55 m^3/s for RHHQ.

With regard to the Bavarian section of the Danube the flow-off af flood is primarily influenced by the flood protection structures between Regensburg and Vilshofen, eliminating appr. 7.000 ha of inundation area. As shown by more detailed investigations these regulation structures under the most unfavourable conditions result in an increase of the maximum flow-off of the Danube by appr. 120 m^3/s. If we also consider the other protection structures as well as the measures in the course of power plant constructions, all that results in an increase of HQ_{100} by 150 m^3/s at most. That figure, for various reasons, especially because of the small part played by the Bavarian section of the Danube in producing floods at Vienna, probably corresponds to appr. 170 m^3/s for RHHQ. For the Vienna profile the corresponding figures are 130 m^3/s and 145 m^3/s respectively.

Of the hydraulic structures in the drainage area of the Bavarian section of the Danube the reservoirs constructed in recent years should be mentioned in the first place. Most of them were built for flood protection. Among them we should above all mention the reservoirs of Rosshaupten on the river Lech, and Hasslach on the river Wertach, but especially the Sylvenstein reservoir on the Isar, protecting Munich from floods. Altogether those installations possess a flood-water retention capacity of appr. 140 hm^3, of which, however, during any concrete occurrence of floods only a part is effective. As a more detailed investigation shows, the peak-flow of the Danube at Vienna during the September 1899 floods would have been reduced by those storage reservoirs by appr. 210 m^3/s. For the RHHQ that amounts to a reduction of appr. 320 m^3/s due, above all, to the Sylvenstein storage reservoir.

The flood discharge of the Danube has not been essentially changed by the construction of the Danube power plants of Jochenstein, Aschach and Ybbs-Persenbeug, since practically no retention areas have been eliminated by them. Only the construction of the Wallsee-Mitterkirchen power plant has eliminated 5 km^2 of inundation area. The remaining flood embankments built together with the Danube power stations merely result in a somewhat retarded flooding of the banks. According to a detailed investigation these measures only result in an increase of HQ_{100} by appr. 10 m^3/s and in that of RHHQ by appr. 15 m^3/s. The remaining regulations along the Austrian section of the Danube, e.g. for the protection of the city of Linz, are of no essential influence on flood run-off in the river. The minor disadvantages are furthermore compensated by the equally insignificant advantages resulting from the storages.

Finally the influence of the hydraulic-structures along the rivers Enns and Traun as well as in their drainage areas remain to be investigated. Although a number of power stations have been built along the Enns river over the last three decades, they have not deteriorated high-water conditions, as has been proved, since no important inundations occur in the cut-in river valley also during a maximum water level. With the exeption of two small installations with an un-important detention capacity of 0,2 hm^3 there are no storage reservoirs in their gathering ground either, so that the high-water regimen has practically not changed since 1899.

Along the Traun river a noticeable change in the flowing-off of flood has taken place in recent years due to a deepening of the river bed in its lower course so that even the maximum water volume flows off without flooding the banks, an acceleration of the flood wave by several hours being noticeable. Thus the HQ_{100} has undergone an increase of maximum flow-off by about 300 m^3/s. This raising of the Traun wave produces only a neglectable effect on the Danube, as the Traun wave always precedes the high- water wave of the Danube by appr. two days and is subject to speedier reduction on account of acceleration and the absence of inundation. More detailed research has shown that even in the most unfavourable case the Danube wave is increased by less than 50 m^3/s. As a rule the Danube wave arriving at the mouth of the river Traun usually meets a lower water level than before. An improvement of flood-water reduction by water storage in reservoirs is not noticeable, since there are no such installations in the catchment area of the Traun.

Taking all the above-mentioned investigations together, the first of the questions posed at the beginning of this paper should thus be answered as follows:

> The hydraulic structures built down to 1968 in the catchment area of the Upper Danube as well as along the river itself all taken together result in a maximum increase of the peak flow in the Vienna profile of about 230 m 230 m^3/s at HQ_{100} and of 200 m^3/s at RHHQ respectively. Both figures thus refer to an extreme case and result from the assumption of a superposition of all unfavourable influences.

II. FLOOD DISCHARGE OF THE DANUBE ON COMPLETION OF ALL INSTALLATIONS PLANNED

On the basis of the agreements concluded, the major Rhine-Main-Danube waterway is to be realized by 1981. By then the construction of water power installations may have practically been completed and thus, besides a number of new storage stations, there will be continuous chains of power stations along the most important tributaries of the Danube and on the river itself between Ulm and Kelheim as well as between Passau and Ybbs-Persenbeug. Added to those installations there will also be a number of storage projects approaching construction, which partly serve the purpose of retaining flood-water. Thus is seems expedient to include in this investigation first all the hydraulic structures unfavourable to flood-water reductinn and then those that are favourable to them.

According to the general plan for the further development of the Austrian Danube the extensive inundation areas in the Eferding Basin and in the Tulin Field will remain fully effective during the flowing-off of great floods also on completion of the chain of power stations. The projects merely envisage elevation of embankments,

thus leading to an insignificant increase of peak-flow as well as a lesser acceleration of the flood wave during minor floods only. As model tests have shown an essential improvement, however, occurs during major floods, due to the increase of the retention effect produced by the subsequent flooding of the dams. Only the projected power station on the Danube above Vienna is to eliminate an inundation area of roughly 57 km^2. As the detailed investigation (Fig.2) shows, an increase of the HQ_{100} at Vienna by appr. 140 m^3/s and of the RHHQ by appr.180 m^3/s is to be expected.

The completion of the chain of power stations along the Bavarian Danube above Kelheim, along the river Iller, along the Lech and Wertach, along the Isar, along the Inn as well as the Traun and the Enns will, according to existing projects, not be detrimental to the reduction of flood-water in the Danube.

As regards the planned storage plants, however, by which the flood-water regimen of the Danube would be improved, it is exceptionally difficult to forecast which installations can be realized by 1981. If such an estimate of existing projects is undertaken, the construction of the following reservoirs and thus the creation of retention space in the total catchment area of the Danube would be altogether possible.

In the uppermost Danube area five reservoirs (Zindelstein Reservoir, Brigach Reservoir etc.(with a retention capacity of appr. altogether 120 hm^3. For the Iller area a number of projects exist, which, however, are very much under dispute and will hardly be executed during the next decade. In the Lech area there are still two smaller flood-water reservoirs on the Wertach and on the Lobach with 13 hm^3 to be realized. It is However the two retention reservoirs in Bavaria, situated on the Vils and on the Rott, with a volume of appr. 20 hm^3, to be built within the coming three years and exclusively for protection against floods, that are of greatest importance. They comprise a catchment area of more than 2.600 km^2 of two of the most dangerous rivers and will noticeably improve flood-water conditions for Passau. That, above all, concerns the river Rott, which generally culminates together with the Inn and, in 1954, contributed a flood-water peak of 490 m^3/s.

If only half the retaining capacity of the reservoirs planned together with the great influence of the Vils and Rott rivers on all the floods since the beginning of systematic observations are taken account of, the installations named above will reduce the HQ_{100} of the Danube at Vienna by appr. 550 m^3/s. The reduction of the RHHQ may amount to appr. 600 m^3/s.

For the Inn-Salzach area it is difficult to predict which reservoirs will be constructed during the next ten years, as resistance on the part of tourist-traffic and agricultural interests is very great. On Swiss territory no installations whatsoever are envisaged, and in Austria, with the exception of the Tauernmoos reservoir, the construction of which is shortly to begin, at most one more reservoir in the Ziller valley will be realizable by 1981. Both taken together probably amount to a retention capacity of appr. 15 hm^3 and will thus not significantly effect flood-water reduction of the Danube at Vienna. As distinguished from the structures mentioned above, their effect can thus be disregarded, which also holds good for possible reservoirs in the remaining Austrian Danube area.

Thus all the hydraulic structures in the catchment area of the Danube realizable by 1981 will altogether reduce the flood-water to flow off at Vienna by appr. 400 m^3/s at HQ_{100} as well as at RHHQ. The drawbacks of the measures undertaken down to 1968 would thus be more than compensated.

III. MEASURES TOWARDS A FUNDAMENTAL IMPROVEMENT OF FLOOD DISCHARGE OF THE DANUBE AT VIENNA

Present investigations clearly show that a decisive improvement of flood run-off of the Danube at Vienna is to be expected only from the construction of retention basins in the central area of flood-water formation, i.e. above all in the Inn-Salzach area. As has been done along the Rott, flood-water reservoirs would have to be built, especially along the most dangerous tributaries of the Inn and the Salzach, that is in the area of the Antiesen, the Ach and the Mattig, but particularly at the Saalach, at the Alm and at the Lammer. That partly also concerns the Traun and the Enns areas, the efficiency of those installations, however, remaining comparatively limited. An even lesser effect is to be expected of further storage basins along the remaining tributaries of the Danube in Austria.

If we take account of the structures technically practicable, without considering the financial aspect and the difficulties raised in the interests of wild-life conservation, and assuming an effectivity of the retention basins of 0,25 - 0,50, a reduction of the high water peak of the Danube at Vienna during exceptional events of appr. 1.000 m^3/s would thus be altogether possible. Such a reduction of maximum flood runn-off, adding to this the 400 m^3/s resulting from the structures to be realized during the coming ten years, would mean an important improvement of flood-water conditions of the Danube at Vienna and thus also for the Czechoslovak-Hungarian section of the river. Those measures, however, would have to be realized soon, for the difficulties continue to increase in connection with the development of the valleys, proceeding all the time.

A further, often discussed possibility of reducing peak flood-water flow-off, would also consist in the construction of overflow basins along certain sections of the Danube, which would only be used during exceptionally serious inundations. That might conceiveably reduce flood-waves But then existing flood dams would have to be made considerably higher, which in its turn would entail a number of drowbacks. Above all, medium floods would be considerably raised so that the efficiency of such a measure is very debatable. That may also be the reason why in the General Plan - already completed - for the development of the Austrian Danube such a solution is not envisaged. Thus there is no further need to deal with that point in greater detail.

Summarizing the results of these extensive investigations, the questions posed at the beginning can be answered as follows:

1. The hydraulic structures completed along the Danube and in its catchment area during this century to the end of 1968 result, in the extreme, in an increase of the HQ_{100} in the river profile at

Vienna by appr. 230 m^3/s, and by 200 m^3/s at RHHQ.

2. After the conversion of the Danube into a major water-way has been composted and the reservoirs envisaged have been built the maximum flood run-off will be reduced by appr. 400 m^3/s.

3. By building retention reservoirs in the central areas of flood-water formation, a reduction of the flood-peak of the Danube at Vienna during exceptional floods by appr. 1.000 m^3/s could be achieved. The construction of overflow-basins, on the other hand, can hardly be realized and is not envisaged in the plan for the development of the Austrian Danube either.

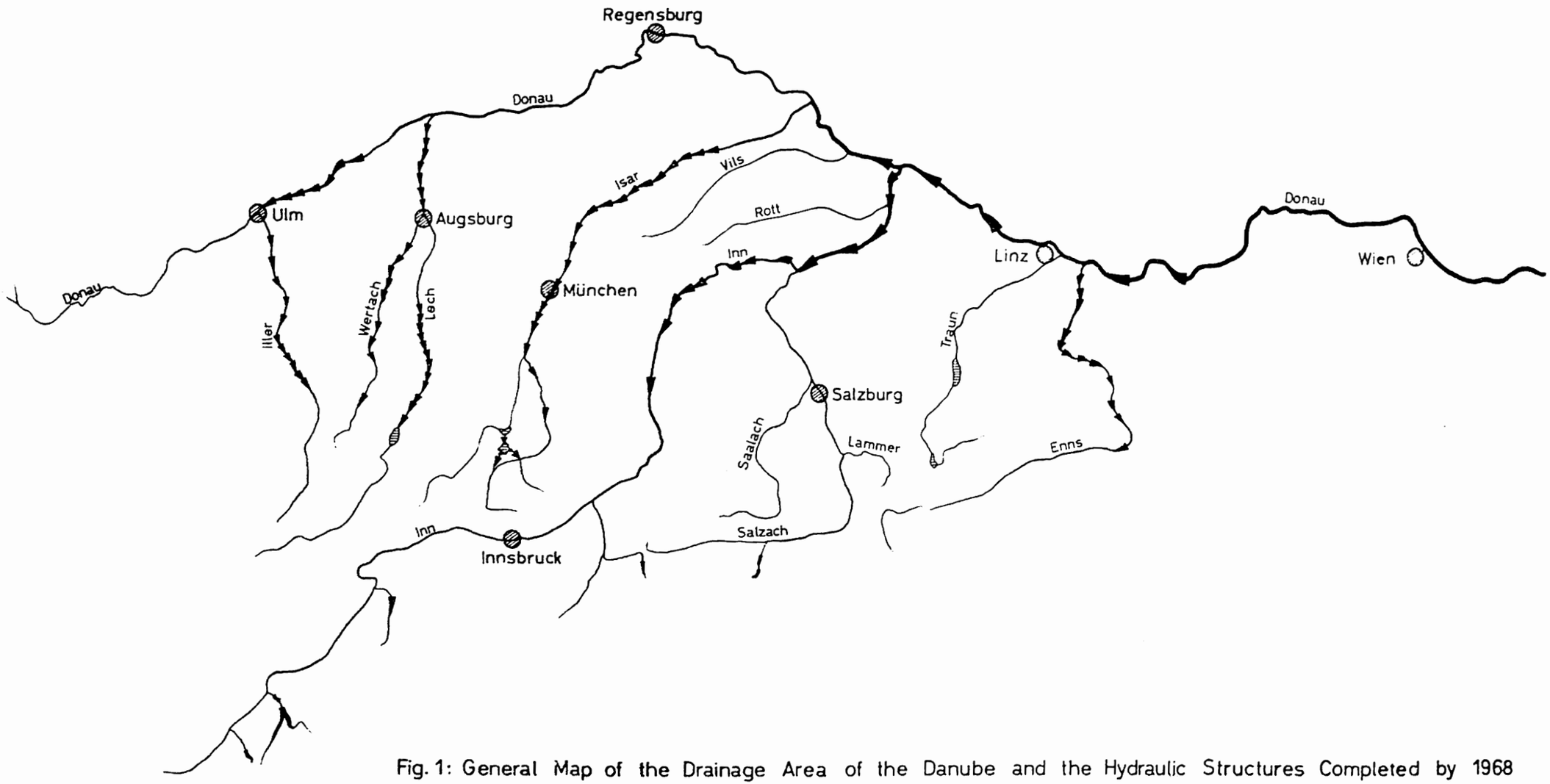


Fig. 1: General Map of the Drainage Area of the Danube and the Hydraulic Structures Completed by 1968

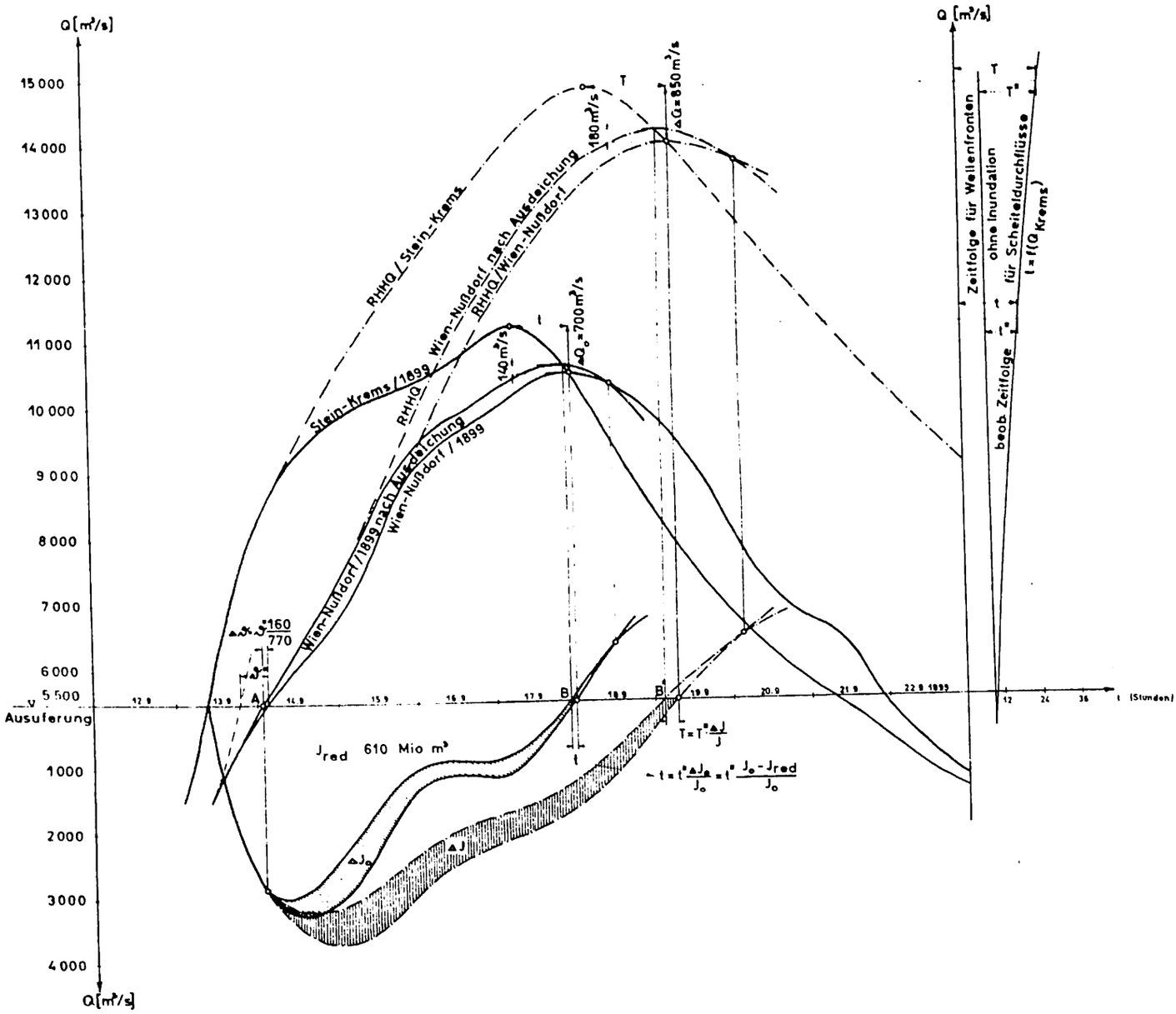


Fig. 2: Raising of Flood Crest Due to Exclusion of Retention Area

ВОЗДЕЙСТВИЕ СИСТЕМЫ ВОДОХРАНИЛИЩ В БАССЕЙНЕ РЕКИ НА УМЕНЬШЕНИЕ ПАВОДКОВЫХ ВОЛН

БРАНИСЛАВ ДЖОРДЖЕВИЧ

кандидат технических наук, Водохозяйственный институт им. Ярослава Черни - Белград

Р е з ю м е

В бассейне реки Велика Морава, правого притока Дуная, поверхность которого составляет около 37 000 км^2, подготавливается строительство 18 водохранилищ состава I фазы комплексного устройства этого водосборного массива. Водохранилища - комплексного водохозяйственного назначения, причем у всех одной из доминирующих задач является ретенция волн паводковых вод и защита от наводнений. Для этой цели во всех водохранилищах предусматривается пространство (емкость) специально для приема и трансформации паводковых волн. Размеры водохранилищ определялись для каждого отдельно, а затем вся система моделирована на электронной вычислительной цифровой машине (ЭВЦМ) и таким образом проводилась проверка действия всех водохранилищ в целостной системе. Для конкретных зарегистрированных волн из минувшего времени, а также для моделированных волн паводковых вод для некоторых гипотетических, но возможно неблагоприятных гидрологических обстоятельств в бассейне проведен анализ совместного действия всей целостной системы водохранилищ и установлены эффекты на уменьшение максимума паводковых волн на критических участках вниз по течению. Подобные анализы допускают усвоение окончательных параметров водохранилищ, а также и усмотрение режима их будущей работы в общей системе.

S u m m a r y

Within the river basin of the Velika Morava, the righthand tributary of the Danube, construction of 18 accumulation lakes on the surface of about 37,000 km^2 is under preparation, which should be an integral part of the first stage construction of that basin massive. The accumulation lakes are for the complex watereconomy assignments with which the retention of high waters waves and protection against flood is one of dominating tasks. To that aim a space(capacity) is envisaged in all the accumulation lakes, specially for reception and transformation of the high waters waves. The dimensions of accumulation lakes are separately determined for each lake, and later on the whole system is modelled upon the electronic computer (EVCM), thus carryng out the check of all the accumulation lakes effects within the whole system. An analysis of mutual effects of the whole system of accumulation lakes has been carried out for the concrete waves registered in the past, as well as for modelling of high waters waves for some hypothetical but maybe unfavourable hydrological conditions in the basin, and the effects have been established for the decrease of the maximum high waters waves along the critical sections downwards the stream. Similar analysis enable that final parameters of accumulation lakes be accepted, and a decision be made upon the future operations within the general system.

ВСТУПЛЕНИЕ

Бассейн реки Велика Морава, правого притока Дуная, с площадью в 37 444 км^2, по своей величине является вторым в Югославии.

Водотоки этого бассейна из-за неустройства и и обнаженности водосборной области характеризуется весьма неравномерным горно-поточным, селевым режимом вод. В полноводье (весна и поздняя осень) протекает около 80 процентов общего годового расхода воды, тогда как вегетационный период является весьма сухим. Принимая во внимание, что водный режим в сильной степени неравномерен, а в бассейне до сих пор не строились более или менее значительные водохранилища, которые могли бы задерживать паводковые воды, защита низовых, плодородных областей весьма трудная, несмотря на строительство защитных дамб. Около

11 процентов сельскохозяйственных площадей постоянно находятся под угрозой наводнений, причем характерно то, что больше всего угрожены сельскохозяйственно наиболее качественные земли и населенные пункты в долинах рек. Помимо этого, в результате неустройства и эрозии бассейна, водотоки транспортируют большое количество наносов. Б.Морава уносит в Дунай около 10 - 15 миллионов тонн за год, а на некоторых частях бассейна в среднем уносится в водотоки и значительно больше 2000 т/км^2/год. Принимая во внимание весьма сложную проблематику этого массива, уже длительное время подготавливается проект комплексного устройства, использования и защиты этого бассейна. Проект предусматривает строительство значительного числа водохранилищ комплексного водохозяйственного обмена, проведение регулировочных работ и антиэрозионных систем и т.д.

Доклад задержится только на некоторых анализах действия системы водохранилищ на трансформацию паводковых волн.

О СИСТЕМЕ ВОДОХРАНИЛИЩ И ИХ РОЛИ В ЗАЩИТЕ ОТ НАВОДНЕНИЙ

Из 106 анализированных водохранилищ, строительство которых экономически оправдано, для первой фазы строительства (до 1985 года) отобрано 18 водохранилищ. Все они имеют многостороннее, комплексное водохозяйственное назначение (орошение, энергетика, снабжение населенных пунктов и промышленности водой, улучшение режима малых вод и т.д.).

Однако, все эти водохранилища, помимо всех или некоторых из своих назначений, имеют еще и одну первенствующего значения задачу - активную роль в борьбе с наводнениями. Для этой цели для каждого из них предусматривается пространство (емкость), специально резервируемое для приема и трансформации паводковых волн.

На рис. 1 схематически показано подобное проектированное водохранилище. Плотины снабжены донным водоспуском большой мощности, активно используемый в периоде эвакуации паводковых волн, а также снабжены водосливом на гребне с затвором или без. На рис. H_V обозначает уровень, выше которого резервируется пространство (емкость) для приема и трансформации паводковой волны.

Величина этого резервируемого пространства зависит от гидрологических и экономических параметров. Гидрологический режим больших вод в течение года не является постоянным, как с точки зрения вероятности появления максимальных расходов (Q_{max}), так и с точки зрения вероятности появления больших объемов паводковых волн (W). Экономические аспекты этого резервируемого пространства прежде всего отражаются в столкновении интересов остальных потребителей водохранилища и в защите от наводнений. Тогда как интерес потребителя вод состоит в том, чтобы водохранилище было как можно полнее (в особенности выражен интерес энергетики из-за увеличенного энергетического напора), а также в том, чтобы как можно меньше воды проходило неиспользовано, интересы защиты от наводнений требуют, чтобы часть водохранилища была мобильной в течение всего периода, в котором возможно появление паводковых вод, а также, чтобы интенсивно использовались донные водоспуски в периоде появления паводка с тем, чтобы паводковая волна была трансформирована с возможно большим успехом. В этом столкновении интересов наиболее подходящее решение получается методами оптимизации, что является предметом особого доклада на этом собрании /1/. Принимая во внимание изменчивость по времени, как гидрологических влияний, так и экономических параметров, величина пространства резервируемого для защиты от наводнений меняется в течение года так, что можно написать, что максимальный рабочий уровень водохранилища функция времени (рис. 2)

$$H_V = f(t)$$

Определение этого пространства (емкости) следует проводить еще в фазе проектирования параллельно с решением столкновения интересов всех потребителей водохранилищ. Этим получаются необходимые элементы для разработки диспетчерских планов использования водохранилищ. Эти планы в сущности представляют собой динамические планы эксплуатации находящиеся в распоряжении пространства (емкости) водохранилища, в рамках которых усматриваются возможности удовлетворения потребностей в воде всех потребителей водохозяйственного комплекса. На рис. 2 схематически показано направление интересов защиты от наводнений и остальных потребителей вод разработки диспетчерского плана использования водохранилищ. Опыт в решении этой проблемы при изучениях комплексного устройства в бассейне реки Б.Морава показал, что при анализах необходимо пройти через два этапа:

- В первом этапе для каждого водохранилища в отдельности определяются емкости водохранилища всех потребителей вод в соответствии с поставленными условиями с величине и динамике потребления, а также и о необходимой обеспеченности работы системы. Особо проводится анализ пространства (емкости) для защиты от наводнений и различные варианты диспетчерских планов использования водохранилищ, рассматривая их изолированно.
- Во-втором этапе проводится анализ функционирования всей системы водохранилищ как единого целого в целях проверки совместного действия в периоде паводковых вод. На основании проверки функционирования всей системы проводится корреигирование резервированных емкостей и исправление диспетчерских планов, а в целях определения варианта, при помощи которого осуществляется наиболее благоприятные эффекты в защите от наводнений угроженных районов. Эта другая проблема решается моделированием всей системы водохранилищ на ЕВЦМ. Доклад задержится на моделировании системы водохранилищ определенной конфигурации в бассейне реки Б.Морава и результатах проверки эффектов, достигаемых этими водохранилищами в периоде паводковых вод.

МОДЕЛИРОВАНИЕ СИСТЕМЫ ВОДОХРАНИЛИЩ НА ЭЛЕКТРОННОЙ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОЙ ЦИФРОВОЙ МАШИНЕ / ЭВЦМ /

Моделированием системы водохранилищ на ЭВЦМ решаются в фазе проектирования следующие вопросы в связи и с планировкой защиты от наводнений:

1. Проводится выбор оптимального состава (конфигурации) системы в целом.

2. Определяются оптимальные элементы объектов системы (размеры водохранилищ, мощность эвакуационных и других органов, элементы регулировочных объектов на регулированных участках водотока вниз по течению от водохранилищ и т.д.).

3. Проводится анализ наиболее пригодной стратегии работы всех объектов в системе, при помощи которой (стратегии) достигается оптимальное улучшение водного режима.

4. Усматриваются эффекты воздействия водохранилищ на уменьшение гребней паводковых волн для различных режимов работы водохранилища и различных неблагоприятных гидрологических обстановок в бассейне реки.

В фазе эксплуатации всей системы или ее построенной части моделированием системы решаются следующие важные проблемы:

5. Проводится оптимизация распределения находящегося в распоряжении водного ресурса на базе долгосрочных, постоянного коррегирования прогнозов притока воды (долгосрочный диспетчинг).

6. Дается возможность для принятия быстрых решений по управлению в периоде прихода паводковых вод, в целях достижения наиболее благоприятных водохозяйственных эффектов (краткосрочный диспетчинг). Выбор оптимального режима работы системы в периоде паводковых вод базируется на краткосточных гидрологических прогнозах.

В докладе показано моделирование системы водохранилищ вполне определенной конфигурации. Главной целью этого анализа были задачи перечисленные в предыдущем перечне под пунктом 2, 3 и 4. Конфигурация (состав) системы водохранилищ выбрана другими предшествующими изучениями. Схематическая модель для моделирования дана на рис. 3.

Основными гидрологическими процессами системы водохранилищ, моделирование которых проводится математической моделью, являются:

- Генерирование волн паводковых вод или детерминирование волн зарегистрированных паводковых вод из прошлых времен (генерированные синтетические волны и зарегистрированные волны паводковых волн являются основой всех последующих анализов),

- Распространение волн в естественных руслах,

- Трансформация волн паводковых вод в водохранилищах,

- Суммирование волн во всех средоточиях моделированной системы.

Подход моделированию системы был следующим. Прежде всего реализована математическая модель, при помощи которой аналитически определено формирование и распространение волн паводковых вод в естественных условиях. При помощи модели возможно на основании начальных данных получение соответствующих гидрограмм на выбранных характерных профилях в гидрографической сети. Затем проведено испытание этой модели сопоставлением с конкретными волнами из прошлых времен. В этом конкретном случае получено весьма хорошее согласование. Затем проверенная таким образом модель расширяется введением водохранилищ на заранее утвержденных профилях. Этим получена эластичная математическая модель, при помощи которой моделирован весь гидрологический процесс, начиная от генезиса паводковых волн, распространением волн в естественных условиях, трансформации в водохранилищах, затем распространение на низовых участках и т.д. Варьированием конструктивных и параметров управления водохранилищ (мощность водоспуска, объем резервированного пространства и т.д.) усматриваются соответствующие эффекты на расплестывание паводковых волн, что дает возможность методами оптимизации отобрать наиболее пригодные решения с точки зрения защиты от наводнений. Логическая блок-- схема всей моделированной системы дана на рис. 4.

Генерирование паводковых волн

В своем докладе на этом собрании д-р С.Йованович (2, гл. 2) подробно показал способ моделирования паводковых волн. Поэтому метод не будет здесь повторяться, будет только отмечена основная концепция. Имея в виду местоположение водохранилищ и существующих гидрологических станций, весь бассейн реки разделен на 30 подбассейнов реки и для всех их анализом находящегося в распоряжении гидрологического материала определены единичные гидрограммы /2/. Затем аналитически установлен режим распространения гидрограмм ко всем вниз по течению характерным профилям в гидрографической сети, вплоть до устья Моравы. Затем создан модель бассейна реки в естественном режиме, при помощи которой варьированием высоты, продолжительности и распределения дождей на отдельных частях бассейна можно получить неограниченное число синтетических гидрограмм для каждого из 30 наблюдаемых подбассейнов и каждого усвоенного профиля в гидрографической сети.

Для упомянутого анализа действия системы водохранилищ из прошлых времен использовано значительное число неблагоприятных изогиетических обстановок из прошлых времен, на основании которых генерированы соответствующие паводковые волны. Точно также, использовано значительное число конкретных волн из прошлых времен (например, одна из исключительно неблагоприятных паводковых волн появилась в 1965 году, и она особо рассматривается в этом докладе).

Расчет распространения волн

Принимая во внимание качество данных, находящихся в распоряжении, и ожидаемую от математической модели точность, расчет распространения волн проведен при помощи квазистационарного метода. Учитывая, что этот метод известен, не будет подробно обосновываться. Динамическое уравнение, пренебрегая исходным членом и скоростной высотой, сводится на формулу ШЕЗИ, которая физически представляет кривую расходов -

$$Q = Q(H).$$

Принимая во внимание соотношение $W = W(H)$, динамическое уравнение можно заменить соотношением

$$W = W(Q),$$

т.е. уравнением, которое дает емкость речного русла в функции расхода. Принимая это во внимание, трансформация волн на участке между профилем 1 и 2 сводится на решение уравнения непрерывности -

$$\frac{dW}{dt} = Q_1 - Q_2.$$

Кривые объема $W = W(Q)$ для всех участков, для которых проводится расчет трансформации, установлены на базе баланса волн на входном и выходном профиле участка. Анализ проведен для значительного числа волн, а затем проведено усреднение этих кривых.

Проверка модели в естественном состоянии

Проверка установленной таким образом математической модели проведена двумя способами: путем единичных гидрограмм и сопоставлением вычисленных и зарегистрированных паводковых волн из мая 1965 года. Эти испытания (подробнее в 2) дали хорошее согласование и подтвердили, что модель является типичной и представительной для рассматриваемого бассейна реки.

Трансформация в водохранилищах

Модель бассейна в естественном (нынешнем) состоянии расширена дальше введением проектированных водохранилищ на всех предусмотренных профилях (рисунок 3). Волна паводковых вод $Q(t)$ найдя на водохранилище, начинает заполнять резервированное пространство, причем одновременно, в соответствии с прогнозом волны на входе, начинается открывание донного водоспуска и выпуск известного расхода q (t). Водоспусками можно управлять, и они в комплексной системе представляют параметри управления. Изменение состояния водохранилища дано уравнением

$$\frac{dV}{dt} = Q - q.$$

Управление водоспусками проводится следующим способом. Волна, по правилу, находит на уровень H_V в водохранилище, выше которого находится резервированное пространство (емкость) для защиты от наводнений. Согласно прогнозу волны на входе, донный водоспуск открывается постепенно или стремительно, и осуществляется эвакуация $q_e(t)$. Поскольку прогноз лучше и своевремен, соответствующим использованием донного водоспуска дается возможность предварительной сработке уровня в водохранилище, и этим создаются условия для еще более успешной трансформации волны на входе.

Поскольку резервированное пространство в водохранилище заполнится, начинается и сброс через водослив на гребне $q_p(t)$ так, что в этом случае общие расходы на выходе из водохранилища

$$q = q_e + q_p.$$

Расходы q_e и q_p высчитываются на основании известных гидравлических отношений, интерполяция которых в анализируемой модели дается более подробно в другом докладе на этом собрании /1/. Следовательно, на основании усвоенного режима работы водоспуска проблема трансформации сводится на решение следующего дифференциального уравнения:

$$\frac{dV}{dt} = \begin{cases} 0 & ; \text{для } t < t_k \\ Q(t) - q_e(t) & ; \text{для } t > t_k,\ H \leq H_p, \\ Q(t) - q_e(t) - q_p(t) & ; \text{для } t > t_k,\ H > H_p, \end{cases}$$

где: t_k - момент когда водоспуск полностью открыт,
H - уровень воды в водохранилище в данный момент.

Учитывая местоположение водохранилищ в бассейне, особо гидравлически рассматривались водохранилища с затворами и без затворов.

Исходные параметры для водохранилищ: H_V, H_p, H_e (рис.1), минимальный рабочий уровень, мощность донного водоспуска q_e'; уровень, на котором находится волна; ширина водослива и параметры затвора, данные об основном расходе (более подробно в 2), наглядная зависимость $H \rightarrow V$ для каждого водохранилища, максимально допускаемый уровень в водохранилище H_m.

Учитывая, что модель эластична, варьированием этих параметров для какого угодно водохранилища можно усмотреть соответствующие последствия на распластывании паводковой волны на каком-нибудь характерном профиле вниз по течению. Также можно усмотреть роль каждого водохранилища в отдельности на снижении волны в отдельных неблагоприятных изогиетических обстановках.

Логическая блок-схема конечной модели системы с водохранилищами дана на рис. 4.

ОБ ЭФФЕКТАХ СИСТЕМЫ ВОДОХРАНИЛИЩ НА СНИЖЕНИИ ПАВОДКОВОЙ ВОЛНЫ

Проверка функционирования системы водохранищ проведена на некоторых конкретных зарегистрированных волнах из прошлых времен, а также на значительном числе синтетических (генерированных) волнах полученных для отдельных исключительных атмосферно - осадочных обстановках в бассейне реки. В работе будет показано воздействие проектированной системы водохранилищ на снижение волны из мая 1965 года.

Половодье, которое в 1965 году захватило бассейн р. Западна Морава, представляет собой самые большие зарегистрированные паводковые воды на этой

водосборной площади. Вероятность появления этой волны, в зависимости от профиля, составляет p = 2% до p = 0,2%. Описанная математическая модель бассейна и система водохранилищ дали возможность установления эффекта, который был бы осуществлен в защите от наводнений, если бы проектированная система водохранилищ была построена. На рис. 5 - 9 показаны эффекты снижения волн на некоторых характерных профилях в бассейне реки Западна Морава. На рис.5 видны эффекты трансформации волн в одном водохранилище в верхней части бассейна (№ 9 на рис. 3). Из множества выполненных вариантов показаны эффекты, которые достигаются для двух уровней резервированного пространства для защиты от наводнений и в случае когда донный водоспуск сравнительно ограниченной мощности. Анализы показали, что в этом конкретном случае можно значительно увеличить эффективность этого водохранилища, поскольку будет предусмотрен водоспуск более крупной мощности, который бы допустил быструю сработку уровня в водохранилище в соответствии с прогнозом прихода волны.

На рис. 6 параллельно показано действие водохранилищ № 1, 2, 3 и 5 на распластывание волны из 1965 года в контрольном профиле Г.М. (рис.3), который тоже находится в верхней части бассейна. Показ этот относится к случаю, когда не рассчитывали на прогноз волны на входе и предварительные маневры донного водоспуска, которыми проводится сработка водохранилища. Но все-же, несмотря на не совсем благоприятную работу водохранилища в этом варианте, гребень паводковой волны был бы снижен на 60% первоначального, если бы водохранилища были всей своей резервированной емкостью готовы для приема паводковой волны. Поскольку только 50% предусмотренного пространства для защиты от наводнений было опорожнено, эффект был плохим (кривая 3). Показаны и эффекты трансформации в случае когда пространство для защиты в момент прихода волны было полностью заполнено во всех водохранилищах, но этот случай нельзя было реально ожидать в эксплуатации (кривая 2). На рис. 7 показаны эффекты проектированных водохранилищ вверх по течению от профиля K_p. Эффекты в процентуальном смысле немного хуже из-за значительной неконтролируемой площади водосбора. Рис.8 документирует большое значение водохранилища Л в нижней части реки Ибра. Это водохранилище из-за своего положения в системе и большой емкости имеет решающую роль в ретенции вод Ибра и представляет собой один из объектов, имеющих первенствующее значение, во всей системе. Благодаря успешной ретенции вод в этом водохранилище и влиянию остальных водохранилищ вверх по течению, достигается весьма значительное распластывание паводковой волны в профиле "J" (рис. 8). В случае если бы резервированные пространства (емкости) были полностью готовы для своей защитной роли, гребень волны из 1965 года был бы уменьшен почти за половину (51 процент Q_{max} паводковой волны из 1965 года). И наконец, на рис. 9 показан эффект всех 9 водохранилищ в бассейне реки Западна Морава на снижении паводковой волны у ее устья. Очевидно, что суммарный эффект этих водохранилищ вполне удовлетворяет.

При анализе действия системы водохранилищ на снижение паводковых волн особо анализировалось влияние местоположения и мощности эвакуационных органов. Одно из заключений было бы, что необходимо, чтобы донные водоспуски были довольно большой мощности (верхним лимитом является пропускная способность русла вниз по течению) и этим дана возможность быстрой сработке уровня в водохранилище непосредственно перед и за время прихода паводковых волн (подробнее в 5). На рис. 10 и 11 показаны только некоторые из анализов проведенных для одного водохранилища (№ 19 на рис. 3). Отношение пиков волны на входе Q_{max} и волны на выходе (трансформированной) $t_R Q_{max}$ дано в функции емкости резервированного пространства и установленной мощности водоспуска:

$$\frac{Q^{t_R}_{max}}{Q_{max}} = (V_{Rez}, Q_{ev}).$$

Оба приложения поучительно документируют значение величины Q_{ev} для снижения паводковой волны в изолированном водохранилище. Мощные водоспуски на плотинах, однако, дают возможность и системе в целом получить в качестве, с точки зрения защиты от наводнений. Моделирование системы показало, что такая система достаточно эластична для того, чтобы могла соответствующим управлением приспособиться к атмосферно-осадочной обстановке данного момента. Манипулируя донным водоспуском и учитывая распластывание волны и избежание суммирования пиков, можно получить значительно более благоприятный эффект воздействия системы с водоспусками, размеры которых определены подобным образом.

Для того чтобы проектированная система могла быть максимально использована для защиты от наводнений необходимо усовершенствовать существующую модель, чтобы могла послужить для прогноза прихода паводковой волны. Значение прогноза для действия всей системы более подробно рассматривается в трудах /3, 4, 5, 6/, а частично и в /1/, напр. рис.3. В целях оптимального использования предусмотренной системы, а также для создания условий для постепенного ввода управления системой при помощи вычислительной машины автоматического управления работой системы водохранилищ, предусмотрена система непрерывного накопления следующих информаций с водосборной площади: 1/ Осадки на метеостанциях компетентных для краткосрочных прогнозов (станции расположены на водосборных площадях над водохранилищами); 2/ Уровни на характерных профилях в гидрографической сети; 3/ Расходы на профилях у входа в водохранилища; 4/ Состояние (уровни) водохранилищ; 5/ Положение эвакуационных органов. Сбор этих информаций проводился бы непрерывно, а передача их в главный диспетчерский центр выполнялась бы через четыре иерархические ступени (уровни).

Заканчивая эту работу, подчеркнем следующие преимущества модели бассейна.

1. Модель дает возможность испытания большо-

го числа вариантов конфигурации (состава) системы и ее действие в период паводковых вод.

2. Весьма быстро устанавливаются последствия некоторых изменений, которые бы были введены или которые бы возможно наступили в системе.

3. Легко устанавливается роль и значение отдельных составных элементов системы для снижения паводковых волн.

4. Дана возможность для принятия оптимальных оперативных решений в установлении критических гидрологических обстановок в бассейне.

Моделированием бассейна еще в фазе проектирования испытывается эффективность, надежность и экономичность водохозяйственной системы, чем можно прийти к оптимальному решению, как в отношении конфигурации (состава), так и в отношении положения и величины отдельных ее составных элементов.

+++

На выборе и разработке модели бассейна реки В.Морава работал исследовательский коллектив, в котором, помимо автора, принимали участие Славкюб Йованович, доктор технических наук и Миливое Брайкович, инженер. Автор особую благодарность выражает товарищу Серафиму Оприцовичу, инженеру, который не только весьма успешно руководил обработкой в Вычислительном центре Математического института, но и творчески участвовал в реализации концепции модели. И наконец, это весьма объемная задача реализована благодаря полному пониманию и поддержке со стороны руководителей Дирекции по регулированию бассейна реки В.Морава.

Литература

1. Оприцович С. и Джорджевич Б. Оптимизация пространства в водохранилище предназначенном для защиты от наводнений. 5-I конференция Придунайских стран по гидрологическим прогнозам, 1969 год.

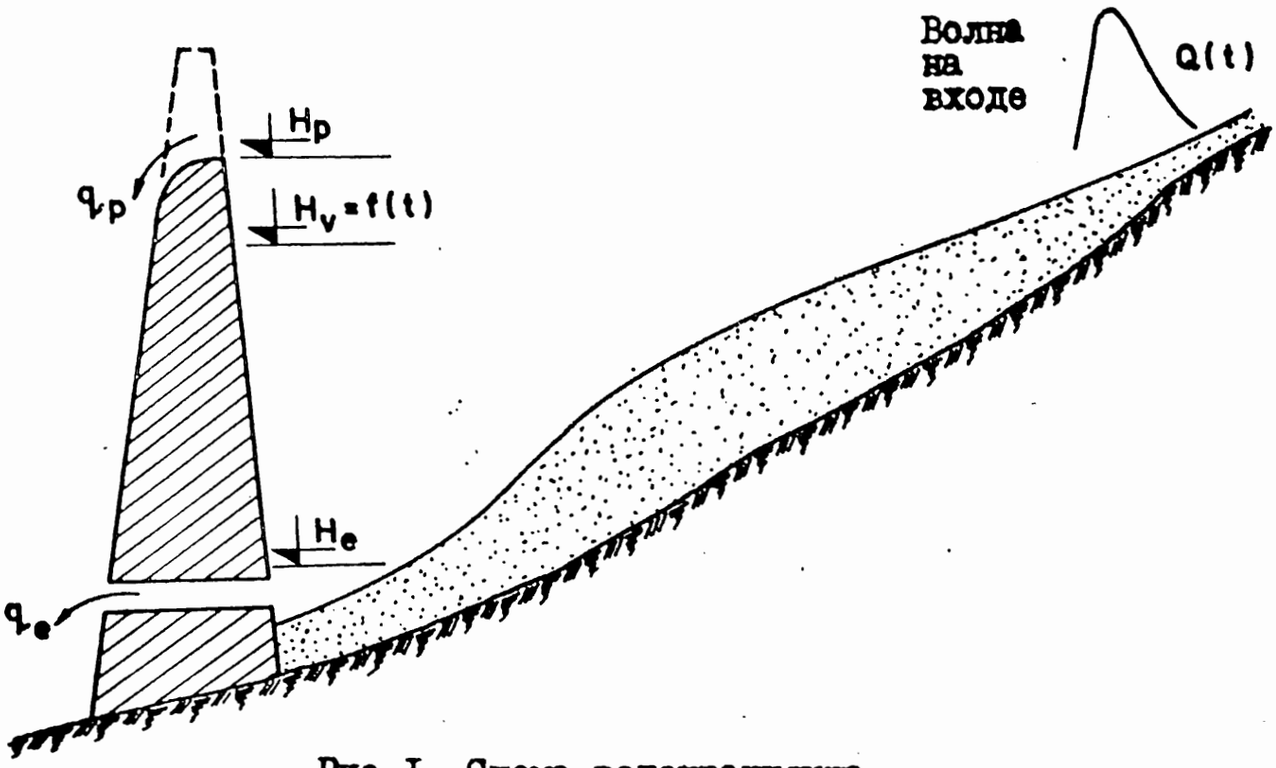


Рис.I. Схема водохранилища

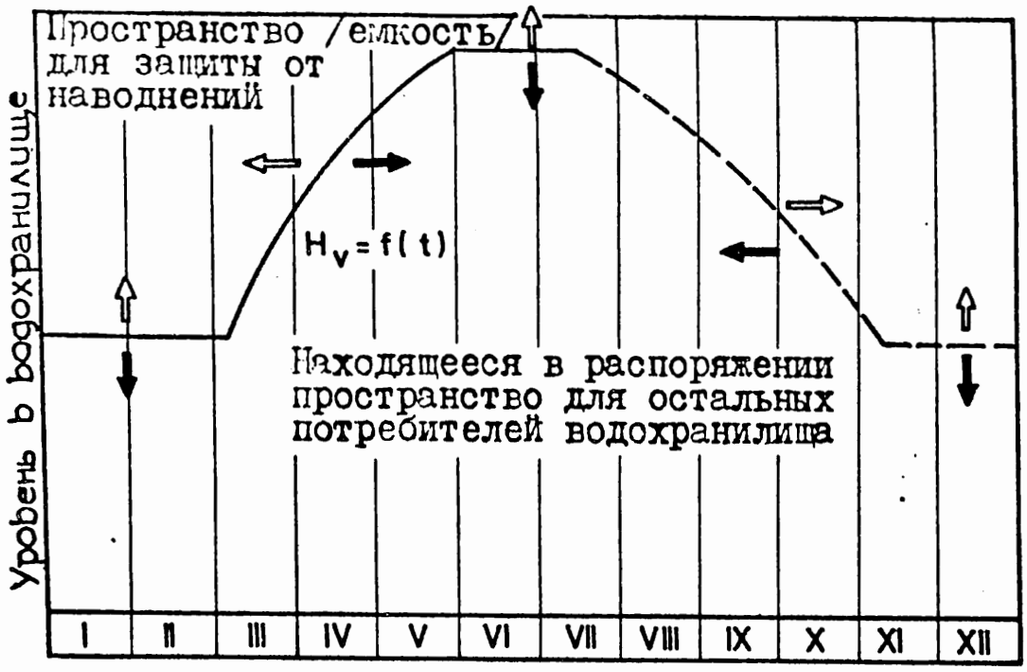


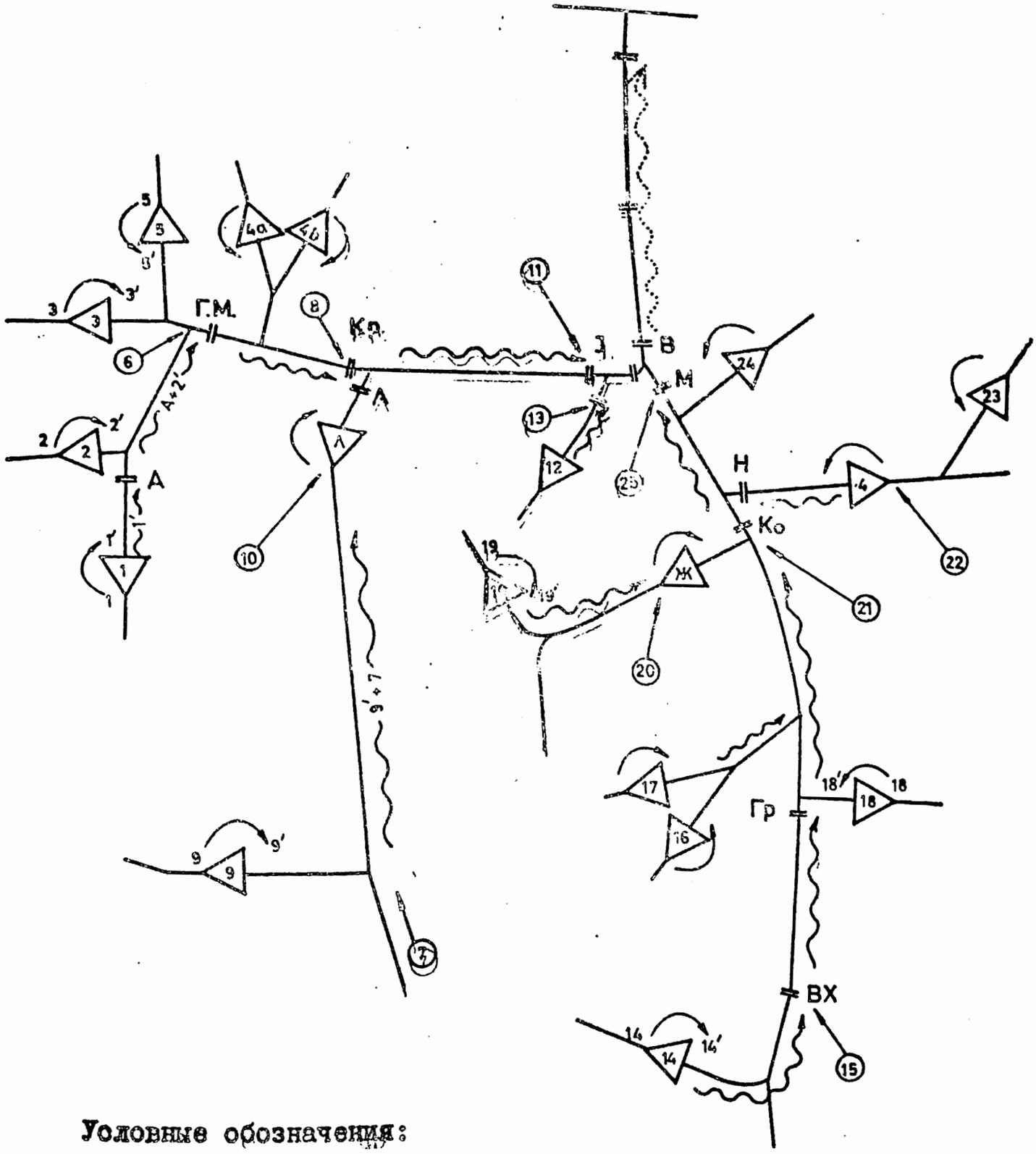
Рис.2. Схематический показ направления интересов защиты от наводнений и остальных потребителей воды при разработке диспетчерского плана использования водохранилища

Направление интересов движения внешней огибающей:

→ - защиты от наводнений

⇨ - остальных потребителей водохранилища

Рис.3. Схематизирование бассейна реки для моделирования



Условные обозначения:

- 10 — Водохранилище
- 10 10' — Трансформация волны паводковых вод в водохранилище
- 10 — Дополнительная гидрограмма с промежуточного бассейна
- Распространение и трансформация в открытом водотоке
- Контрольные пункты в гидрографической сети

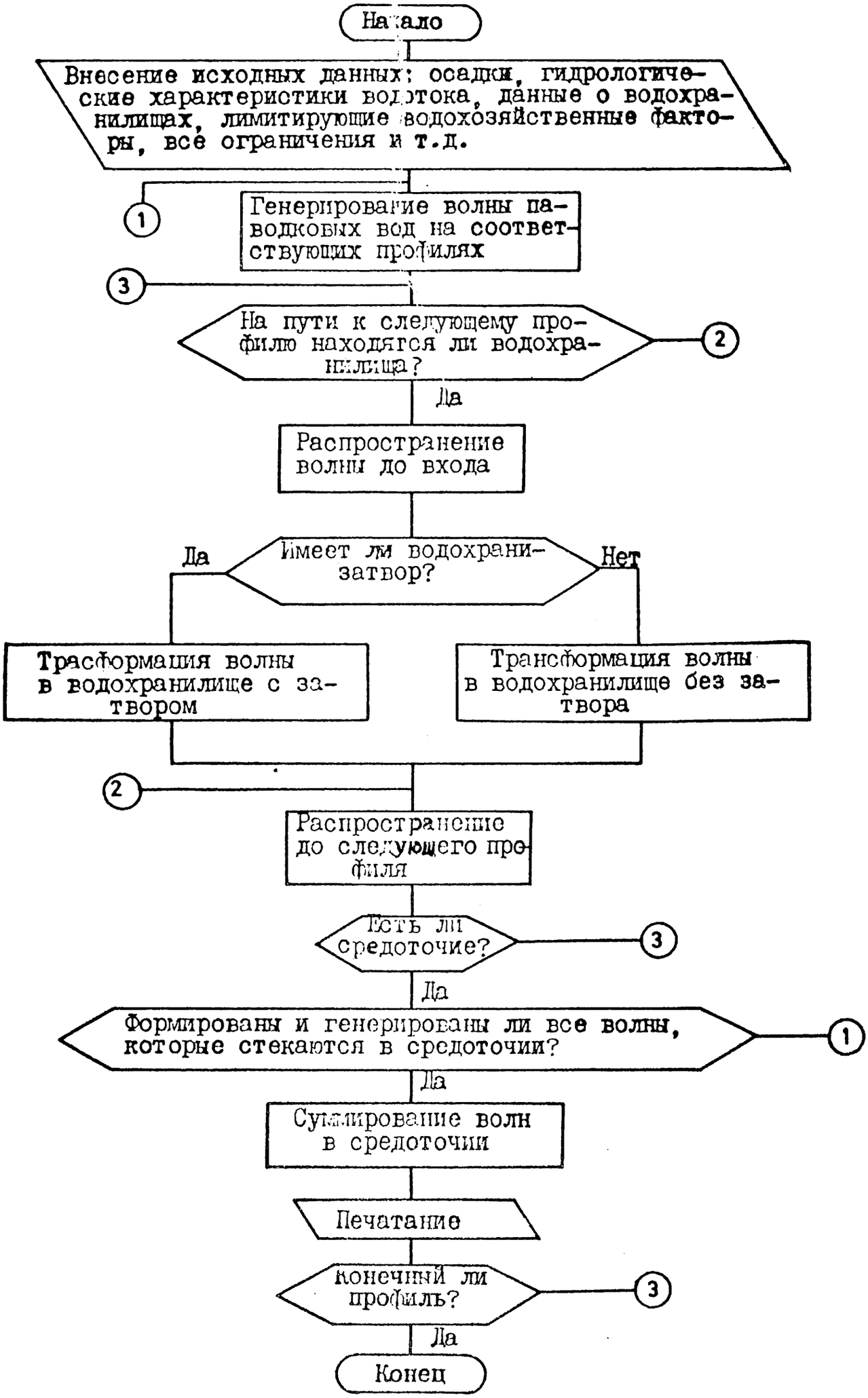


Рис.4. Логическая блок-схема математической модели

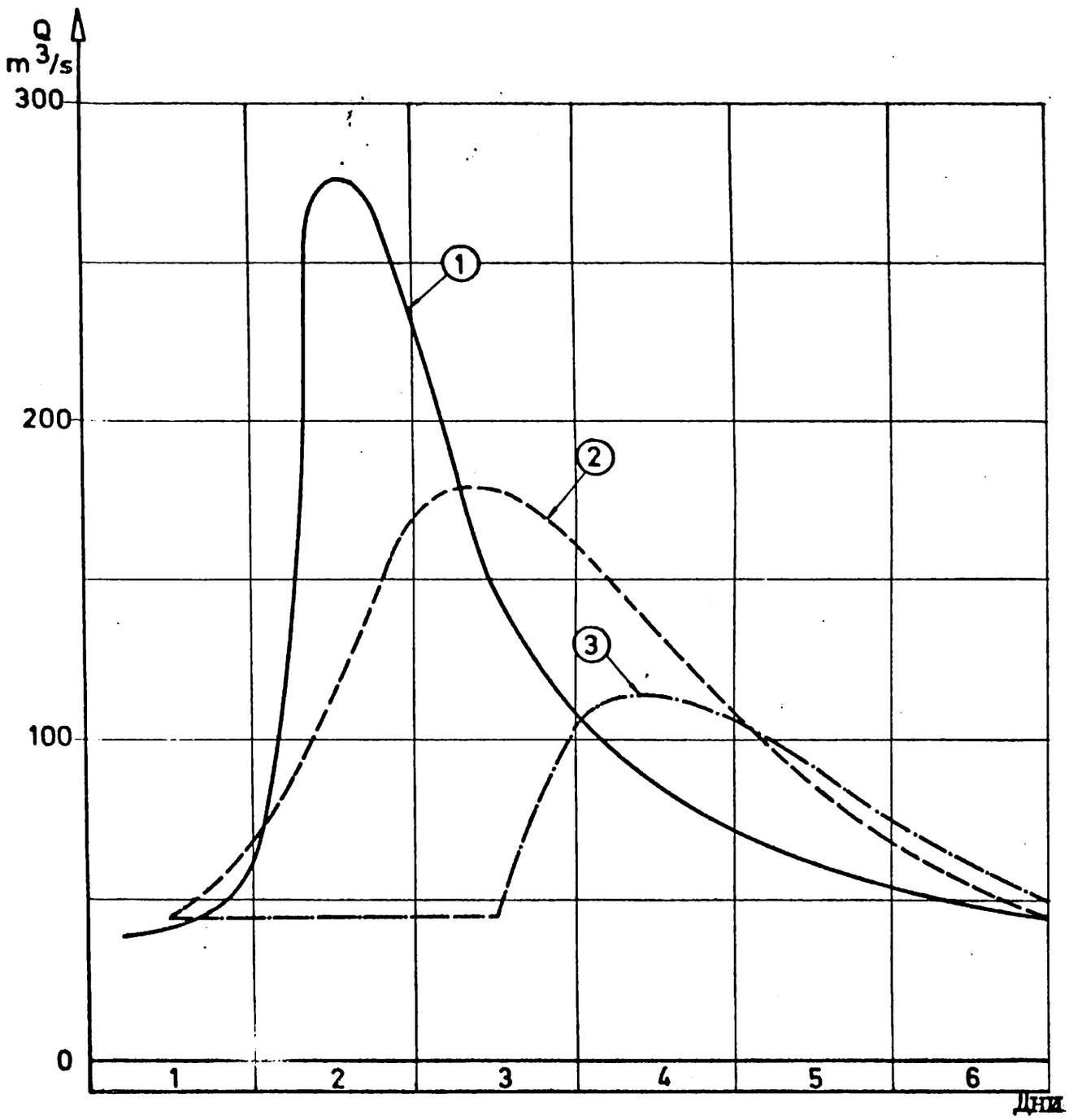


Рис.5. Трансформация волн из мая 1965 года в водохранилище № 9

I – Зарегистрированная волна из мая 1965 года
2 – Трансформация для H_v = 688 м над ур.м.
3 – " – H_v = 690 м над ур.м.

Рис.6. Снижение волны паводковых вод из 1965 года в профиле Г.М. /см.рис.3/ наступило воздействием проектированных водохранилищ I, 2, 3, 5.

Обозначения:

I – Зарегистрированная волна из 1965 года
2 – Трансформация в случае когда водохранилища были полностью заполнены
3 – Случай когда резервированное пространство было заполнено 50%
4 – Случай когда волна вкатывается в пустое резервированное для защиты пространство

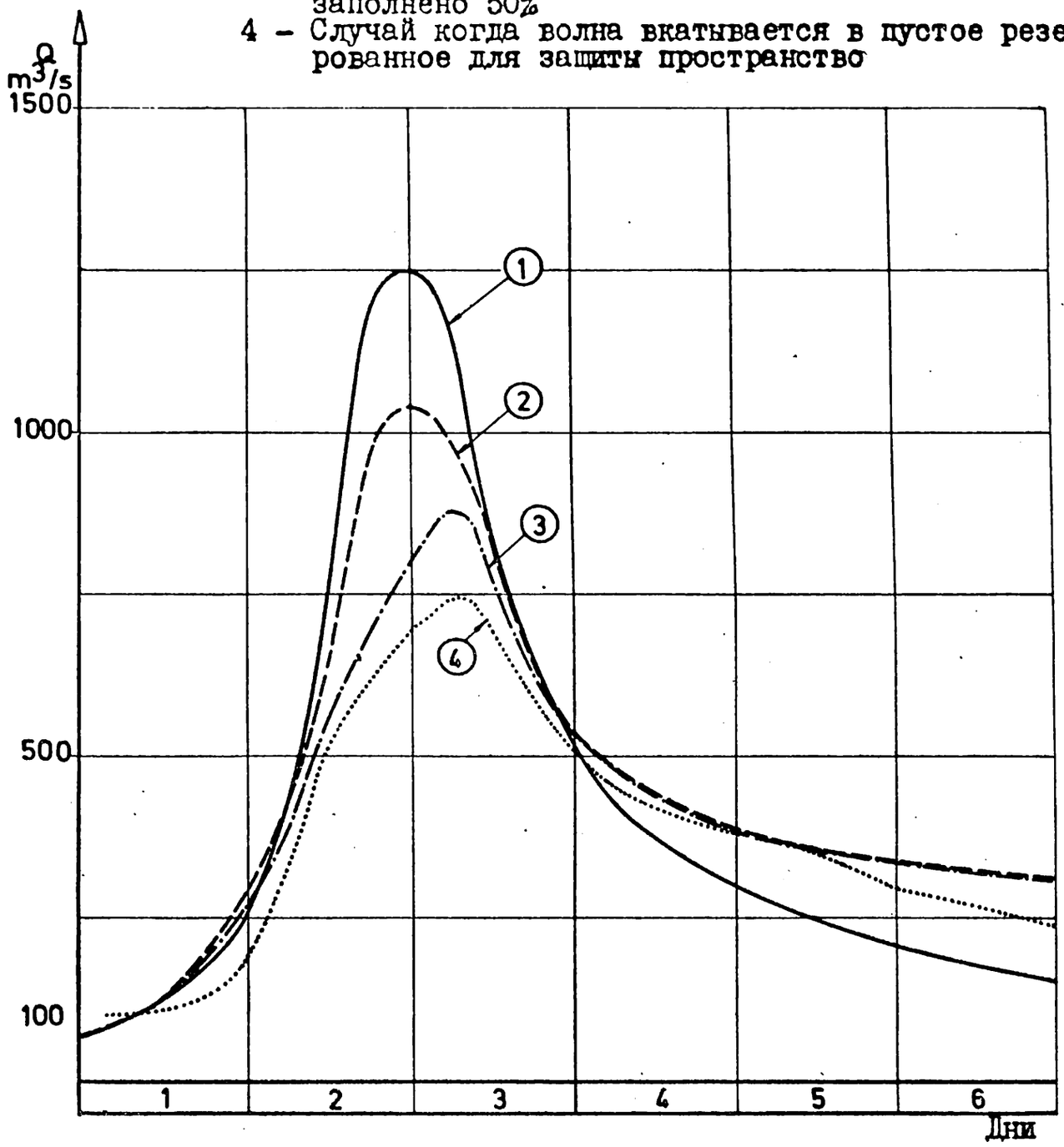


Рис.7. Снижение волны из 1965 года в профиле Кр, которое настпило бы вследствие воздействия водохранилищ предусмотренных вверх по течению от этого профиля

Обозначения как и на рис.6.

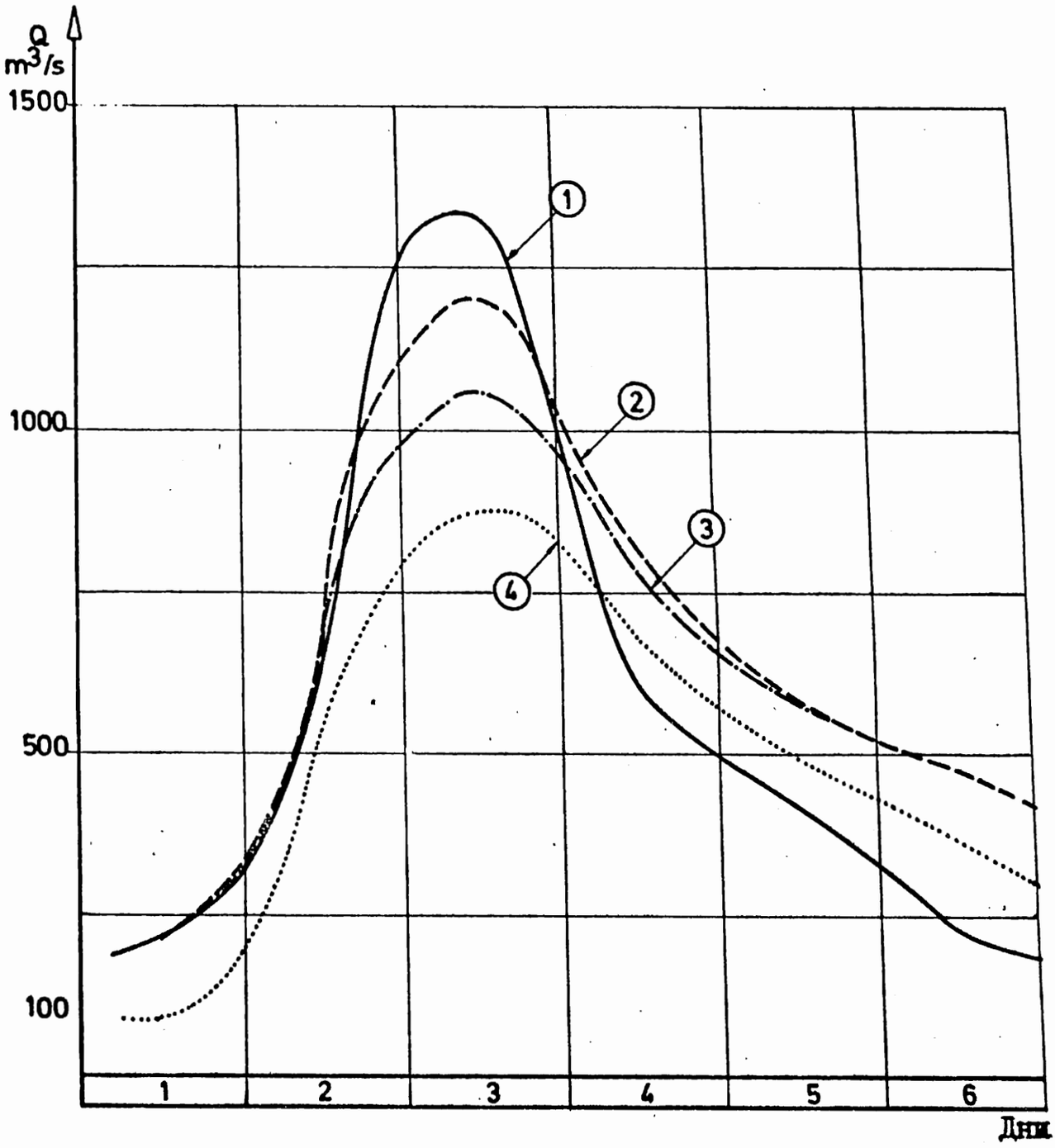


Рис.8. Снижение волны из 1965 года в профиле "J" наступило вследствие воздействия проектированных водохранилищ вверх по течению от этого профиля.

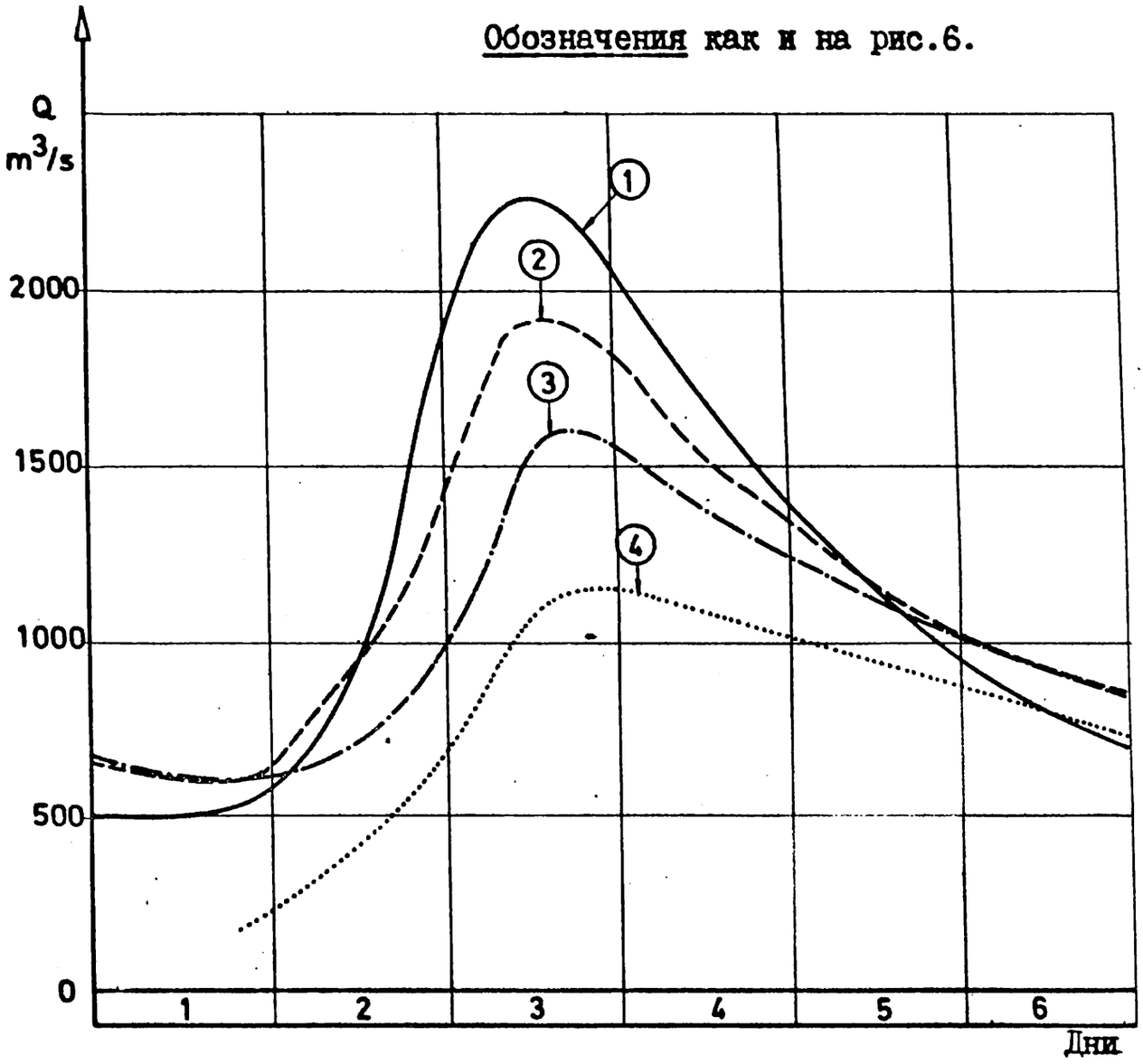


Рис.9. Снижение волны из 1965 года на устью реки Западна Морава наступило воздействием 9 проектированных водохранилищ на этом бассейне.

Обозначения как и на рис.6.

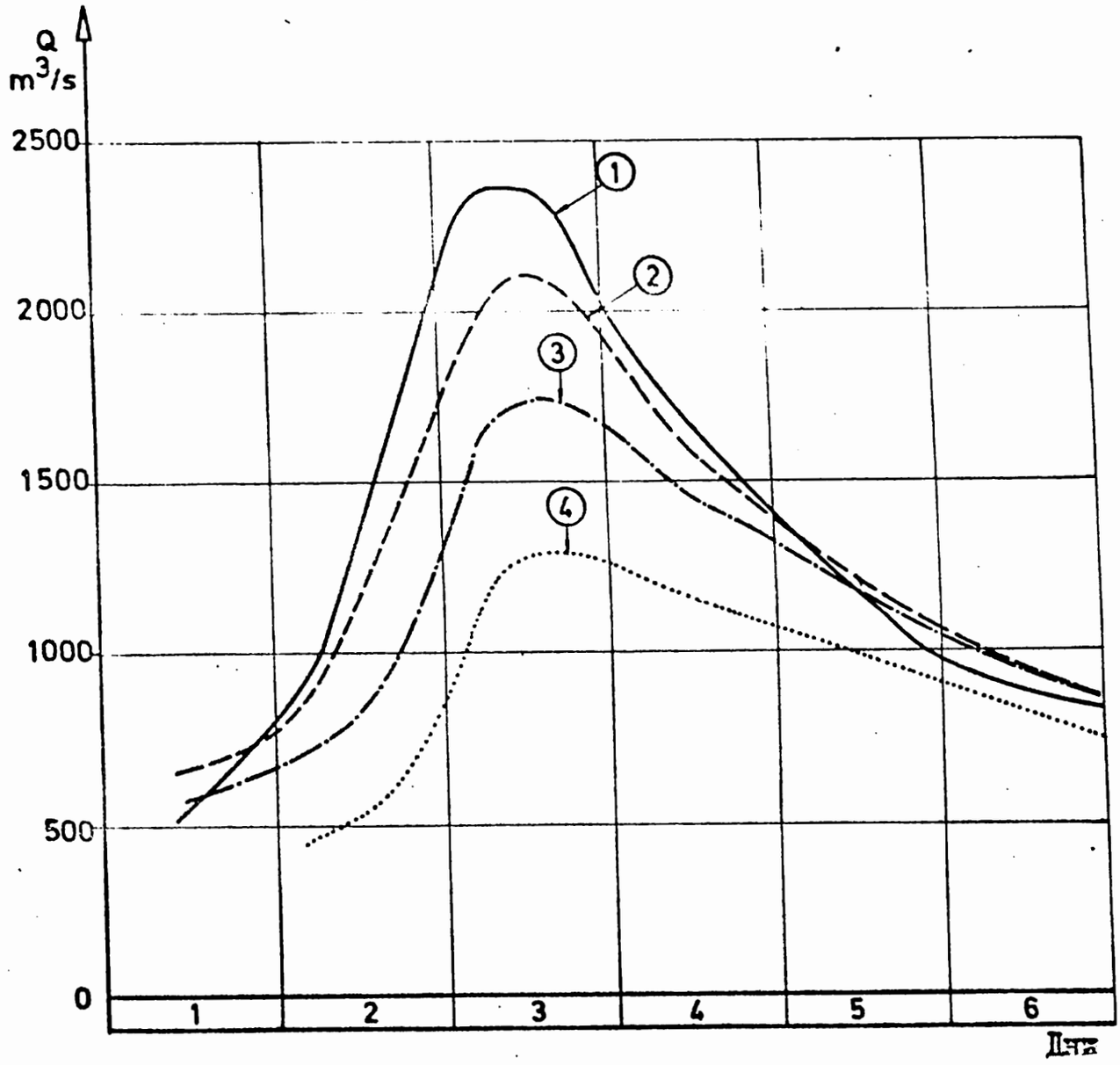


Рис.10. Эффект ослабления волны вероятности p = 2% в водохранилище /№ 19/ в функции резервированной емкости для приема паводковой волны и мощности донного водоспуска

Q_{max} – максимум волны в естественном состоянии

Q_{max}^{tr} – максимум трансформированной волны

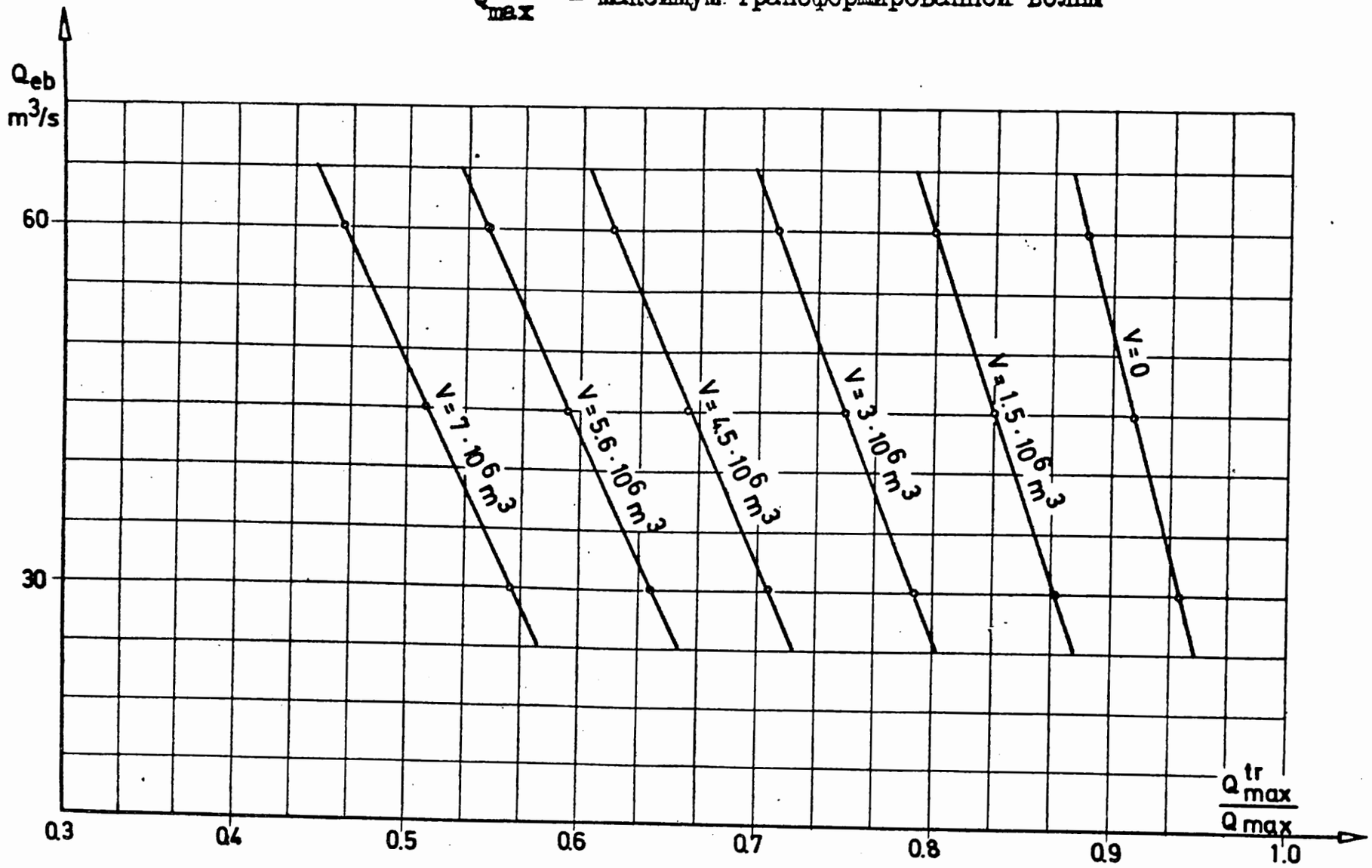
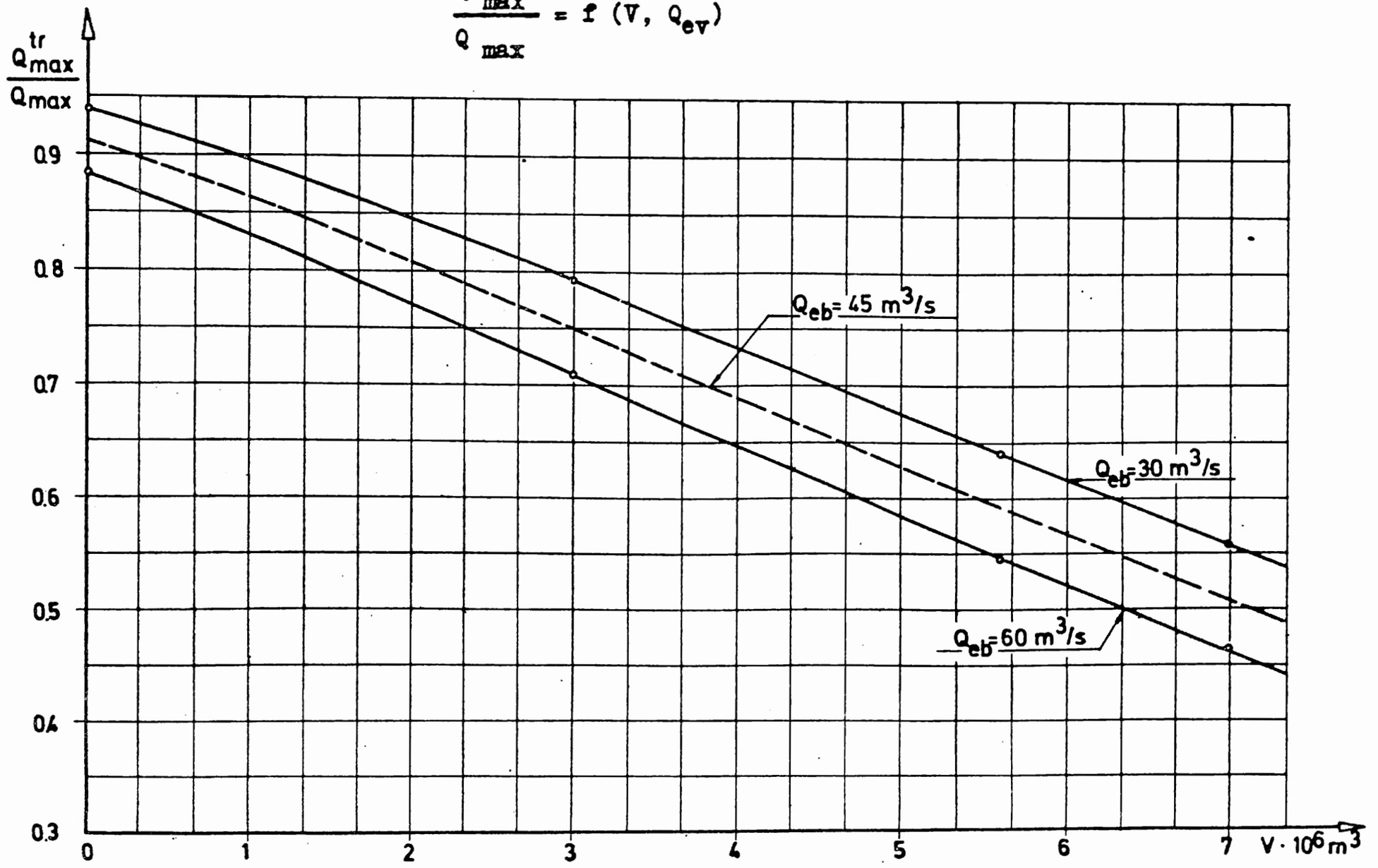


Рис.II. Эффект ослабления волны вероятности p = 2% в функции находящейся в распоряжении емкости в резервированном пространстве и мощности донного водосуска /водохранилище № I9/

$$\frac{Q^{tr}_{max}}{Q_{max}} = f\,(V,\ Q_{ev})$$



ПРОГНОЗ ВОДНОГО РЕЖИМА НА ЗАРЕГУЛИРОВАННЫХ УЧАСТКАХ РЕК

А.П.ЖИДИКОВ, А.Г.ЛЕВИН, Н.С.НЕЧАЕВА
Гидрометеорологический научно-исследовательский центр СССР - Москва

Р е з ю м е

Прогноз базируется на применении инженерных методов расчета неустановившегося движения воды, в основе которых лежит использование 2-х параметрической функции влияния и кривых объемов.

Параметры, входящие в уравнения, определяются по материалам наблюдений или подбором. Подбор параметров осуществляется при помощи электронных моделирующих машин, с учетом критериев оптимизации.

Используя указанные методы, разработана схема прогноза движения паводочной волны на участках различных рек, в том числе находящихся вне зоны распространения подпора. Часть участков с притоками, часть - без притоков. В первом случае исходными материалами для прогноза в замыкающем створе участка служат попуски воды через сооружения гидроузла и расходы рек, впадающих на исследуемых участках, а во втором - лишь попуски.

На приточном участке расчеты ведутся отдельно для главной реки и ее притоков, а затем по полученным данным вычисляется общий расход для прогноза в замыкающем створе.

Заблаговременность прогноза обеспечивается естественным временем добегания воды от входных до замыкающих створов, а также временем, на которое имеется планируемый график режима работы гидроэлектростанций. Рассматриваемая схема запрограммирована для ЭВМ и может быть использована для выпуска прогноза в любой заданный момент времени.

S u m m a r y:

The forecast is based on the usage of engineering calculation methods of unsteady flow based on the utilization of double-parametric influence function and the storage curves.

The parameters, included in the equations, are determined according to the observation materials or to the selection. The parameters selection is accomplished by the modelling computers, according the optimization criteria.

Using the mentioned methods, the scheme flood wave motion forecast the reaches of different rivers, including those being outside the zone of the affluent distribution is made up. One part of reaches is with tributaries, and the other one-without them. In the first case the initial materials for the forecast in reach outlet are the fluches through the power-station constructions and discharges of rivers falling into the investigating reaches, and in the second hand the initial materials are only the flushes.

For reach, which has local inflow, the calculations are led separately for the main river and for its tribytaries, and then after receiving the data, the common discharge for the forecast in the outlet is calculated.

The forecast term is provided by the natural travel time from the entrance to outlet and also by the time for which there is a planning schedule of power-station work regime.

The considered cheme is programmed for a computer can be used for the forecast output at any set moment of time.

Гидротехнические сооружения и водохозяйственные мероприятия превращают многие речные системы в каскады зарегулированных участков, находящихся как в подпоре (водохранилища), так и вне зоны его влияния. Это создает необходимость в разработке физически обоснованных, комплексных, реализуемых с помощью ЭВМ, методов прогноза водного режима для крупных зарегулированных речных систем.

В настоящей работе рекомендуются пути решения лишь одной части данной проблемы, а именно ,

методика и схема прогноза водного режима на зарегулированных участках рек, находящихся вне зоны переменного подпора от нижерасположенных гидроузлов. Водный режим на этих участках подвергается искусственному регулированию за счет сбросов воды в нижние бьефы вышерасположенных водохранилищ.

Рекомендуемая методика прогноза может быть применена без существенных изменений не только в условиях искусственного регулирования стока, но и при прогнозах дождевых паводков и волн весеннего половодья для горных и равнинных бассейнов. Длина таких участков может варьировать от нескольких десятков до 500 - 700 км.

Если рассматривать произвольно взятый отрезок реки, то в момент времени t в замыкающем створе расход воды $Q_н$ будет определяться расходами воды во входном створе $q_в$ (это могут быть попуски через сооружения гидроузла) и расходами воды с промежуточной площади q б.п. (от входного до замыкающего створа), т.е.

$$Q_н = q_в + q_{б.п.}$$

С некоторыми допущениями связь между этими величинами может быть описана интегралом Дюамеля,

$$Q_t = \int_0^t q_{в.}(\tau)\, P(t-\tau)\, d\tau + \int_0^t q_{б.п}(\tau_1)\, P_1(t-\tau_1)\, d\tau_1 \quad /1/$$

где $P(t-\tau), P_1(t-\tau_1)$ функция влияния (кривые добегания).

Соотношения членов в правой части равенства 1 меняются значительно, но всегда в следующих двух крайних пределах: а) расходы воды в замыкающем створе полностью определяются попусками ГЭС, т.е. участок реки бесприточный; б) расходы воды в том же створе формируются главным образом за счет бокового притока.

Разумеется в зависимости от режима попусков ГЭС и условий формирования бокового притока на прилегающей площади бассейна, указанные крайние пределы встречаются редко, чаще наблюдаются различные сочетания.

Опыт показал /1, 4, 6/, что несмотря на всю сложность процессов, происходящих на рассматриваемых участках рек, прогнозы и расчеты расходов воды в заданных створах с достаточной точностью могут быть выполнены на основе приближенных инженерных методов определения функций влияния. При определенных условиях (о некоторых будет сказано ниже) более целесообразно использовать кривые объемов $Q = f(W)$, где W - объем воды в русловой сети, соответствующий расходу воды Q в замыкающем створе.

Если допустить, что процесс добегания водных масс до замыкающего створа происходит в соответствии с моделью, параметри которой остаются постоянными, не зависящими от изменений расходов воды, то можно для математического описания такой линейной модели связи между водоотдачей бассейна $q(t)$ и расходом $Q(t)$ в замыкающем створе использовать обыкновенные, линейные дифференциальные уравнения n-го порядка:

$$\frac{d^nQ}{dt^n} + a_1\frac{d^{n-1}Q}{dt^{n-1}} + a_2\frac{d^{n-2}Q}{dt^{n-2}} + \dots + a_n = q(t) \quad /2/$$

где $a_1, a_2, \dots\dots a_n$ - параметры.

Решая систему уравнений /2/ с параметрами, приведенными к зависимости от гидравлических характеристик русловой сети, или же идя иным путем, как это сделали Г.Н.Калинин и П.И.Милюков /3/, можно получить выражение кривой добегания, имеющее вид:

$$P(t) = \frac{1}{\tau^n (n-1)!} \quad /3/$$

где n - число расчетных участков,

τ - время добегания воды, одинаковое для всех участков по всему диапазону изменения расходов.

Если имеются расходы в верхнем створе и известны параметры n и τ, то прогноз расходов в замыкающем створе с заблаговременностью, определяемой естественным временем добегания, составляется с помощью аналоговой машины, а иногда даже вручную, достаточно просто.

Рассмотрим методику прогноза на примере одного бесприточного отрезка реки, а затем перейдем к прогнозу в условиях сложной речной системы.

Важным этапом является определение параметров кривой добегания n и τ, которое можно осуществить различными способами, изложенными в работах /1,4,5,6/.

Рассмотрим приемы определения параметров исходя из следующих условий:

На рассматриваемом участке имеется хотя бы один гидрометрический створ (одна кривая расходов) или некоторые данные о гидравлических и морфометрических характеристиках (об уклоне водной поверхности и глубине потоков).

При наличии указанных материалов можно определить среднюю длину расчетного участка L по формуле Калинина-Милюкова /3/ или по установленной нами связи (рис. 1), тогда параметр n определится из соотношения:

$$n = \frac{S}{L},$$

где S - длина всего рассматриваемого отрезка реки.

Параметр τ, может быть приближенно оценен по простому выражению

$$\tau = \frac{L}{1{,}5 V_{ср}},$$

где $V_{ср}$ - средняя скорость течения.

Полученные параметры кривой добегания могут быть затем уточнены в процессе расчета гидрографов.

При таких условиях предлагается способ решения прямой задачи /1, 5, 6/, заключающийся в том, что на вход решающего аналогового устройства подается гидрограф во входном створе. На пульте устанавливаются значения параметров n и τ, полученные весьма приближенно, и осуществляется расчет гидрографа в замыкающем створе. Рассчитанный гидрограф сравнивается с фактическим и операция повторяется с соответствующей корректировкой значе -

ний параметров до наилучшего совпадения гидрографов.

Для объективной оценки правильности подбора параметров n и τ рекомендуется пользоваться критерием

$$\sigma = \int_0^t (Q_{расч.} - Q_{факт.})dt \longrightarrow min$$

представляющий собой интеграл абсолютных ошибок между рассчитанными и фактическими расходами.

Если в замыкающем створе имеются данные только об уровнях воды, то подбор параметров считается законченным тогда, когда по нескольким рассчитанным гидрографам и фактическим уровням удается построить условную однозначную (без петли) кривую расходов для замыкающего створа участка. Такой прием используется в практике гидрологических прогнозов. /1, 6/

При разработке методов прогноза (расчета) водного режима для зарегулированных участков для периода межени выявилось, что материалы стандартных наблюдений, накопленные за длительный период до строительства ГЭС, не отражают ход расходов и уровней воды на этих участках при суточном и недельном регулировании ГЭС. Это обусловило необходимость проведения дополнительных специальных гидрометрических наблюдений на многих участках рек ниже ГЭС. Наблюдения проведены по программам и методике, разработанным авторами настоящего доклада.

Полученные данные с необходимой полнотой описывают ход основных гидравлических характеристик во времени и по длине участков. Общие сведения о материалах этих наблюдений даны в работе /2/.

Методы расчета гидрографа с использованием кривых добегания не всегда дают положительные результаты даже для бесприточных участков. Значительные ошибки в расчетах получаются в тех случаях, когда при прохождении паводочных волн заметно изменяются гидравлические характеристики потока. Такие явления часто наблюдаются на участках, где водный режим обусловливается суточным и недельным регулированием ГЭС, а также на участках рек с широкими поймами в период пропуска волны половодья или при дождевых паводках, когда при разливах на пойму резко увеличивается время добегания воды.

В таких случаях при расчете трансформации используется не одна кривая добегания, а несколько. Этим самым хотя и с известным приближением учитывается нелинейность изменения гидравлических характеристик при различном наполнении русла. Приемы применения нескольких кривых для расчета гидрографа могут быть различными. Так иногда положительные результаты могут быть получены при расчете подъема волны по одной кривой, а спада - по другой. Используется также и другой способ, когда расчет движения волны в коренных берегах русла производится по одной кривой добегания, а при выходе воды на пойму-по другой /1, 6/.

Поскольку расчеты производятся на электронных машинах, то переход от одной кривой к другой не представляет трудностей, однако при этом требуется тщательная подготовка, так как при использовании нескольких кривых будет нарушено равенство объемов воды в верхнем и замыкающем створах.

На приточном участке реки с рассредоточенным боковым притоком методика расчета гидрографов стока в замыкающем створе существенно отличается от описанной. Прежде всего на таких участках значительно усложняется определение параметров кривых добегания, т.к. участки с притоками имеют несколько входных створов и только один замыкающий. Для каждого притока имеется своя кривая добегания. Для однозначного определения параметров функций влияния в этом случае следует привлекать дополнительную информацию, которую можно получить из анализа гидрографа и гидравлических условий бассейна и русла. Например, можно выделить периоды, когда какой-либо из притоков имел пренебрежимо малый расход. Другим источником информации могут быть эмпирические связи параметров кривых добегания с морфометрическими характеристиками бассейна и русла, подобно рис. 1.

В зависимости от длины зарегулированного участка реки и числа притоков методика подбора параметров кривых добегания может несколько варьировать, но сущность ее не меняется. Рассмотрим эту методику для участка реки, имеющего значительную длину и разветвленную сеть притоков. В данном случае зарегулированный участок реки делится на ряд расчетных отрезков так, чтобы замыкающий створ каждого вышележащего отрезка являлся входным створом для следующего. Рассматриваемый участок реки можно представить в виде блок-схемы, изображенной на рис. 2, где $q_1, q_2 \cdots q_n$ - расходы притоков, $n_1\tau_1\ \tau_2 n_2 \cdots n_n\tau_n$ - параметры кривых добегания, K_1, K_2 ..... K_n - коэффициенты, отражающие соотношение площадей, и уточненные по принципу сохранения объема притока к участку реки и стока с него, $Q_1, Q_2 \cdots Q_n$ - расходы воды в основном русле зарегулированного отрезка реки соотвественно у ГЭС, и во 2 и 3 створах.

Подбор функций влияния для отдельных притоков производится последовательно, начиная с первого отрезка. Для первого отрезка, включающего притоки 1,2 схема подбора параметров имеет вид, изображенный на рис. 2.

При определении параметров путем подбора, коэффициенты K_1, K_2..... K остаются неизменными, их корректировка производится отдельно, исходя из следующего условия:

$$\int_0^t Q_1 dt = K_1 \int_0^t q_1 dt + K_2 \int_0^t q_2 dt + \int_0^t Q_2 dt$$

Исследования показали, что устойчивые величины параметров функции влияния получаются в том случае, когда поиск оптимальных значений производится не больше чем для четырех входов. Если их больше, то приходится расходы небольших притоков, увеличенные на соответствующий площадной коэффициент, прибавлять к расходам в основном входном створе участка, а затем сумму расходов рассчитывать по одной кривой. Таким образом можно получить параметры

функции влияния для всех отрезков зарегулированного участка реки.

Разумеется, на приточных участках, имеющих всего 2–3 входа (притока), подбор параметров n и τ упрощается. В данном случае нет необходимости разбивать участок на расчетные отрезки.

Для сложных систем, когда используются данные по большому числу входных створов и речная система разбита на множество участков, расчеты следует выполнять с помощью ЭЦВМ.

Заблаговременность прогнозов, для приточных или бесприточных участков равна естественному времени добегания от входных до замыкающих створов, а также времени, на который имеется планируемый график режима работы гидроэлектростанции. Заблаговременность может быть увеличена за счет прогноза притока ко входным створам.

Хотя методы прогноза, основанные на применении кривых добегания, в целом дают удовлетворительные результаты, тем не менее следует отметить недостатки, которые могут существенно снижать оправдываемость прогноза.

Дело в том, что при составлении прогноза необходимо учитывать всю имеющуюся информацию о стоке. В работе /4/ показано, что в каждый заданный момент времени требуется учитывать начальные условия, в нашем случае – фактические расходы в створе, для которого составляется прогноз. Применение кривых добегания почти исключает возможность учесть эти начальные условия и при надобности осуществить корректировку прогноза на основе текущей информации о фактическом ходе стока в промежуточных и замыкающих створах. Чтобы избежать значительных ошибок, обычно вводят в расчет исходные данные за некоторый период, предшествующий дню выпуска прогноза. Продолжительность такого периода зависит от времени добегания и от характера изменчивости расходов воды. При достоверных исходных данных и оптимально установленных параметрах такой способ учета начальных условий приводит к положительным результатам. В других случаях прогноз на основе применения кривых добегания может оказаться не достаточно надежным и следует прибегнуть к кривым объемов.

Перечисленные выше недостатки можно исключить при расчете гидрографа стока на участке, используя нелинейные методы, основанные на кривых объемов с переменными параметрами. В данном случае нет необходимости делать допущение о неизменности гидравлических параметров при различном наполнении русла.

К настоящему времени разработано довольно много методов построения кривых объемов. Однако можно признать, что наиболее надежны кривые, построенные на основе мофометрических данных и кривых расходов.

Для наших целей зарегулированный отрезок реки делится по формуле Калинина-Милюкова /3/ на расчетные участки, на каждом из которых между расходами воды в замыкающем створе Q и объемами воды W выдерживается однозначная связь

$$W = f(Q) \qquad /4/$$

или используется рис. 1, как было показано выше при определении параметра n.

Имея кривые объемов для каждого участка, расчет гидрографа можно осуществить на основе решения системы уравнений

$$\frac{dW}{dt} = q - Q; \quad Q = f(W) \qquad /5/$$

Эта система может быть проинтегрирована с помощью электронных вычислительных машин или численным методом /4/. При расчете гидрографа с помощью электронной моделирующей машины кривые вводятся в машину путем кусочно-линейной аппроксимации.

При численных методах система реализуется в следующей форме

$$\frac{W_{i+1} - W_i}{\Delta t} = \frac{q_i + q_{i+1}}{2} - \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \qquad /6/$$

$$Q_{i+1} = f(W_{i+1})$$

Расчет по системе /5/ дает возможность учесть начальные условия, т.е. вносить соответствующие коррективы в прогноз на основе информации о фактическом ходе расходов воды на различных участках рассматриваемого отрезка реки.

Исследования /4/ показали, что для проточных участков расчеты гидрографов могут производиться с использованием одновременно обоих описанных выше методов.

Литература

1. Жидиков А.П. – Прогноз расходов и уровней воды р.Волги ниже Волжской ГЭС им.XXII съезда КПСС. Труды ЦИП вып. 133, 1964 г.

2. Жидиков А.П. – Исследование режима расходов и уровней воды на участках рек ГЭС. Труды ГМЦ, вып. 33, 1968 г.

3. Калинин Г.П. и Милюков П.И. – Приближенный расчет неустановившегося движения водных масс. Труды ЦИП, вып. 66, 1958 г.

4. Кучмент Л.С. и Нечаева Н.С. – Расчеты гидрографов стока на крупных речных системах. Труды ГМЦ, вып. 2. 1967 г.

5. Левина А.Г. и Борщевский Е.Н. – Подбор параметров функций влияния с помощью аналоговой вычислительной машины. Метеорология и гидрология № 8, 1966 г.

6. Левин А.Г. и Жидиков А.П. – Предвычисление хода уровней р.Волги ниже Волгоградской ГЭС методом электромоделирования. Метеорология и гидрология № 8, 1961 г.

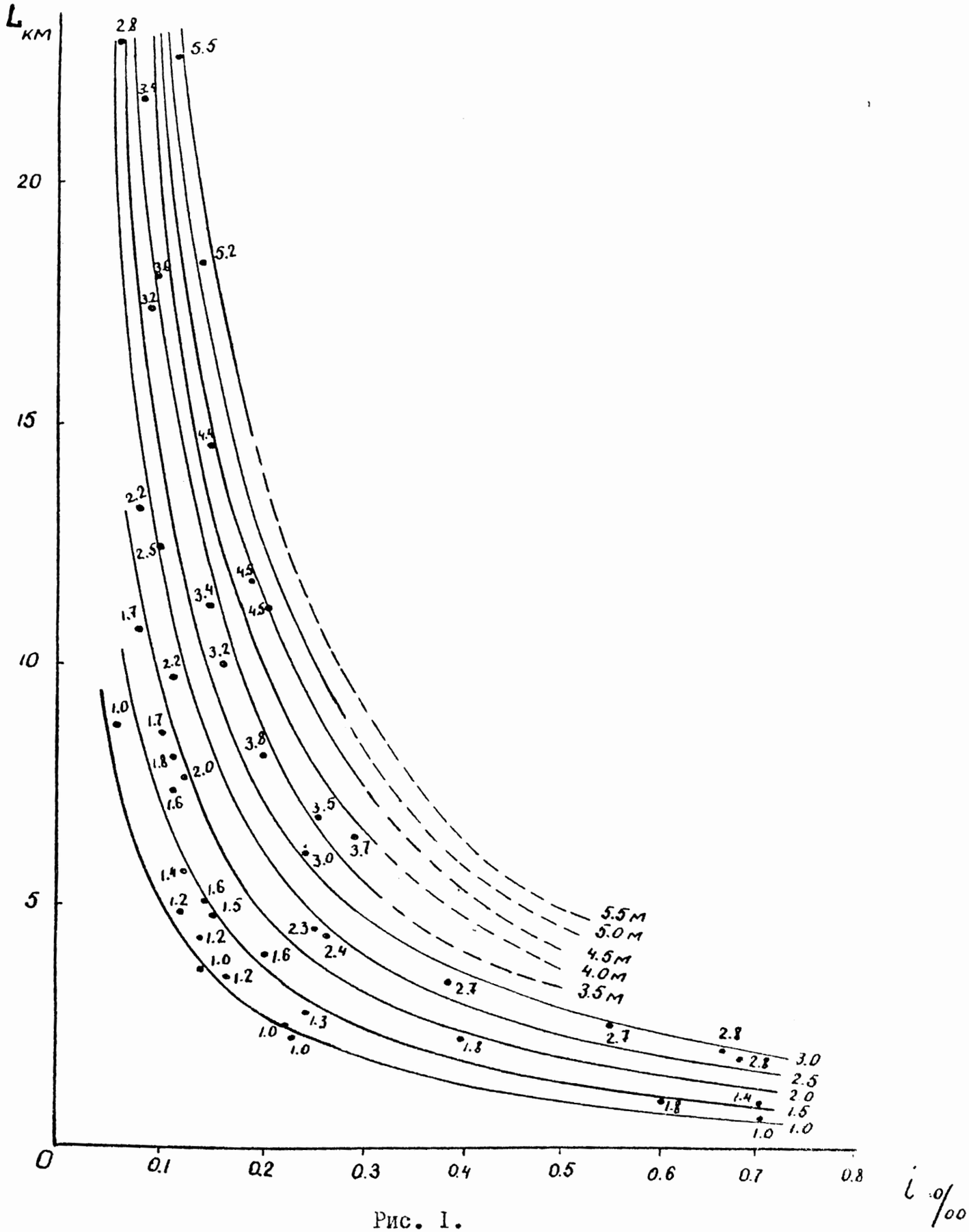


Рис. I.

Связь длин характерных участков (L км) с уклонами водной поверхности (i ‰) и глубинами (м).

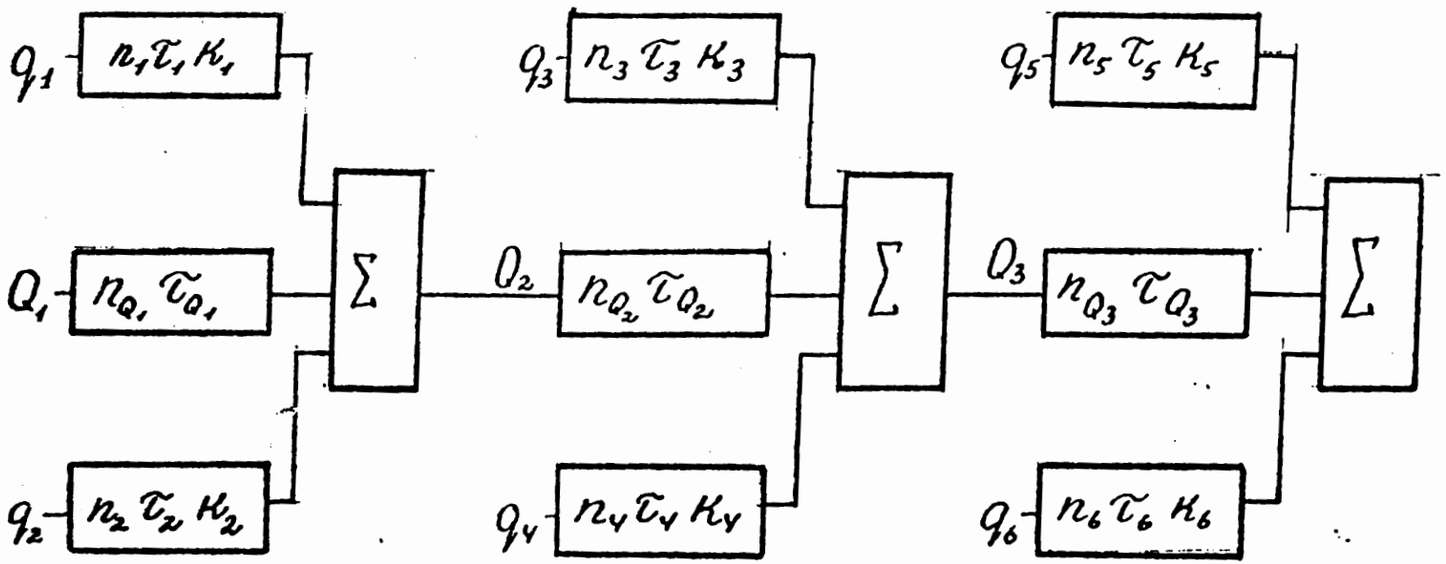


Рис. 2

Схема подбора параметров функций влияния для приточного зарегулированного участка.

PROBABILITIES FOR SIMULTANEOUS OCCURRENCE OF FLOODS IN THE DANUBE AND INN RIVER BEFORE AND AFTER COMPLETION OF STRUCTURES IN THE DANUBE RIVER

By Dr.-Ing. GERT A. SCHULTZ, M. Sc.(Eng)
Institute of Hydraulic Engineering Technical University, Munich, Germany

Р е з ю м е

Статистические данные о паводке для г. Пасау (слив Дуная и реки Ин) обнаруживают то, что когда одна из этих двух рек носит паводочную волну, вторая тоже вызывает паводок несколько дней раньше или позже. Обыкновенно, возвышенное увеличение воды в Дунае, сопровождает возвышенное увеличение воды в р. Ин: иногда, между тем много раньше, возвышение увеличения воды в р.Дунае предшествовало возвышенному увеличению воды в р.Ин.

Обоснованный на 67 независимых случаев паводков, между 1926 и 1967 годом, этот доклад исследывает вероятность так называемого " критического случая", относительно, одновременного появления паводочных волн Дуная и р.Ин на их сливе.

Больше того, была сделана попытка оценки влияния гидраулических оборудований на Дунае, против течения от слива, на вероятность " критического случая". Если известно это влияние, можно исследовать будущую тенденцию "искусственного" анализа учащенных паводков для р. Дуная, вниз по течению от слива.

·S u m m a r y

The flood statistics for the city of Passau (confluence of Danube- and Inn river) reveal, that whenever one of these two rivers carries a flood wave also the other produces a flood a few days before or after. Usually the Danube peak followed the Inn peak; sometimes, however much more seldom, the Danube peak preceded the Inn peak.

Based on 67 independent flood events between 1926 and 1967 this paper investigates the probability for the so-called "critical case", i.e. the simultaneous occurrence of flood peaks of the Danube- and Inn river at their confluence.

Furthermore an attempt was made to estimate the influence of hydraulic structures in the Danube river upstream of the confluence on the "critical case" probability. If this influence is known it is possible to investigate the future tendency of a "synthetic" flood frequency analysis for the Danube river downstream of the confluence.

1. INTRODUCTION

The two rivers Danube and Inn meet in the City of Passau (Fig.1), a fact which gives rise to severe floods within this city, especially since both rivers are of about the same magnitude. The mean annual runoff (MAR) of the Danube river is about 700 m3/s while the Inn river contributes a MAR of approximately 750 m^3/s at Passau (1).

A series of barrages is currently under construction in the Danube upstream of Passau. It is a well known fact that this will cause a small rise of the flood peaks and an acceleration of the flood wave. This rise of the flood peaks and the actual acceleration of the flood waves are subject of an other study of the same institute. This paper deals merely with the effect of the Danube river acceleration on the probability of simultaneous occurrence of floods in the two rivers meeting at Passau. It is obvious that the worst case at any given time would be the one producing flood peaks in both rivers which meet simultaneously at their confluence in Passau (Fig. 2). This will be referred to as "critical case".

2. BASIC DATA

Yearly flood peaks were available for the Danube river below the confluence (Fig.1)from the river gauges at Obernzell (1895-1955)and slightly downstream at Dantelbachmündung (1956-1967), thus yielding a continuous series of 73 years.

For the more detailed studies measurements from the recording gauges of the upper Danube river at Hofkirchen, the Inn river at Wernstein and the lower Danube river (below confluence) at Obernzell and Dantelbachmündung (Fig. 1) were available from 1926 - 1967 thus representing a continuous series of 42 years. For the investigation of time lag between the peaks of the two rivers 67 flood events were suitable between 1926 and 1967, representing the highest and second highest yearly flood event.The tributaries in the reaches between the gauges were taken into account partially by readings from their recording gauges and partially by daily readings. Since their values never exceeded 190 m^3/s their influence on the peaks of the lower Danube is not significant, a fact which justifies the more general consideration of these values.

3. ACTUAL FLOOD FREQUENCY GRAPH, LOWER DANUBE RIVER

A flood frequency analysis for the Danube at Passau (below confluence) is based on the 73 year series of the yearly maximum flood peaks. It is shown in Fig. 3 by the black points, which are represented rather satisfactory by the lower curve on Gumbel paper (2).

We are interested in finding the new flood frequency curve, which will exist after the construction works in the upper Danube river will be terminated, i.e. when the Danube flood waves will be accelerated. So far we do not know yet, whether the new curve will lie above or below the actual (historic) flood frequency graph. In case it will fall above the actual curve we would be able to determine the upper limit it could possibly reach by the following reasoning.

4. THEORETICAL EXTREME FLOOD FREQUENCY CURVE

From the records available it can be seen, that the flood peaks in the Danube river below the confluence are almost always due to floods in the Inn river as well as in the Upper Danube river. In very few cases the flood peaks even occurred simultaneously, but usually there was a time difference between the occurrence of the peaks in the two rivers at their confluence, which will be called (Fig.2). If the Danube peak follows the Inn peak, Δt will be positive; if the Danube peak precedes the Inn peak, Δt will be negative.

Now let us consider the theoretical case, that by some sort of acceleration and retardation effects within the two rivers, it would have happened, that Δt had always been equal to zero, i.e. all 73 observed yearly floods in the lower Danube would have been due to simultaneous occurrence of Danube and Inn peaks at their confluence.

For this theoretical case the grey points and the upper curve in Fig. 3 would be valid. This curve represents the extreme case for the worst possible combination of accelerations and retardations in the upper Danube provided the Inn river does not change its characteristics.

Since the series for the extreme case is shorter than that for the actual case there is some difficulty in determining the recurrence interval for the maximum of the extreme floods. This 1954 flood is known to have a longer return period than 43 years (length of the extreme series) which is indicated in Fig. 3.

If we knew already that the desired frequency graph for the accelerated Danube river lies above (and below) the actual curve of Fig. 3 we could be sure it lies between the actual and the extreme curve. In order to find out whether the new curve lies above or below the actual curve a separate analysis had to be carried out.

5. STOCHASTIC ANALYSIS FOR THE TIME DIFFERENCE Δt

In Fig. 2 the time difference between the Danube peak at time t_{PD} and the Inn peak at time t_{PI} is shown to be

$$\Delta t = t_{PD} - t_{PI}$$

This time difference may be positive or negative. It was chosen as stochastic variable to which a frequency distribution may be attributed. Before this can be done the following tests must be accomplished:

1) Test of significance for summer and winter floods

2) Trend Analysis

3) Test for serial dependence (randomness)

5.1 Test for Summer and Winter Floods

From the 34 summer floods a mean Δt = 59,87 hours with a standard deviation s = 23,3 hours was calculated. The corresponding values for the 33 winter floods were: mean Δt = 47,92 hours and s = 31,3 hours. As test for the mean the t-test was chosen (3). The computed t = 1,75 was smaller than the table value of 1,99 (95 % level), which indicates that there is no significant difference between the Δt values for summer and winter floods.

This t-test is only valid if the corresponding population variances are equal. This was shown by a F-test. The computed F value of 1,70 was slightly smaller than the table value F 32,33 = 1,80, thus showing no significance, which indicates that the two population variances are equal. The result of these tests is, that it can be assumed there is no significant difference between the Δt values for summer and winter floods.

5.2 Trend Analysis

For the detection of a trend in the Δt series simple moving averages of m = 5 were applied to the data (4). No apparent trend could be detected from the graph. Since the series available is rather short, however, the author does not dare to make a firm statement on this point.

5.3 Test for Serial Dependence

In order to establish a frequency distribution for Δt it is necessary to show that the time series may be regarded as random, i.e. that there exists no serial dependence (4). This can be done by the application of the autocorrelation function or correlogram. A computer program was written which calculates the serial correlation coefficients r_k for the time series of Δt. The values of r_k can be seen from Fig.4 This correlogram is based on 37 yearly maximum flood events. In three cases the second highest floods had to be chosen, since the data for the maximum flood were incomplete.

In order to show that the time series is random a parametric test of significance was applied (4), which postulates the r_k values to be insignificantly different from zero for $k > 0$. This is achieved if the r_k values fall between the confidence limits (5), which were chosen on a 95 % level and can be seen from Fig. 4. Except for r_3 the conditions for randomness are fulfilled. According to Anderson (6) it is possible to find r_k values to be significant (due to sampling errors) even if the time series is a sample from a random series. The number of significant serial correlation coefficients shall not be greater than that expected by chance.

The slight significance of the r_3 value Fig.4) may be attributed no chance. Thus the correlogramm of Fig. 4 indicates that the Δt series is random.

6. FREQUENCY DISTRIBUTION OF Δt

The observed values of Δt indicate that Δt has some frequency distribution. Since there is no upper and lower limit for Δt a symmetrical distribution can be expected. If the cumulative frequency curve of Δt follows more or less a straight line on Gaussian log - probability paper, a normal distribution of Δt may be assumed. Fig. 5 shows the cumulative frequency curve of Δt (black points) and a fitted Gaussian probability function (straight line). Fig.6 shows the frequency distribution of t and the fitted normal distribution. The claculation is based on time intervals of ten hours.

From Fig. 6 it can be seen that in the majority of the cases the Inn peak preceeds the Danube peak (positive Δt values). The mean of the fitted normal curve is + 54,0 hours having a standard deviation of 28,17 hours. If the upper Danube river will be accelerated due to the barrages to be built in the river, the Danube peak will in the majority of the cases come closer to the Inn peak or even catch up on it.

This means that the "critical case" (simultaneous peaks in both rivers)or cases which come close to it will in future occur moreoften than before. This proves the former assumption that the future flood frequency graph for the lower Danube river will fall between the two curves in Fig. 3, which means that after completion of the structures in the upper Danube river the floods in the lower Danube river must be expected to be in future more serious than in the past. As can be seen from Fig. 6 the worst conditions would be created if the Danube peak will be accelerated by 45 - 55 hours.

Since we know already that the new frequency graph will lie between the actual and the extreme curve (Fig.3), and since we know, too, that the worst conditions would appear if the Danube were accelerated by 45 - 55 hours, we also would like to know the actual location of the future frequency curve in Fig. 3.

7. LOCATION OF THE FUTURE FLOOD FREQUENCY CURVE

7.1 General Approach

For the determination of the accurate location of the new curve in Fig. 3 it would be necessary to consider all 67 flood hydrographs of the Inn and upper Danube river, shift the Danube hydrographs ahead by the time of acceleration, super-impose the hydrographs and search for the new maximum of the superimposed hydrographs. Using the new peaks obtained by this procedure a new flood frequency analysis had to be carried out. If the actual acceleration of the Danube floods is not yet known - as in our case - and thus some alternatives have to be investigated,the whole procedure has to be repeated several times.

This would be rather time consuming and not very rewarding since we know already the region for the location of the new frequency curve. Furthermore for this practical problem it is not necessary to demand extreme accuracy, because

a) it is irrelevant whether the lower Danube carries 100 m^3/s more or less, since this means only a few centimeters in water level, and

b) the basic data, which start in 1895 may be rather erroneous,thus not justifying an extremely high degree of computing accuracy.

Therefore it was considered to be sufficient, if some sort of estimation of the location of the new frequency curve can be carried out.

7.2 Definition of " $\Delta t = 0$"

The idea is to find some measure for This above mentioned location of the new curve between the two curves of Fig. 3 with the aid of the information gained from the actual, the extreme and the shifted Δt distribution curves in Fig. 6.

For this purpose it is necessary to make two assumptions.The first is concerned with a definition what in a statistical sense is meant by "simultaneous occurrence" of flood peaks in both rivers which is the basis for the theoretical extreme curve in Fig. 3.

Strictly speaking it means that the time difference Δt between the occurrence of the two peaks is exactly 0.000 seconds. It is obvious, however, from the broad shape of both, the Danube and the Inn peaks, that even if Δt were equal to one or two hours we could still speak of "simultaneous" peaks. Thus we define the simultaneousness of the two peaks as

$$\Delta t_o = 0.000 \pm \delta_t \text{ (hours)},$$

where δt is still to be defined. As mentioned above, δ_t may be one or two hours, but if it reaches the order of magnitude of say ten hours, the corresponding peak will be significantly lower than the extreme peak (gained by addition of the two peaks). This can be seen from Fig. 7 which shows Δt vs. ΔQ, where ΔQ is the deviation from the extreme peak discharge. It was found to be suitable to choose δ_t, to be five hours, i.e. the interval from - 5 hours to + 5 hours (Fig.6) will be called the " $\Delta t = 0$ interval".

7.3 Significance of the "$\Delta t = 0$ interval"

Fig. 7 revealed that there is no relationship between Δt and ΔQ which is also stressed by the fact that their correlation coefficient is as low as $r = 0.29$. This means that there is no determination between a change in Δt (starting with $\Delta t = 0$) and the corresponding change in discharge ΔQ, except for one single combination of Δt and ΔQ, namely for $\Delta t = 0$ the corresponding $\Delta Q = 0$ (where $\Delta t = 0$ as defined in chapter 7.2).

Therefore the only basis for inference from the Δt distribution (Fig. 6) with respect to the flood frequency curves of Fig. 3 (including the expected future Danube frequency curve) is the relative frequency obtained for the $\Delta t = 0$ interval.

A relative frequency of 0.026 is gained from the "fitted Gaussian distribution" curve of Fig. 6 for the actual case (based on 67 observed values), which corresponds to the "actual curve" (lower line) of Fig. 3. For the extreme case in Fig. 3 ($\Delta t = 0$) we obtain a frequency distribu-

tion, which only consists of one rectangular column having the relative frequency of 1.00 and being situated on the $\Delta t = 0$ interval (Fig.6).

For the accelerated upper Danube river the "shifted" curves in Fig. 6 are valid. The shifted Gaussian curve represents the expected population distribution of Δt while the histogram represents its sample distribution. For the $\Delta t = 0$ interval the expected relative frequency of the population is 0.137 (shift of 54 hours) and the corresponding sample value is 0.194 (shift of 45 hours).

8. ESTIMATED LOCATION OF THE FUTURE FREQUENCY CURVE

As mentioned in chapter 6 the most unfavourable conditions would be created, if the Danube river were accelerated by 45 - 55 hours. Therefore the following estimation will be made for this case since the other, more favourable cases can then be interpolated. Although the population value would provide sufficient accuracy for the further analysis, the sample value shall be chosen for security reasons, since the sample value is more unfavourable. The task is now to construct the expected flood frequency curve for an acceleration of the Danube river by 45 hours based on the relative frequency of the t sample distribution.

The location of this new frequency curve in Fig. 3 is constructed according to the relative frequencies for the $\Delta t = 0$ interval of the actual t distribution, the theoretical extreme distribution and the shifted sample distribution. The technique can be seen from Fig. 8. It is based on linear interpolation between the two curves of Fig. 3 according to the relative frequency for the $\Delta t = 0$ interval, which is plotted on the vertical scale. The value of 0.194 for the accelerated Danube river (45 hours) determines the location of the new frequency curve in this scale. Fig. 9 shows the same curves as does Fig. 3 plus the new flood frequency curves for an acceleration of the upper Danube river by 24 and 48 hours. The latter is identical with the above mentioned one for 45 hours. Table 1 shows the increase in the 10, 100, and 500 year flood peaks.

Recurr. Interval (years)	Actual (historic) Floodpeak	Future Floodpeak (48h accel)	Future Floodpeak (24 h ac.)	Theoretical Extr. peak m^3/s
10	5 900	6 050	5 950	6 700
100	10 100	10 450	10 250	11 900
500	(≈14 300)	(≈14 950)	(≈14 600)	(≈17 600)

9. SUMMARY AND CONCLUSIONS

The effect of the construction of barrages in the upper Danube river on the probability of simultaneous occurrence of flood peaks in the Danube and Inn rivers at their conference has been studied. It has been found, that the expected acceleration of the upper Danube river (which is currently investigated in an other study) will cause slightly more severe floods in the lower Danube river, since in the majority of cases the flood peaks will come closer together and in a larger number of events they will be more or less simultaneous ("critical case"). This was shown by stochastic analysis of the time difference between the occurrence of the Danube and Inn peaks.

Furthermore a flood frequency analysis was carried out showing the actual historic frequency curve and an estimation of the expected frequency curve after completion of the barrages in the upper Danube river. It could be shown that the hundred year flood of 10100 m^3/s. will in future rise to about 10450 m^3/s provided the upper Danube flood waves will be accelerated by 48 hours.

Acknowledgements

The author wishes to express his gratitude to the Rhein-Main-Donau company for allowing him to publish this paper, to Professor Dr.- Ing. F. Hartung for valuable discussions and encouragement, and to Dipl.-Ing.R.C. Meier for aiding him in the calculations and preparing the graphs.

10. REFERENCES

(1) Deutsche Gewässerkundliche Jahrbücher, Donaugebiet 1941 - 1964, Bayer Landesstelle für Gewässerkunde München.

(2) US Geological Survey Water Supply Paper 1543 - A, 1960 "Flood Frequency Analysis".

(3) Freund, J.E. : Mathematical Statistics. Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J. 1962.

(4) Chow, Ven Te : Handbook of Applied Hydrology, Kap.8 "Statistical and Probability Analysis of Hydrological Data", McGraw Hill, New York 1964.

(5) Yevdjevich, V.M.: Fluctuations of Wet and Dry Years, Part I + II. Hydrology Paper No. 4, Colorado State University, Fort Collins, Colorado 1964.

(6) Anderson, R.L.: Distribution of the Serial Correlation Coefficient. Ann. Math. Statist. Vol.13, No.1, 1952.

Fig. 1 Situation of Rivers and Gauges M. 1:500 000

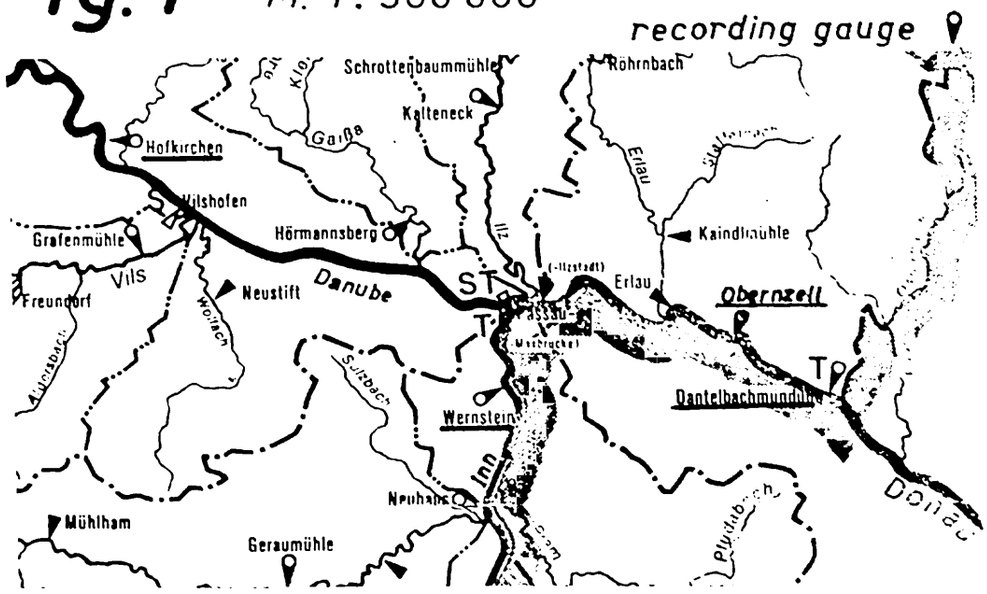


Fig. 2 Generation of Actual and Theoretical Danube Peak

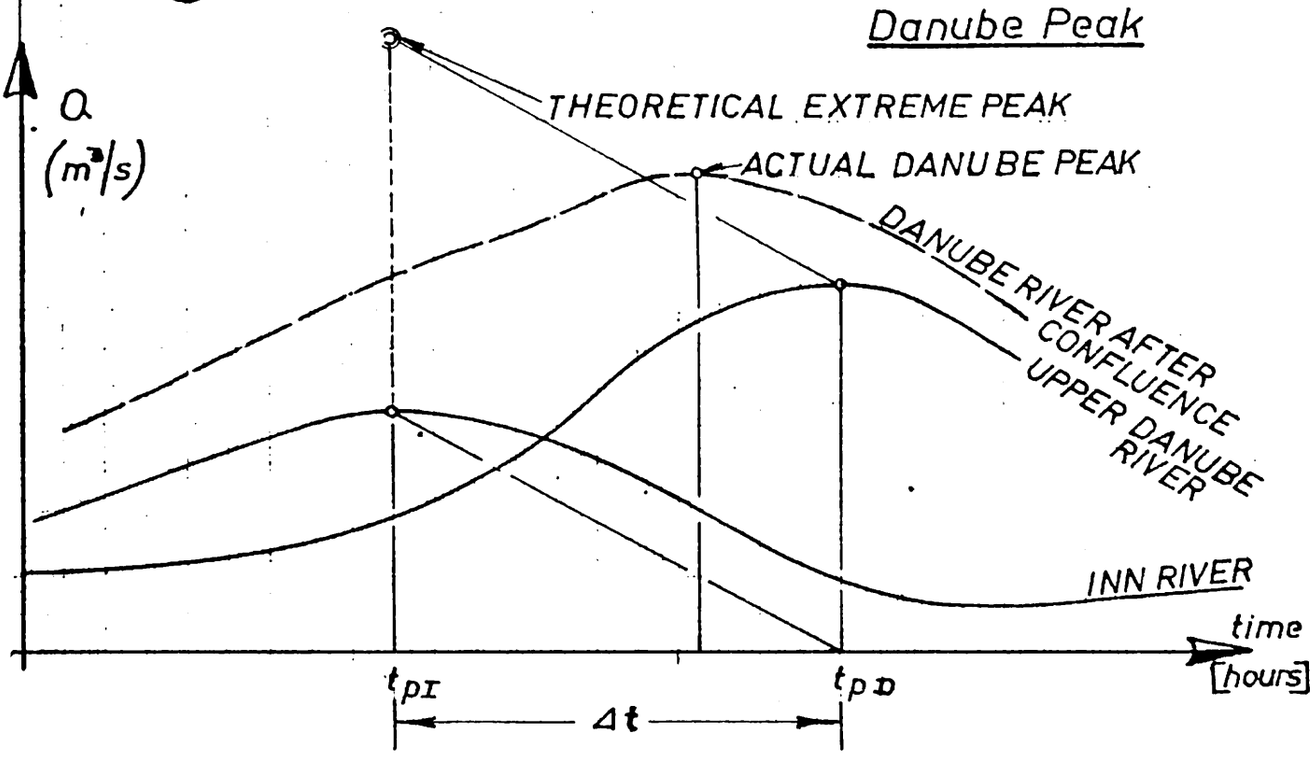
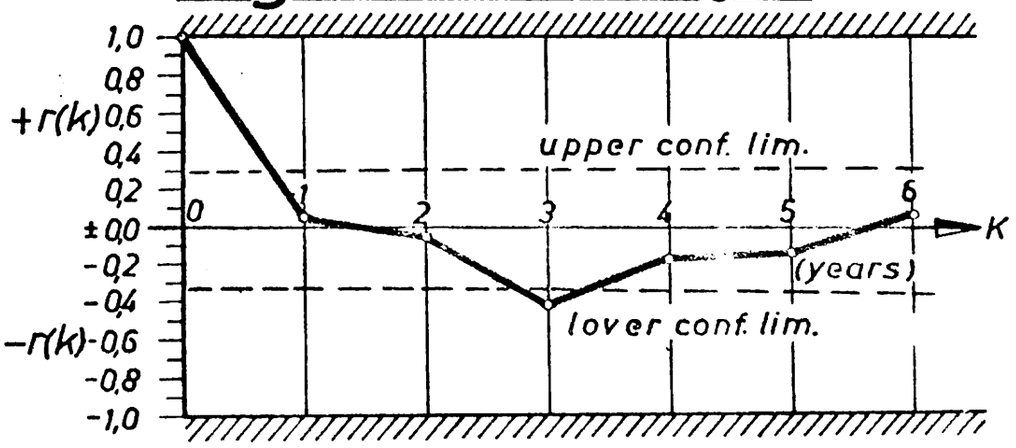


Fig. 4 Δt - Autocorrelogram



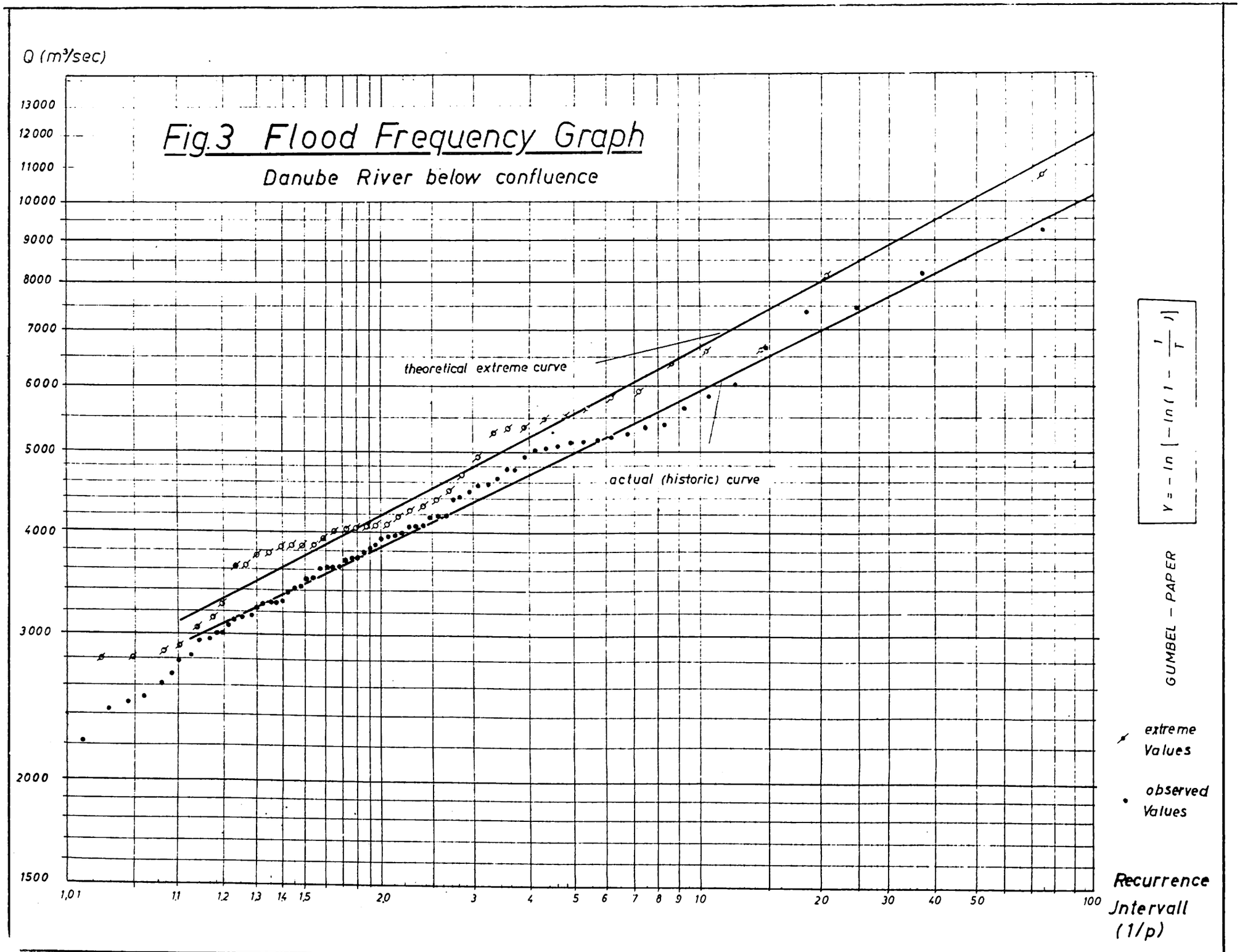


Fig.3 Flood Frequency Graph
Danube River below confluence
Q (m³/sec)
13000
12000
11000
10000
9000
8000
7000
6000
5000
4000
3000
2000
1500
theoretical extreme curve
actual (historic) curve
1,01
1,1
1,2
1,3
1,4
1,5
2,0
3
4
5
6
7
8
9
10
20
30
40
50
100
Recurrence Intervall (1/p)
GUMBEL - PAPER
Y = - ln [- ln (1 - 1/T)]
extreme Values
observed Values

Fig. 5 Cumulative Probability Curve of Δt

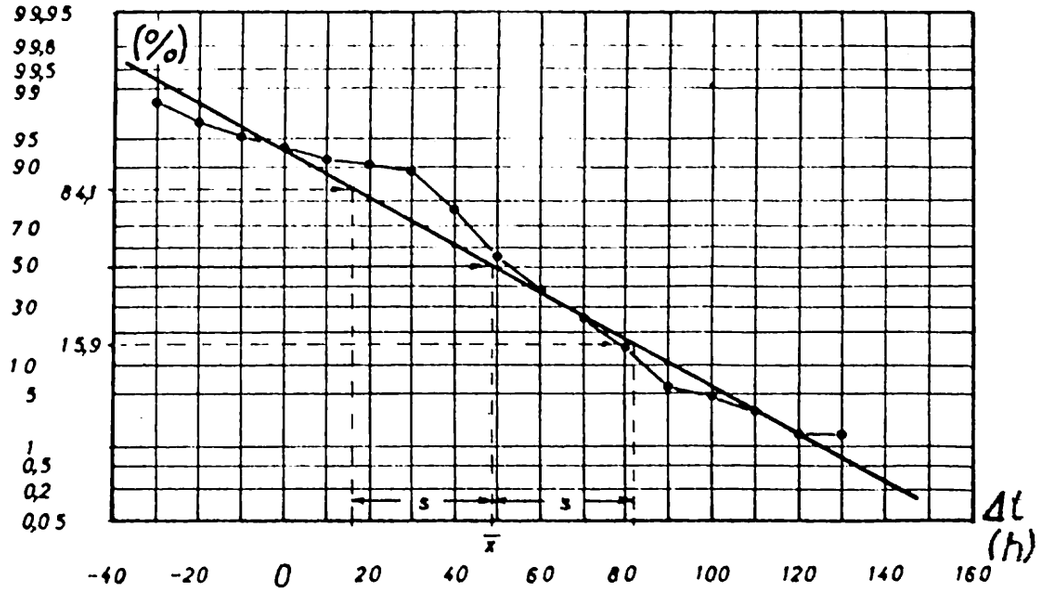
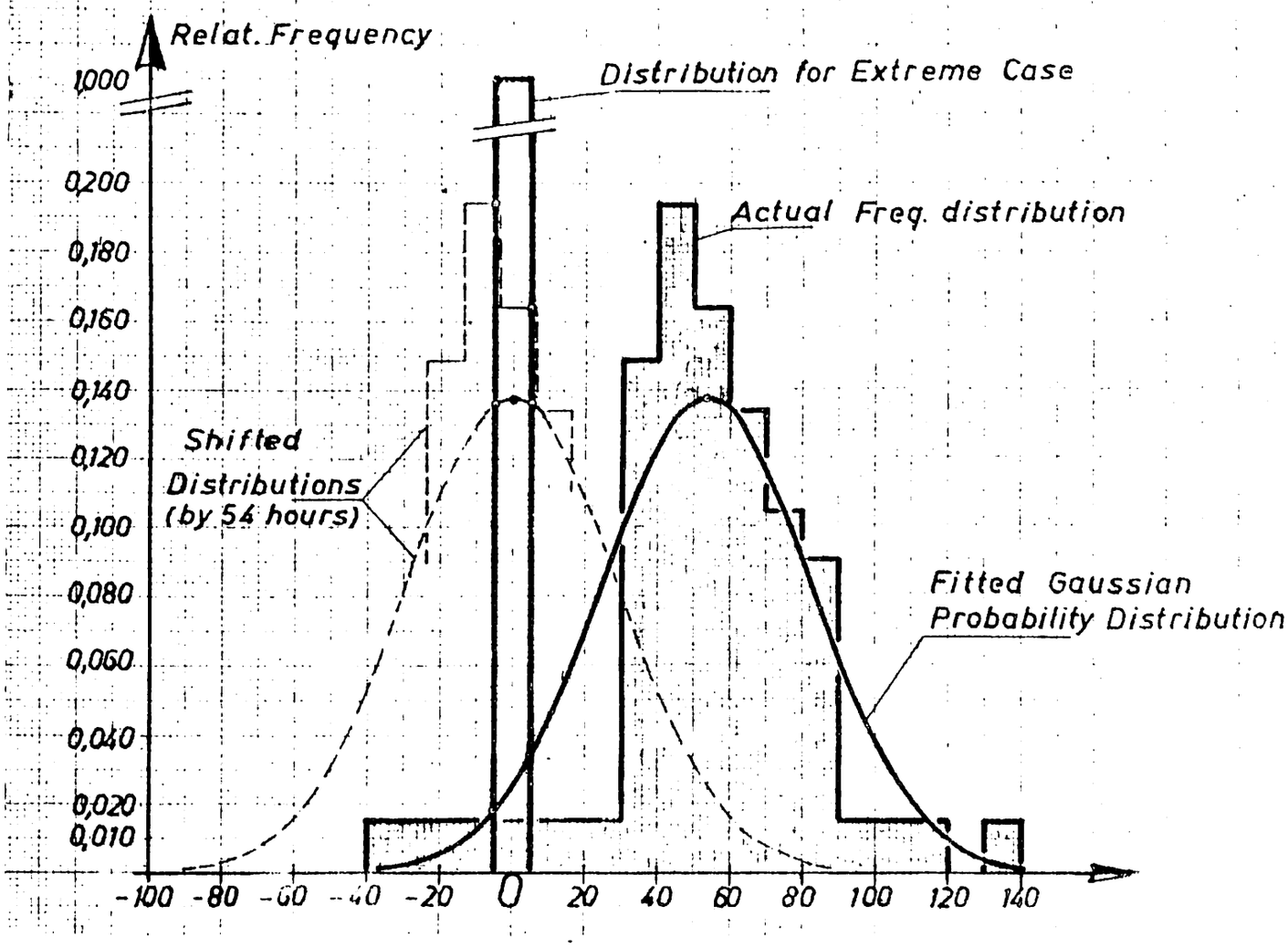


Fig. 6 Distribution of Δt



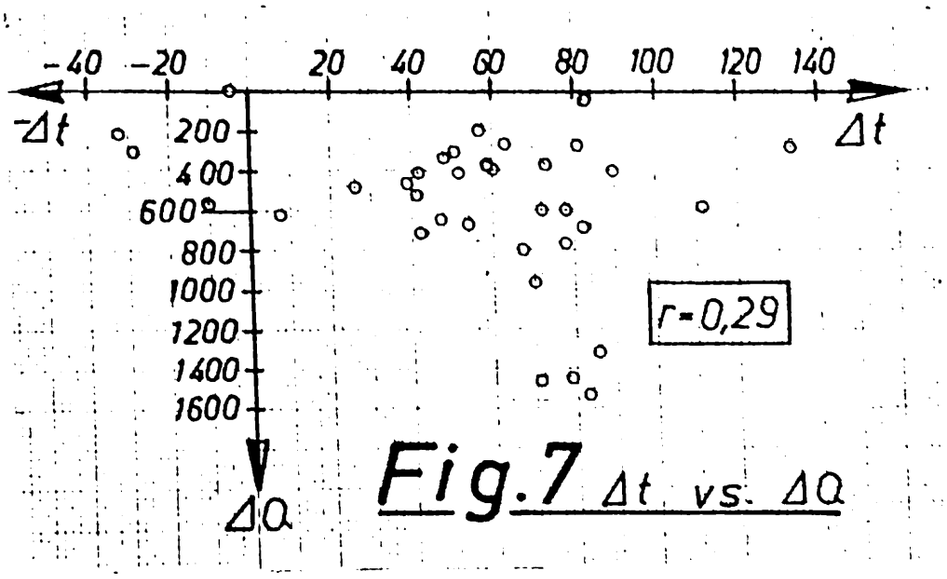
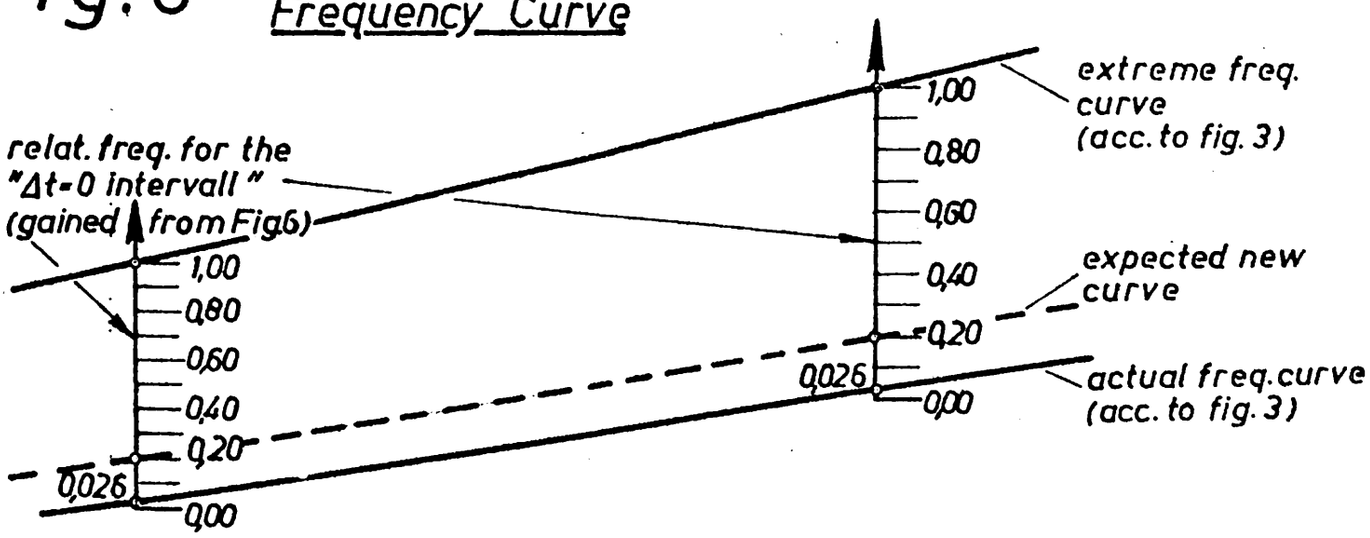


Fig.7 Δt vs. ΔQ

Fig. 8 Construction of the Estimated New Danube Flood Frequency Curve



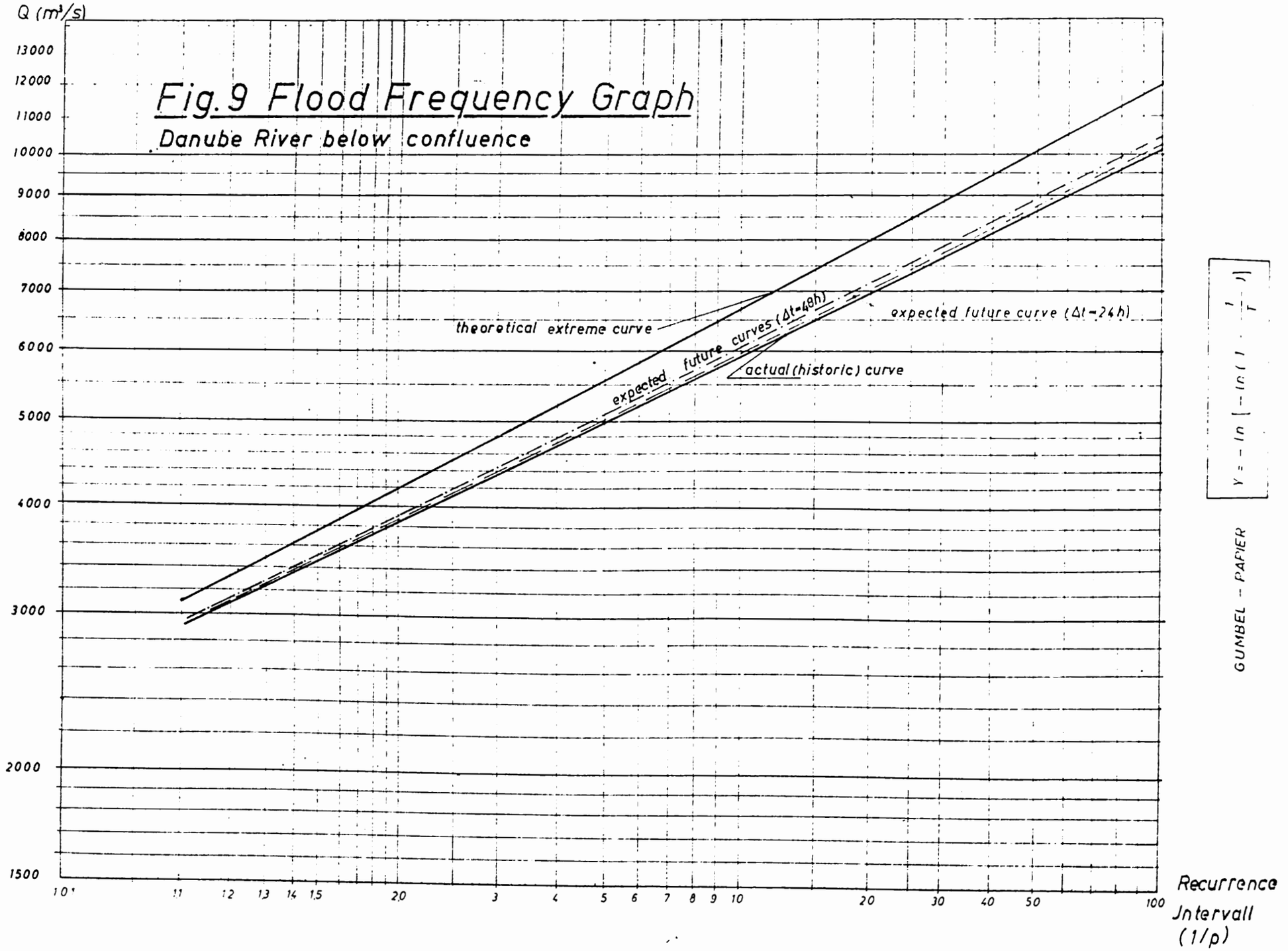


Fig. 9 Flood Frequency Graph

Danube River below confluence

DISCRIMINATING THE CHANGE IN REGIME OF HIGH RIVER STAGES

By Dr RADMILO D.MARKOVIĆ

Chief, Hydrology Division Federal Hydrometeorological Institute
Beograd, Yugoslavia

Р е з ю м е

Сущая методы свободной дистрибуцки течения, выведенная для решения непараметрических проблем если две беспрерывные дистрибуции идентичные, была пользована для отличения перемен в режиме фаз высокого уровня воды на реке. Практическое применение этого метода пользования двух причин на ряде течений обыкновенных начальных и действительных фаз высокого уровня воды проявило что этот метод чуткий к разницам в форме и в средней ценности между двумя дистрибуциями.

S u m m a r y

The distribution-free run method, devised for solving non-parametric problems of testing whether two continuous distributions are identical, was employed for discriminating the change in regime of high river stages. The practical application of this two-sample method to the sequences of runs of ordered virgin and actual high river stages indicated that the method is sensitive to differences both in shape and in mean between two distributions.

INTRODUCTION

The extent to which human life would be andangered by the occurrence of a flood, the value of property that would be destroyed as a result of floods, and the inconvenience resulting from failure of the structure due to floods, make the forecasting of high river stages particularly important. Advance warning of an approaching flood constitutes a direct means for the reduction of flood damage and loss of life.

The formulation of a high river state forecast requires reliable information on hydrologie cal conditions over the drainage basin as well as wether reports and forecasts. In addition, the basic tools of the river forecaster such as stage relations, rainfall-stage relations, routing relations, etc. must be well defined and reliable. These relations when subjected to uncontrolled changes may upset forecasts very much.

Natural and/or manmade slow process or sudden, accidental changes of climatic, physiographic, and other conditions such as by hydraulic structures, cause the regime of high river stages to alter. A statistical method discriminating these changes will be presented.

Most statistical techniques used in the discriminating the change in regime of river stages rely on the assumption that the variable describing the hydrological phenomenon under contribution.

For cases in which conventional methods - based on the assumption of a normal or know distribution - are not applicable, an alternative method must be found. In recent years, techniques have been developed which assume only that the form of an underlying distribution is continuous and assume nothing about the form of that distribution. These techniques are known as distribution free methods. The observations of hydrologic variables certainly do have distributions with parameters: what one is free of is assumptions about the forms of distribution.

The method used here ignores the functional forms of parameters and of distribution functions for the basic variables. It can be applied to very wide families of distributions as well as to families specified by particular functional forms. The properties of this method, therefore, allow application of it to a large variety of natural and manmade changes of hydrological conditions.

CONSTRUCTION OF THE TEST

First H_i ($i = 1, 2, 3, \ldots, n$) denotes the ith sequential observation in a sample of n observations of high river stages at a river gaging stations in the unchanged or virgin period. Likewise, $H_{(i)}$ ($i = 1, 2, 3, \ldots, n$) denotes the ith ordered observation in the same sample (i.e., the symbol $H_{(1)}$ refers to the smallest of the n ob-

servations, $H_{(2)}$ to the second smallest of the observations, and so on, while $H_{(n)}$ refers to the largest). Representations of sequential and ordered observations, hydrograph and duration curve respectively, are graphed in Figure 1.

Similarly, H^*_j ($j = 1, 2, 3, \ldots, m$) denotes the jth sequent observation in a sample of m observations of high river stages at the same station but in the changed or actual period. Also $H^*_{(j)}$ ($j = 1, 2, 3, \ldots, m$) denotes the jth ordered observation in the actual sample of high river stage (Fig. 1).

Next, the above two samples, virgin ($H_{(1)}$, $H_{(2)}$, $H_{(3)}$, 1.. $H_{(n)}$ and actual ($H^*_{(1)}$, $H^*_{(2)}$, $H^*_{(3)}$, ... $H^*_{(m)}$) are combined and aranged in order of magnitude (Fig. 1). In this way, it is possible to obtain the following arrangement of ordered virgin and actual high river stages:

$$H_{(1)}, H_{(2)}, H_{(3)}, H^*_{(1)}, H_{(4)}, H_{(5)}, H_{(6)}, H_{(7)}, \ldots \quad (1)$$

The expression (1) starts with an arrangement of three H_s' called the run of three H_s'; then follows the run of one H^*, the run of seven H_s', etc. Altogether, three runs are exhibited in (1). As can be observed, a run is a sequence of ordered observations from the same sample (such as virgin) bounded by observations from the other sample (such as actual). For example, a run of H's is a set of successive H's closed of at both ends by H's (except at the beginning and end of the sequence), and vice versa for a run of H^*s.

It is obvious that, if two samples are from the same population (that is, if the natural and/or manmade changes had no effect whatsoever), the virgin and actual observations will ordinarily be well mixed and the number of runs, n, will ordinarily be large (Fig.2a). If the natural and/or manmade changes had a very strong effect upon high river stages, the two samples would be taken from two distinct populations. If these two populations are widely separated so that their ranges do not overlap, the number of runs would be only two, n = 2 (Fig. 2b). In general, the larger the difference between the two populations, the smaller the number of runs. In other words, the difference between two populations trends to reduce the number of runs. Even if the two populations happen to have the same mean or median but with the virgin population (H's) dispersed and the actual population (H^*s) concentrated, a long H run will still occur on each end of the combined sample, thus creating a tendency to reduce the number of runs (Fig. 2c).

Obviously, the number or runs can play an important role in the construction of a test. The task, then, is to determine the distribution of a number of runs, n, in order to specify n_α for a given level of significance α (the probability for the type I error). Once this has been accomplished the working hypotheses can be tested. Since the more dangerous situation would result if the changes have produced an increase in high river stages, the effect of these chages should logically be tested by utilizing the theory of runs under the following null and alternative hypotheses: there is no increase in high river stages at the river gaging station, and there is an increase in high river stages caused by natural or manmade changes.

First, a simple result on the distribution of arrangements of two sets of observations of high river stages from the same population should be obtained. Any arrangement, representing a single sample point, is a sequence of ordered virgin (H's) and actual (H^*s) high river stages consisting of alternating runs of H's and H^*s. The set of all these sample points or arrangements constitutes the sample space. Now, this sample space, its sample points consisting of the set of all possible arrangements or combinations of n H's and m H^*s:

$$N(S) = \binom{n+m}{n}$$

should be considered. All these arrangements are equally likely under the null hypothesis. Next, it is necessary to count all the arrangements with exactly n runs. If n is assumed to be even, then there must be n/s runs of H's and n/2 runs of H^*s. To find the n/2 runs of H's, the n H's must be divided into n/2 groups, and, all n/2 numbers in each group must be counted. Then, the required number, the ordered n/2 - part partitions of n with zero parts excluded, can be found by means of the combinatorial generating function as the coefficient of t^n in the following identity (Mood and Graybill, 1963):

$$(t + t^2 + t^3 + \ldots)^{n/2} \left(\frac{1}{1-t}\right)^{n/2} =$$

$$= t^{n/2} \left[1 + \binom{n/2}{1} t + \binom{n/2+1}{2} t^2 + \binom{n/2+2}{3} t^3 + \ldots\right]$$

$$= t^{n/2} \sum_{i=1} \binom{n/2 - 1 + i}{n/2 - 1} t^i \quad (3)$$

which is $\binom{n-1}{n/2-1}$. Similarly, there are $\binom{m-1}{n/2-1}$ n/2 - part partitions of m, excluding zero parts. Now, any partition of H's may be combined in any partition of H^*s in two ways to form a sequence as in (1) : the first H partition or the first H^* partition may be put at the beginning of the sequence. There are, therefore,

$$N(E) = 2 \binom{n-1}{n/2-1} \binom{m-1}{n/2-1} \quad (4)$$

arrangements with exactly n runs. Thus, The probability function for even values of n is:

$$p(n) = \frac{N(E)}{N(S)} = \frac{2\binom{n-1}{n/2-1}\binom{m-1}{n/2-1}}{\binom{n+m}{n}} \quad (5)$$

A similar result will hold, of course, for the probability density function for odd values of n (Wilks, 1962),

$$p(n) = \frac{\binom{n-1}{n/2}\binom{m-1}{n/2-1} + \binom{n-1}{n/2-1}\binom{m-1}{n/2}}{\binom{n+m}{n}} \quad (6)$$

To test the null hypotehsis at the α level of significance, the critical value of n, n_α must be found from the probability that the number of runs is equal to or less than n_α in a random arrangement; this probability is given by (Markovic, 1967);

$$P(n \leq n_a) = \sum_{n=2}^{n_\alpha} p(n) = \alpha \quad (7)$$

The test is then performed by observing the total number of runs in the combined virgin - actual sample of n + m observations; the null hypothesis is accepted if the observed number of runs, n_o, is greater than the specified (critical)

number of runs at the α level of significance, n_α, or the null hypothesis is rejected if the observed number of runs does not exceed the critical number of runs. In other words, if

$$n_o \leq n_\alpha \qquad (8)$$

there is no significant difference between the virgin and actual high river stages (Fig.3); if there is, the reverse is true.

The computation of equation (7) can be quite involved unless both n and m are small. The distribution of n becomes approximately normal for large samples, and in fact, the approximation is usually good enough for practical purposes when both n and m exceed 10. The mean of the distribution of runs is then:

$$E(n) = \frac{2nm}{n+m} + 1 \qquad (9)$$

and the variance is:

$$\delta_n^2 = \frac{2nm(2nm - n - m)}{(n+m)^2(n+m-1)} \qquad (10)$$

By use of the unit normal deviate,

$$u = \frac{n - (E(n)}{\delta_n} \qquad (11)$$

n_α can be determined for testing the null hypothesis at the α level of significance. This is done by making the right-hand side of equation (11) equal to the critical value of u for the same level of significance of the normal function and by solving for n:

$$n_\alpha = u_\alpha \delta_n + E(n) \qquad (12)$$

The two-sample run test should be sensitive to both differences in shape and in mean between the virgin and actual river stage distributions.

PRACTICAL APPLICATION

The river basin subjected to eventual changes in regime of high river stages should, as nearly as possible, meet the following conditions:

1) Gaged river basin, preferably equipped with recorders;
2) Long period of river stage observations prior to changes;
3) Long period of river stage observations during changed conditions;
4) Accurate and reliable data, preferably classified excellent or very good.

Essentially the purpose of this paper is to illustrate the application of the two-sample run method rather than to avaluate a particular change in regime of high river stages. Therefore, just for illustration purposes, the data from the Drava River at Varazdin, Croatia, Yugoslavia, will be used to demonstrate the application of the method exposed here.

There are same indications that the regime of high river stages of the Drava River at Varazdin might be increased since 1964, believed to be caused by inadequate operations of upstream system of hydroelectric power plants and by influence of other hydraulic structures.

The high stages of the Drava River at Varazdin are sampled as partial series by using all characteristic floods above the reference flood, selected to be + 200 cm, approximately coresponding to local flood plain evaluation. All flood stages from the virgin period, 1921-1963, are grouped in virgin sample of size n=116 while those from the actual period, 1964-1968, are grouped in actual sample of size n = 11 distinct flood events. Here the data from virgin period serves as a standard for comparison against the data from actual period.The selected flood stages, grouped in two samples and arranged in ascending order, are listed in Table 1 and graphed in Figure 4.

From Table 1 and Figure 4 it is obvious that the observed number of runs is:

$$n_o = 12.$$

Then, from equation (9), the mean of the distribution can be determined:

$$E(n) = \frac{2 \times 116 \times 11}{116 + 11} + 1 = 21.094$$

And, using equation (10), the variance of the distribution is:

$$\delta_n^2 = \frac{2 \times 116 \times 11 (2 \times 116 \times 11 - 116 - 11}{(116 + 12)^2 (116 + 11 - 1)} = 3.045$$

Therefore, the following is standard deviation of the distribution:

$$\delta_n = \sqrt{3.045} = 1.745.$$

Finally, according to equation (12), the critical value of n at the α level of significance can be determined to be:

$$n_\alpha = -1.645 \times 1.745 + 21.094 = 18.223 \qquad 18.$$

The test of significance, preformed in accordance with equation (8)

$$n_o = 12 \qquad n_{o.o5} = 18$$

shows that the null hypothesis cannot be accepted at the 5 per cent level of significance. In other words, there is statistically significant change in high river stages of the Drava River at Varazdin caused by the upstream system of hydroelectric power plants and other hydraulic structures.

The test result, showing the big difference between the observed and the critical number of runs, indicates that the target two-sample run test is sensitive to changes in high river stage distributions. It also indicates that this change has exceeded the range of the natural fluctuations of high river stage distributions.

References

Brownlee, K.A.,Statistical theory and methodology in science and engineering, John Wiley and Sons, New York, 1960.

Mood,A.A.,and F.A.Grabyill, Introduction to the Theory of statistics,McGraw-Hill Book Company, New York,1963.

Wilks,S.S.,Mathematical statistics, John Wiley and Sons, New York,1962.

Markovic,R.D.,Statistical evaluation of weather modification: target two-sample run method,General Assembly IUGG,Bern,Sept-Oct. 1967.

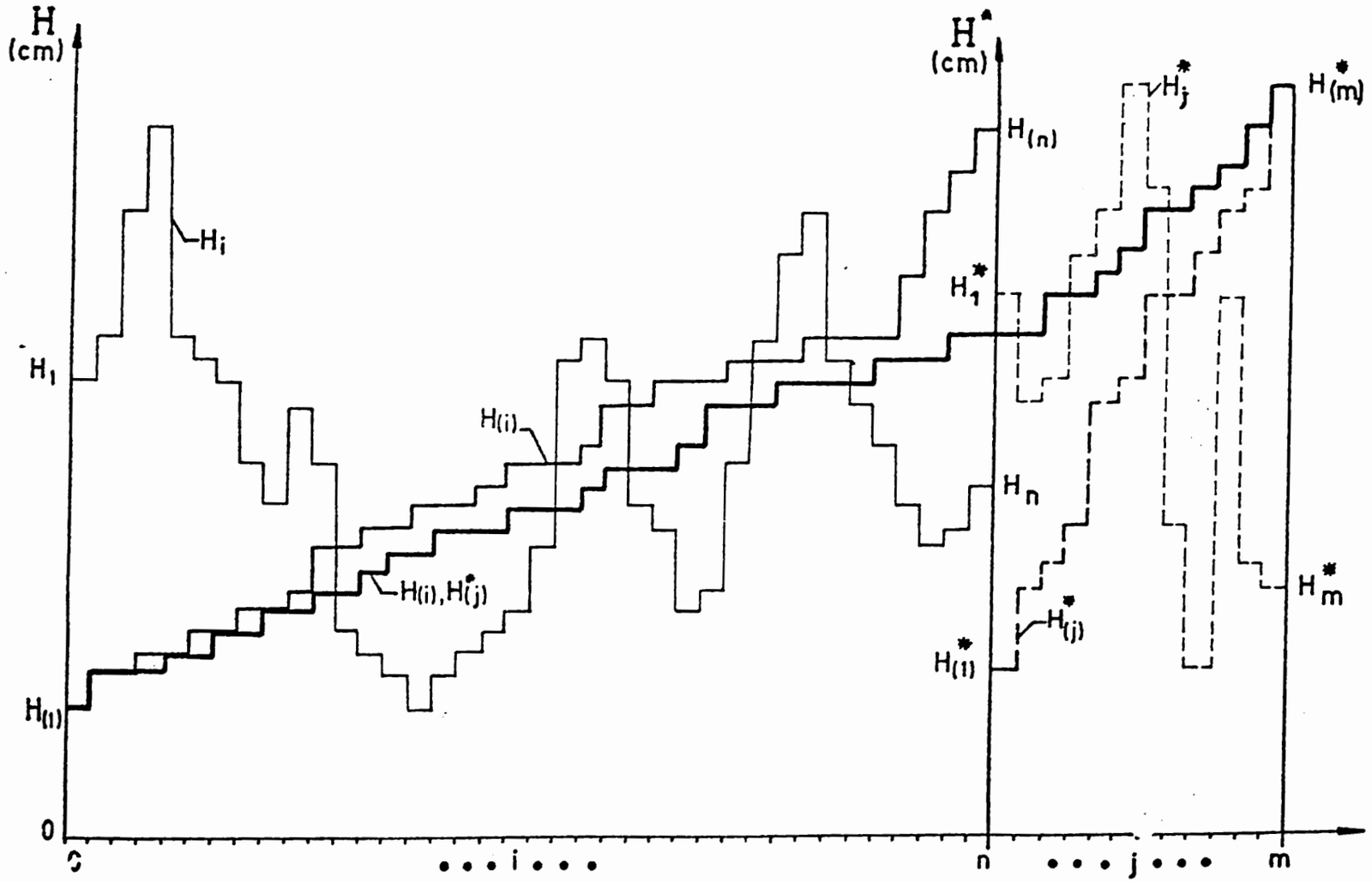


Fig.1 Hydrographs of virgin and actual high river stages, H_i and H^*_j, with their corresponding duration curves, $H_{(i)}$ and $H^*_{(j)}$.

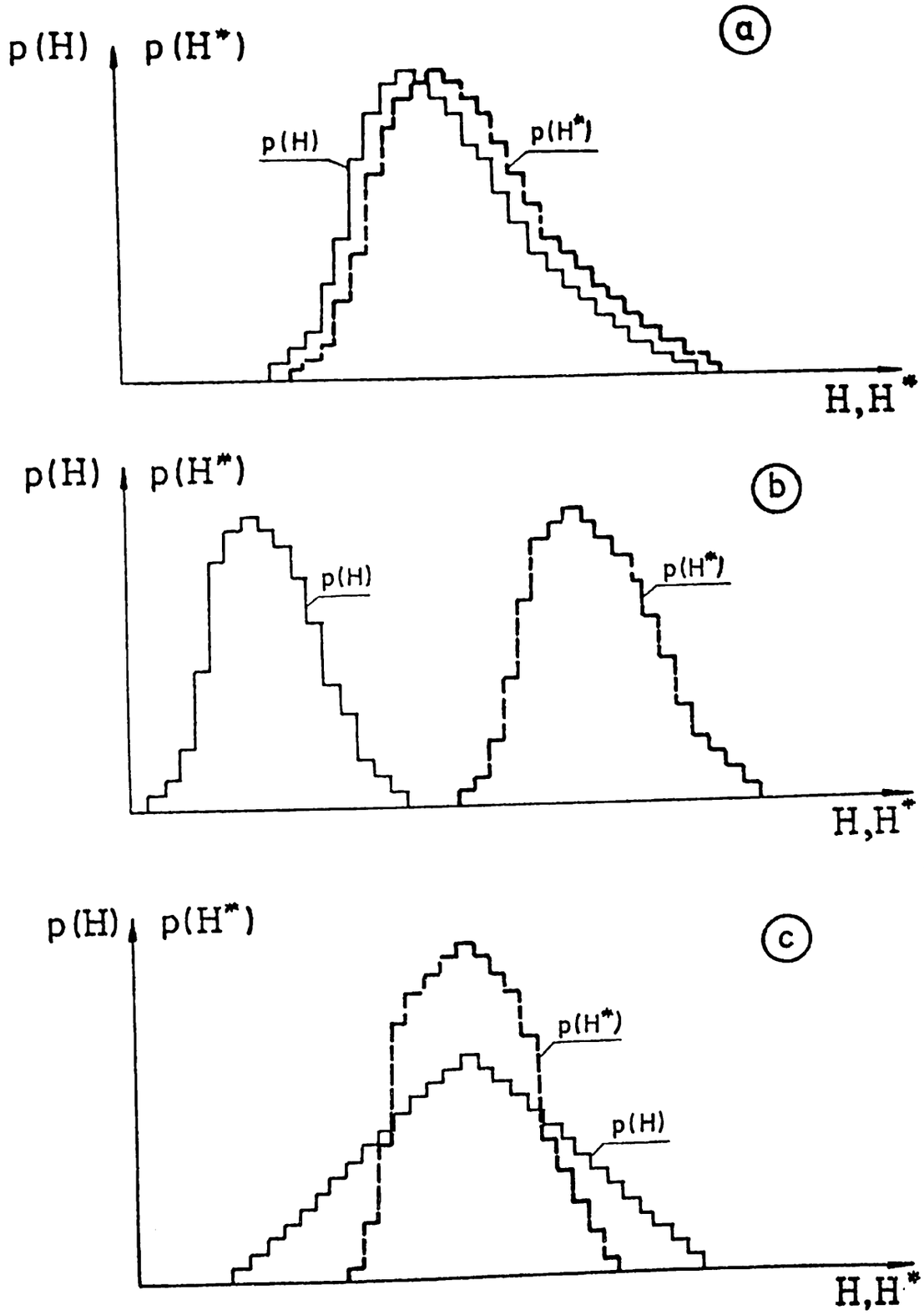


Fig.2 Theoretical range of virgin and actual high river stage distributions.

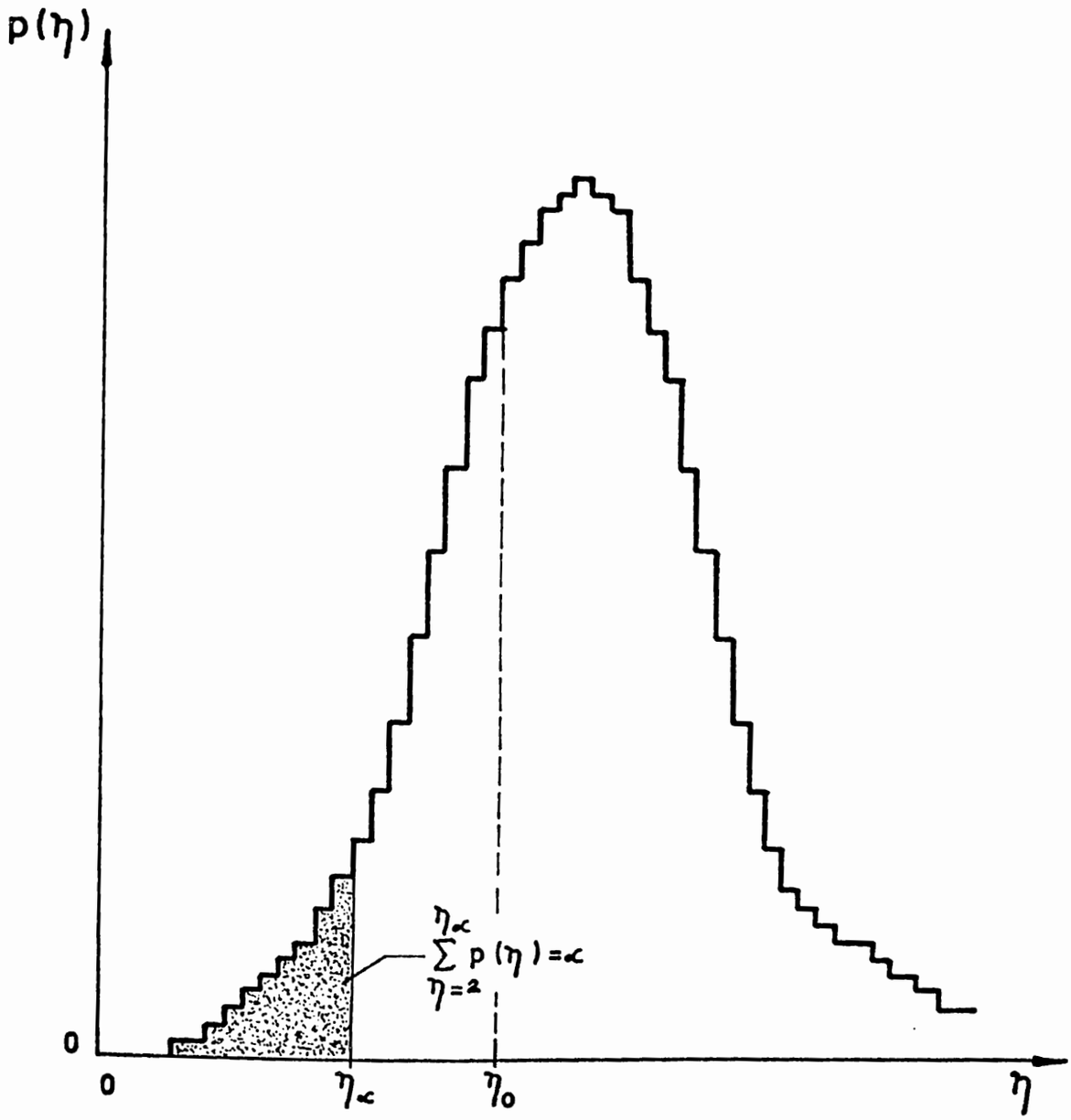


Fig.3 Frequency histogram of the number of runs of virgin and actual high river stages

Table 1. High river stages of the Drava River at Varazdin, Croatia, Yugoslavia

i	Date of occurrence	H_i (cm)	$H_{(i)}$ (cm)	$H_{(i)}$ & $H^*_{(j)}$ (cm)
1	2	3	4	5
1	2.V. 1922	275	206	206
2	15.V. "	282	212	212
3	18.VII. "	240	215	215
4	1.XI. "	250	224	224
5	28.VI. 1923	315	227	227
6	16.X. "	275	229	229
7	1.XII. "	340	230	230
8	10.V. 1924	286	230	230
9	29.V. "	308	233	233
10	13.IX. "	278	234	234
11	18.II. 1925	262	235	235
12	13.V. "	314	236	236
13	4.VIII."	294	240	240
14	13.XI. "	324	240	240
15	6.VII.1926	320	240	240
16	10.VIII."	320	240	240
17	4.XI. "	310	241	241
18	25.XI. "	340	242	242
19	12.IV. 1927	242	242	242
20	14.IX. "	246	242	242
21	28.IX. "	270	245	245
22	25.XI. "	274	245	245
23	2.V. 1928	260	246	246
24	31.X. "	285	247	247
25	4.VIII.1929	230	249	249
26	26.VII.1930	236	249	249
27	15.VIII."	250	250	250
28	14.X. "	245	250	250
29	22.VII.1931	260	250	250
30	28.X. "	230	250	250
31	24.IX. 1933	310	254	250*
32	11.X. "	280	255	254
33	31.X. "	260	255	255
34	16.III.1934	266	255	255
35	7.VI. "	284	255	255
36	29.VIII."	270	257	255
37	13.XI. "	290	260	257
38	8.X. 1935	310	260	260
39	23.X. "	242	260	260
40	24.V. 1936	290	260	260
41	3.VIII.937	290	260	260
42	13.IX. "	320	262	260
43	22.IX. "	330	262	262
44	7.X. "	290	262	262
45	26.X. "	276	264	262
46	23.V. 1938	320	265	264
47	24.XI. "	240	266	265
48	23.V. 1939	320	270	266
49	16.VI. "	310	270	270
50	7.XI. "	270	270	270

./.

1	2	3	4	5
51	29.VII. 1940	270	270	270
52	4.X. "	300	270	270
53	20.XI. "	340	272	270
54	31.V. 1941	300	273	272
55	30.VII. "	310	274	273
56	2.III. 1942	272	275	274
57	30.IX. "	280	275	275
58	18.VI. 1943	280	276	275
59	10.VII. "	295	277	276
60	1.X. "	240	278	277
61	20.VI. 1944	300	280	278
62	10.XII. "	270	280	280
63	11.VIII. 1945	315	280	280
64	15.VI. 1946	310	280	280
65	10.VII. "	350	282	280
66	25.II. 1947	285	284	282
67	24.VI. "	260	285	284
68	1.XII. "	255	285	285
69	29.I. 1948	245	285	285
70	22.VI. "	302	285	285
71	27.VII. "	320	285	285
72	9.XI. "	255	286	285
73	5.I. 1949	250	288	286
74	16.VIII. "	250	290	288
75	28.XI. "	285	290	290
76	15.II. 1950	240	290	290
77	26.V. "	285	290	290
78	24.XI. "	255	290	290
79	26.II. 1951	265	291	290
80	12.V. "	320	293	291
81	31.V "	328	294	292*
82	14.XI. "	320	295	293
83	28.X. 1952	315	300	294
84	4.VIII. 1953	300	300	295
85	30.X. "	288	300	300
86	7.V. 1954	290	300	300
87	5.VI. "	304	302	300
88	12.XI. "	264	304	300
89	13.XII. "	247	305	302
90	29.III. 1955	224	308	302*
91	16.IX. "	241	310	304
92	4.III. 1956	280	310	305
93	3.VI. "	305	310	306*
94	15.VI. 1957	249	310	308
95	29.VII. "	262	310	310
96	14.V. 1958	233	310	310
97	24.IX. "	206	314	310
98	3.X. "	212	315	310
99	14.X. "	215	315	310
100	1.VII. 1959	285	315	310
101	14.VIII. "	235	316	314
102	30.X. "	234	320	315
103	21.V. 1960	242	320	315
104	7.IX. "	262	320	315
105	23.IX. "	273	320	316

./.

1	2	3	4	5
106	9.XII. 1960	257	320	320
107	30.VII. 1961	229	320	320
108	19.X. "	260	320	320
109	14.XI. "	255	320	320
110	15.V. 1962	291	324	320
111	3.VI. "	316	328	320
112	30.VII. "	277	330	320
113	10.XI. "	254	340	320
114	13.III. 1963	227	340	324
115	10.IX. "	293	340	328
116	8.XI. "	249	350	330

j	Date	H^*_j (cm)	$H^*_{(j)}$ (cm)	$H_{(i)}$ & $H^*_{(j)}$ (cm)
1	2	3	4	5
1	15.X. 1964	250	250	337*
2	26.X. "	395	292	340
3	6.VII. 1965	337	302	340
4	3.VIII. "	368	306	340
5	5.IX. "	424	337	350
6	30.IX. "	355	355	355*
7	21.VIII.1966	407	366	366*
8	7.XI. "	366	368	368*
9	4.XII. "	292	395	395*
10	9.IX. 1967	306	407	407*
11	7.XI. "	302	424	424*

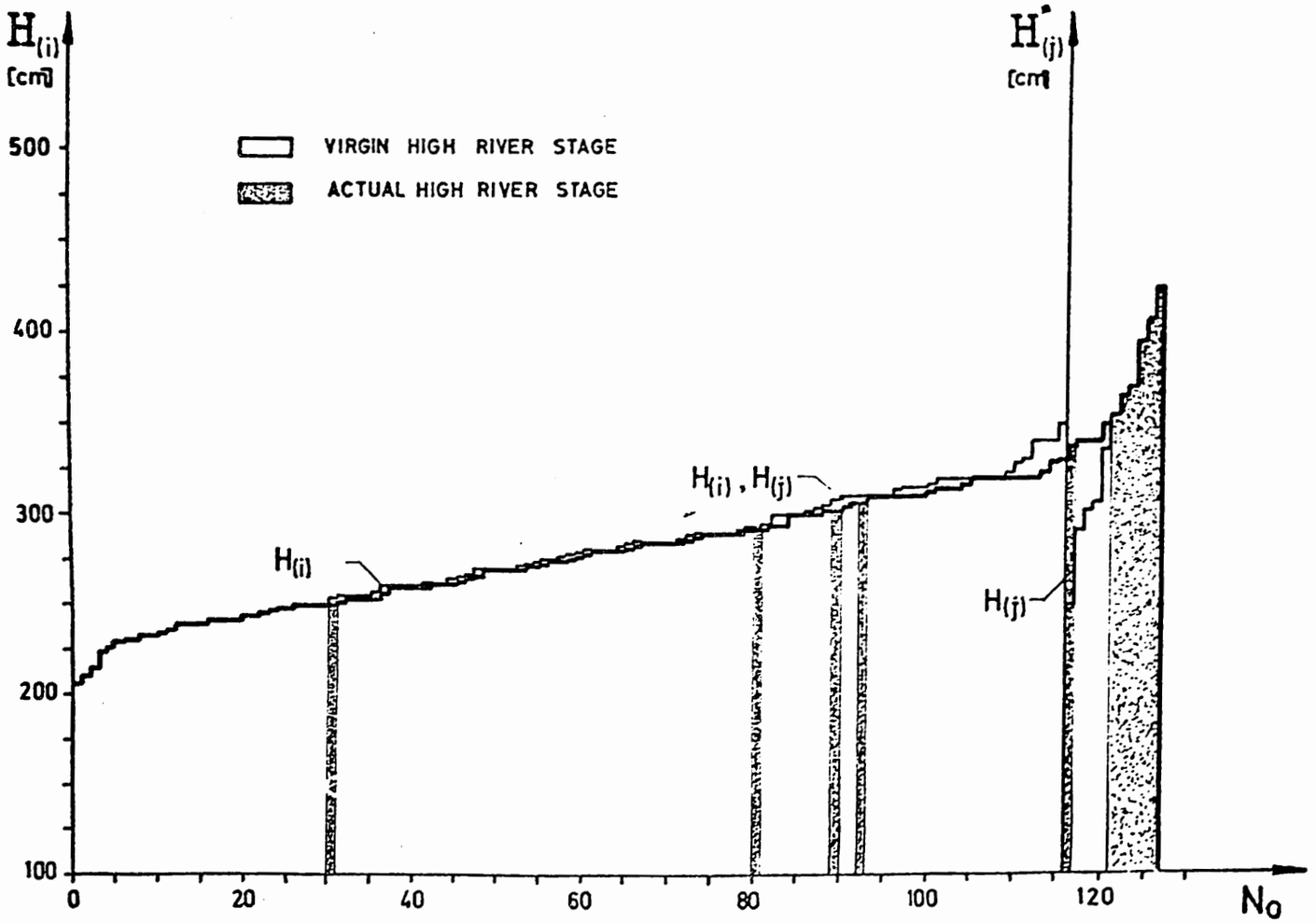


Fig.4 Duration curves of virgin $[H_{(i)}]$, actual $[H^*_{(j)}]$, and combined $[H_{(i)}, H^*_{(j)}]$ period high river stages of the Drava River at Varazdin, Croatia, Yugoslavia

FLOOD HYDROGRAPH CHANGE IN A DISCHARGED RESERVOIR

By JOZEF PROCHAZKA, BOHUSLAV ŠIMKOVIC
Water Research Institute, Bratislava, Czechoslovakia

Р е з ю м е

Сравнение изменения паводочной волны в большом водохранилище, в речном русле и в подпорном водохранилище. Изменению гидрографа в подпорном водохранилище посвящена главная часть доклада. Приводится современный способ решения по водохранилищу с переменным гидродинамическим подпором - основанный на исходном графическом решении ретенционного уравнения, которое предложил Клемеш. В заключение доклада находится пример трансформации поводочной волны в проектируемом каскаде русловых плотин на участке реки Дунай ниже Брэтиславы.

S u m m a r y

Analysis of flood hydrograph change in a large reservoir, riverbed and discharged reservoir. The substantial part of the paper is concerned with the flood hydrograph change in the discharged reservoir. A new graphical method of solution is presented for a reservoir with changeable hydrodynamic backwater - based on the original graphical solution of the retention equation published by Klemeš. Finally an example of flood hydrograph change is presented in the designed cascade of reservoirs, envisaged on the Danube river reach downstream of Bratislava.

1. FLOOD HYDROGRAPH CHANGE IN THE LARGE RESERVOIR

(spillway without gate or control) is based on the relationship between the outflow from the reservoir Q and volume in the reservoir V. Both variables are usually expressed as a function of the hydrostatic level (backwater) in the reservoir, that means Q/h or V/h. Eliminating parameter h a relationship for flood hydrograph change solution is obtained, indicated as Q/V and usually expressed graphically and replaced by a numerical function when computers are used.

2. FLOOD HYDROGRAPH CHANGE IN THE RIVERBED

(according to /1/) is also based on one curve Q/V, developed for a fictional "uncontrolled spillway" at the downstream end of the river reach, that means on a rating curve in this downstream cross-section Q/h and further on the hydrodynamic water level, necessary for V/h determination, i.e. on a level, created by the discharge in a given fictional "reservoir". The water level slope is usually assumed as constant. The variable h denotes the elevation (fictional backwater height) in the downstream cross-section.

3. FLOOD HYDROGRAPH CHANGE IS A DISCHARGE RESERVOIR

(the water level not being hydrostatic and being controlled in the downstream cross-section i.e. in the dam cross-section), is the combination of above mentioned two cases. It is based (in a simplified approximation) on several curves Q/V (they are functions of backwater elevation h) and on the prescribed (chosen) manipulation with the backwater level during the flood hydrograph. Following situations can be created, as for instance:

a) backwater h is increasing (without intervention, or due to intervention) during the rising curve (Fig.1).

The peak discharge in the reservoir will decrease, the wave volume downstream the reservoir is

- unchanged (in the case "without intervention")
- changed or unchaged (in the case of intervention, in the dependence upon the manipulation).

b) backwater h during the flood wave is unchanged (assuming an adequate dam outlet capacity (Fig.2).

Neither the peak discharge nor the flood wave volume will change in a greater extent, some change occurs only due to the increase of the hydrodynamic water level at higher discharges.

c) backwater h is recessing (due to intervention) during the flood wave rising (Fig.3).

Flood wave volume will increase, the peak discharge could also increase (according to the advance of manipulation).

4. FLOOD HYDROGRAPH CHANGE IN THE DISCHARGE RESERVOIR

in a reach,decreasing originaly the peak discharge (wave culmination).

In the original state the situation in the reach was the same as that in the 3a (- without intervention. Due to the backwater h (befor the inflow wave arriving) the original peak discharge decreasing is affected (Fig.4). The wave decreasing from 1 to 2 in the original state is replaced by the change of the wave 1 to 3. With respect to the change of the wave 2 to 3 it is the matter of "antecedent peak discharge increase", caused by reservoir construction.

If it is necessary (or possible) during the inflow increase that the backwater level:

a) will keep rising, the culmination of the wave 3 will decrease.If this new decrease will compensate the antecedent culmination icrease,the wave will pass through the reach in the same way as in the original (not adapted) state.Than the wave 2 will be found at the end of the reach again as the result of the "antecedent rising and successive decrease" (Fig. 4).

b) will not be changed any more, the inflow wave 2 will remain as the outflow wave at the end of the reach (Fig.4). Theoretically this wave can be decreased as a little higher alope of the hydrodynamic level in the highest discharge period will enable to enlarge the changing reservoir volume.

c) decreased, a rise of already increased wave 3 and 3′ could occur (Fig.4) due to the unsuitable timing of manipulation.

Provided that a liquidation of backwater will occur before the period of discharge wave increasing (due to intervention), the wave will pass through the section (reservoir) after the construction in the same way, as before the construction, naturally if the outlet structures would enable it.

5. METHOD OF SOLUTION IN THE CASCADE OF RESERVOIRS

a) The volume V between two successive cross-sections as well as in the whole backwater reach should be computed according to the diagram in (Fig.5).

Resulting relationships Q/V for respective reservoirs will have a shape according to (Fig.6). To each water level h_i i.e. backwater in the dam cross-section, corresponds one curve Q/V.

b) Flood hydrograph change computation will be performed successily in chosen time intervals Δt. In each time intervals the equation

is valid, where

I is the mean (average inflow to the discharged reservoir

Q is the mean (average) outlow from the reservoir

ΔV is the water volume change within the reservoir.

The chart of the graphical solution can be seen in (Fig.7). Substantially it is the Klemes (2) solution, adapted for the reservoir with changeable hydrodynamic backwater :

c) in time t the inflow I_t, outflow Q_t and backwater stage in the dam crosse section h_2 are known i.e. point 1 in (Fig.7).

d) the mean inflow I in the interval t, t + Δt is known (it is the abscissa 23 in (Fig. 7) passing through the point 1)

e) triangle $\overline{234}$ is the result of the graphical multiplication $I \cdot \Delta t = \Delta V$ provided that an outflow Q = 0 will exist in the section soluted.

The triangle, not being characterized in more details (in /Fig.7/, "drawn" from the basic triangle 234 to the margin of the figure as triangle with the top 2′/ denotes

$$(I - Q_1)\Delta t = \Delta V_1$$

that means, that it determines the outflow Q_1 in the intervals t, t + Δt, providing no change of the original water level h_2 during the interval.

The triangle $\overline{256}$ (in fig. 7 "drawn" to the margin as 2" 5" 6") determine

$$(I - Q_2)\Delta t = \Delta V_2$$

that means, the mean outflow Q_2 is thus determined, providing the change of the original water level h_2 , during the interval of the solution, to h_1 (the water level will increase).

An accumulation of water in the discharged reservoir occurs, therefore the outflow Q_2 is substantially lower than the inflow I.

The triangle $\overline{278}$ ("drawn" to the margin of, Fig. 7 as 2" 7" 8") denotes

$$(I - Q_3)\Delta t = \Delta V_3$$

that means that it represents the mean outflow Q_3 when the original water level will be changed (lowered) to h_3.

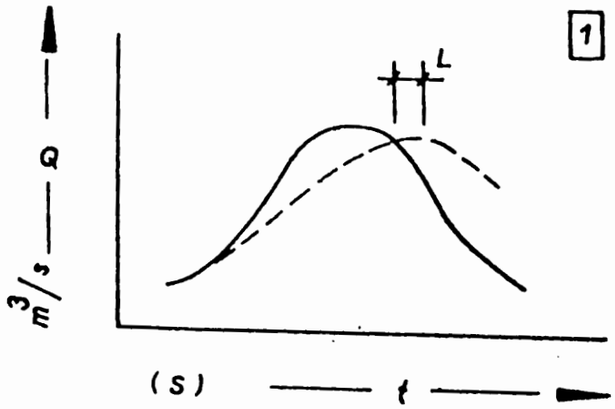
Simultaneously with the change an additional outflow from the discharged reservoir takes place (accumulated in the preceding interval) thus the outflow Q_3 will be greater than the inflow I.

f) In Fig. 7 a manipulation was chosen resulting in outflow Q_3. The further proceeding is presented :
water level h_3 decreases in the following intervals to h_4 and h_5, in further interval the water level h_5

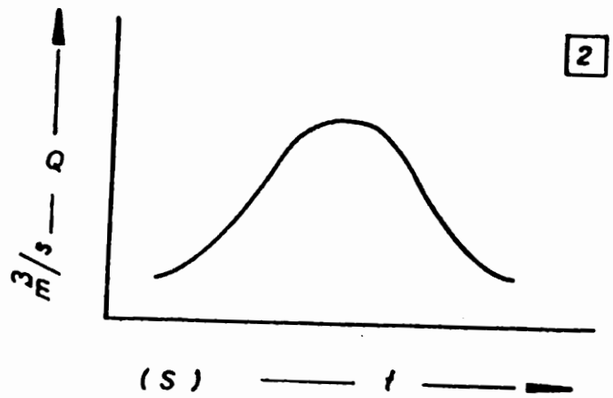
will remain - finally the water level will be raised to h_4 than it will remain at h_4,etc.

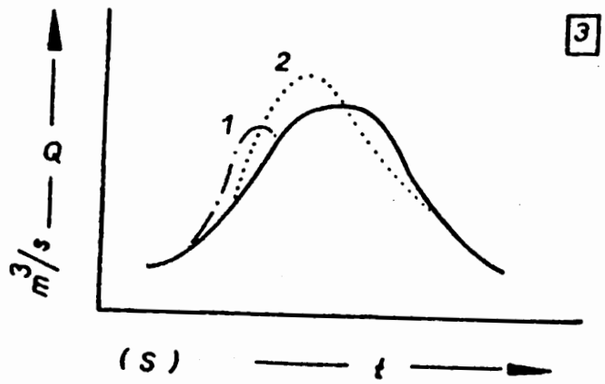
This not quite smooth manipulation (conditioned by methodical reasons)results in an outflow hydrograph which is also not smooth.

Condluding an example of a flood hydrograph change on the Danube River is shown (from 1954) in a system of three discharged reservoirs(Hrušov, Dunaszeg, Nagymaros), from which two upper ones let through discharge on the basis of inflow forecasted two days in advance. It is the matter of one of the alternatives of the Czechoslova-Hunga - rian Danube reach construction.

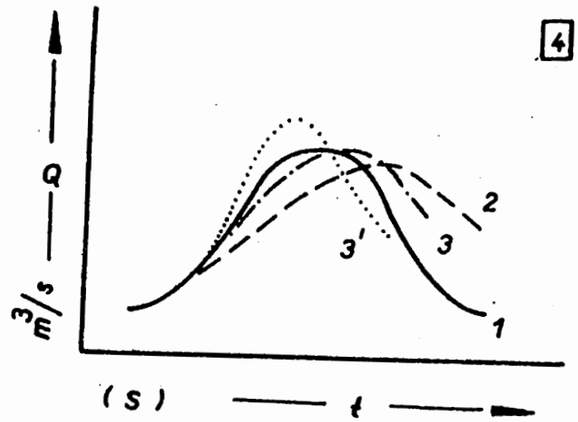


Q - discharge расход
t - time время
L - peak travel time /"lag"/ in a discharged reservoir
- время добегания в подпорном водохранилище

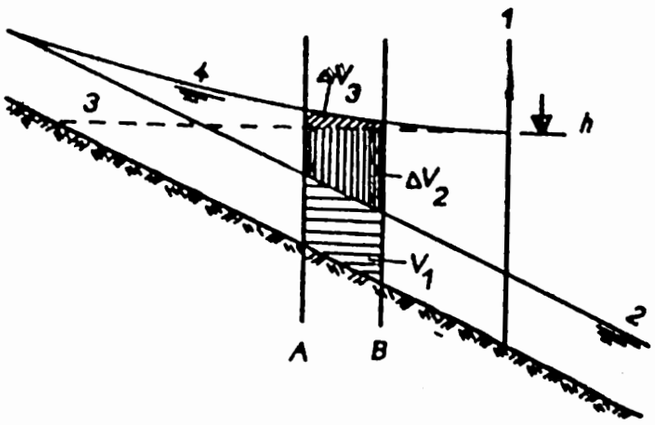




1,2 - different types of flood control
- различные способа манипуляции



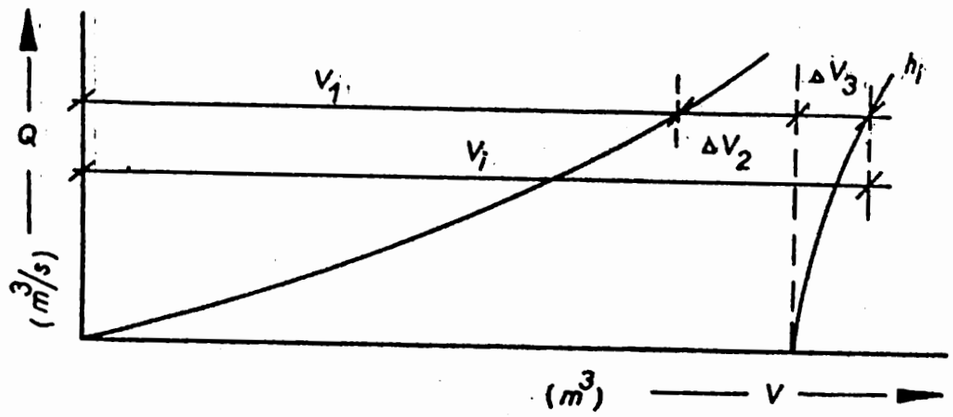
1 - natural wave, begin of the section
- расходочная волна, начало участка
2 - end of the section
- конец участка
3,3' - after completion, end of the section /two ways of solution/
- после постройки, конец участка /две из возможных решений/

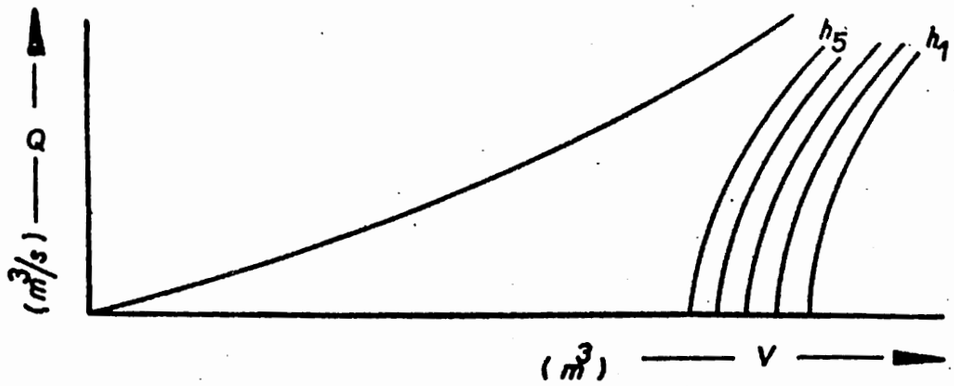


5

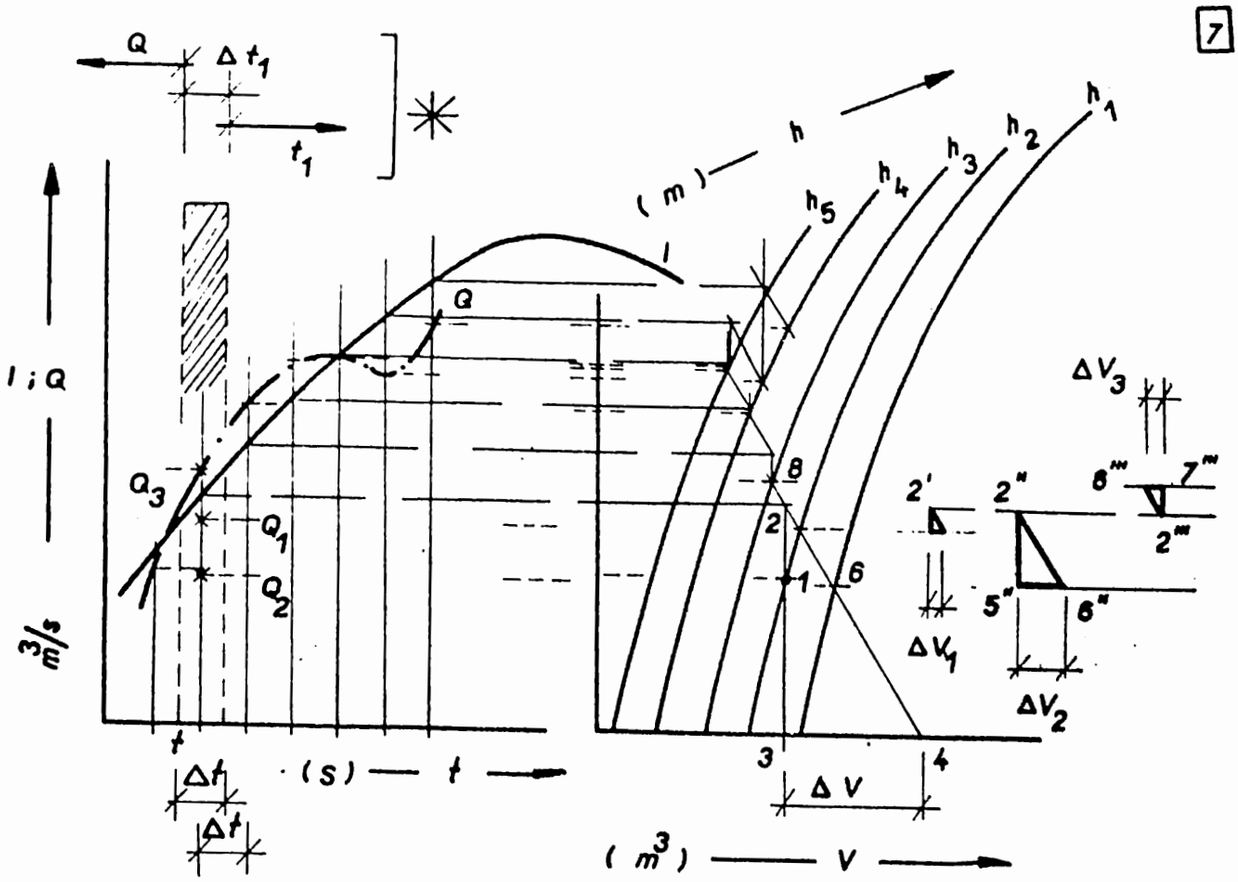
h - backwater подпор
1 - dam cross-section
- профиль плотини
2 - level before river regulation
- уровень перед постройкой
3 - hydrostatic level
- гидростатическая уровень
4 - hydrodynamic level after river regulation
- гидродинамическая уровень после постройки

6



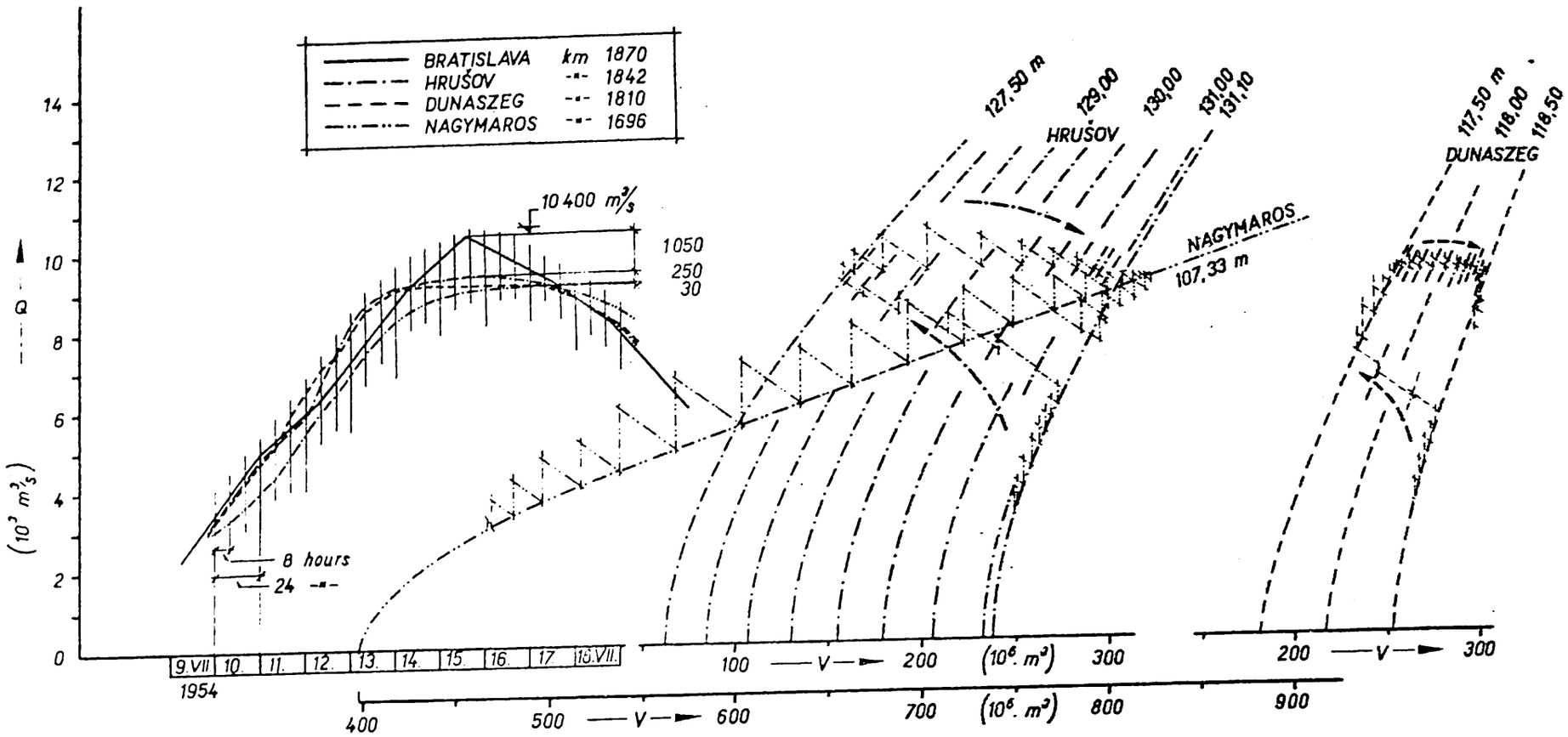


V_1	volume before river regulation	обьем перед постройкой
ΔV_2	static part	статическая часть
ΔV_3	dynamic part	динамическая часть
V_i	volume after river regulation	обьем после постройки
h_i	for one backwater level	для одного подпорного уровня
h_1-h_5	for several backwater levels	для многих подпорных уровней



✳

Q	-	known	знакомое
Δt_1	-	interval soluted	интервал решения
t_1	-	solution continues	решение продолжается


BRATISLAVA km 1870
HRUŠOV 1842
DUNASZEG 1810
NAGYMAROS 1696
10 400 m³/s
1050
250
30
8 hours
24
Q
(10³ m³/s)
9.VII
10.
11.
12.
13.
14.
15.
16.
17.
18.VII.
1954
127,50 m
129,00
130,00
131,00
131,10
HRUŠOV
NAGYMAROS
107,33 m
117,50 m
118,00
118,50
DUNASZEG
V
(10⁶ m³)

ОПТИМИЗАЦИЯ ПРОСТРАНСТВА В ВОДОХРАНИЛИЩЕ ПРЕДНАЗНАЧЕННОГО ДЛЯ ЗАЩИТЫ ОТ НАВОДНЕНИИ

СЕРАФИМ ОПРИЦОВИЧ, инж. и ВРАНИСЛАВ ДЖОРДЖЕВИЧ, канд.техн.наук - Водохозяйственный институт им. "Ярослав Черни" - Белград

Р е з ю м е

Рассматривается оптимизация отдельного с многосторонними назначениями водохранилища, которое служит для орошения, энергетики, защиты от наводнений и задержки наносов. Принимая во внимание назначение водохранилища, для оптимизации усвоены следующие экономические критерии: 1) доходы от водохранилища, 2) затраты водохранилища, 3) убытки от наводнения районов ниже по течению.

Целью оптимизации является определение оптимально резервированной емкости водохранилища по месяцам, для которых результирующие критерии будут увеличены до максимума. Затем сопоставляется трансформация паводковой волны в таким образом оптимизированном водохранилище, в случае когда имеется и когда не имеется прогноз паводковой волны на входе. Приводится пример оптимизации водохранилища в случае реки Велика Морава с использованием электронной вычислительной цифровой машины (ЭВЦМ).

S u m m a r y

This paper deals with optimalization of an accumulation lake with manifold assignment, which serves for artificial irrigation, energetisc, protection against floods and for retention of alluvium. Taking into account the assignment of the accumulation lake, the following economic criteria have been accepted for the optimalization: 1/ revenues from the accumulation lake, 2/ expenses of the accumulation lake, and 3/ losses from the flood within the region along the stream.

The aim of optimalization is to determine the optimum spare capacity of the accumulation lake by months, the resulting criteria of which will be increased up to the maximum. Then, the transformation of high waters waves is compared with the optimum accumulation lake, in case when there exist or do not exist the forecasts of high waters waves. An example of accumulation lake optimalization is indicated in case of the river Velika Morava, and utilization of electronic computer (EVCM).

1. Введение

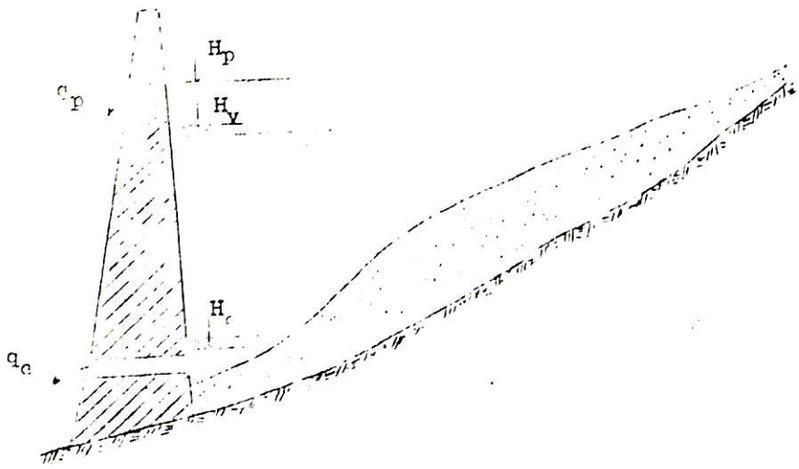
В рамках проекта комплексного благоустройства бассейна реки Велика Морава предусматривается строительство значительного количества водохранилищ комплексного водохозяйственного назначения. Водохранилища проектируются каждый отдельно, а совместная их работа в водохозяйственной системе в целом проверяется моделированием всей системы на ЭВЦМ.

Все водохранилища многостороннего водохозяйственного назначения с обязательным пространством для приема и трансформации паводковых вод и этим получают активную роль в защите от наводнений в районах вниз по течению. Очевидно, что величина пространства резервируемого для этой цели является и технической и экономической категорией. Пространство это зависит от режима паводковых вод, местоположения элементов плотины, но также зависит и от экономических фактов. А именно, резервированием пространства в водохранилище сокращаются доходы остальных потребителей (уменьшается энергетический напор, уменьшается пространство для аккумулирования), но осуществляется защита от наводнений вниз по течению. В этом столкновении интересов оптимальное предусматриваемое пространство для преобразования паводковой волны можно определить методом оптимизации.

Пространство резервируемое для приема паводковой волны изменяется в течение года в зависимо-

сти от гидрологических характеристик водотока. В работе рассматривается подбор оптимальной емкости этого пространства в функции времени, для случая когда конструктивные элементы объекта подпора определены и некоторыми другими методами[x/]. Проведена оптимизация водохранилища, объект подпора которого располагает донными водоспусками и водосливом без затвора.

Основная схема местоположения водохранилища дана на фигуре 1.



Общее уравнение баланса, определяющее изменение состояние в водохранилище, гласит:

$$\frac{dV}{dt} = Q - q, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots /1.1/$$

где: V - объем воды в водохранилище; Q - приток воды; q - расход на выходе; t - время.

По природе паводковая волна $Q(t)$ на входе является стохастической величиной с определенной вероятностью появления.

Расход на выходе из водохранилища дается отношением:

$$q = q_e + q_p, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots /1.2/$$

где: q_e - расход через донный водоспуск; q_p - расход через водослив.

Расход через донный водоспуск дается отношением

$$q_e = q_e^{o} \frac{\sqrt{H - H_e}}{\sqrt{H_v - H_e}}, \quad \ldots\ldots\ldots /1.3/$$

где: q_e^{o} - расход через водоспуск для отметки H_v и при полностью открытом водоспуске; H - уровень воды в водохранилище; H_v - уровень характерный для состояния водохранилища в течение одного месяца; H_e - отметка водоспуска.

Расход через водослив определяется отношением

$$q_p = C_1 b (H - H_p)^{3/2}, \text{ для } H > H_p, \quad \ldots\ldots (1.4)$$

где: C_1 - постоянная величина; B - ширина водослива; H_p - отметка водослива.

Принимая во внимание, что у донного водослива есть затвор, расходом $q_e(t)$ можно управлять, а этим влиять на состояние водохранилища и на преобразование волн. Управление трансформацией волн путем расхода $q_e(t)$ находится в связи с прогнозом паводковой волны на входе. Оптимизация резервированного в водохранилище пространства проводилась для случая, когда в распоряжении нет прогноза паводковой волны на входе.

2. Метод оптимизации

Проводится оптимизация пространства резервированного для защиты от наводнений в течение характерных месяцев, или уровней H_v в водохранилище, выше которого находится пространство предусмотренное для приема паводковой волны. Принимая во внимание, что усвоено проведение оптимизации для случая когда отсутствует прогноз паводковой волны на входе $Q(t)$, усвоен такой режим работы донного водоспуска, при котором расход сброса $q(t)$, сопровождает паводковую волну на входе до тех пор пока водоспуск не будет полностью открыт. Из отношения /1.1/ до /1.4/ усвоенной работы водоспуска следует математическая модель в виде следующего дифференциального уравнения:

$$\frac{dV}{dt} = \begin{cases} Q & \text{для } t \leq t_k \\ Q_{(t)} - q & \text{для } t > t_k,\ H \leq H_p \\ Q_{(t)} - q_e - q_p & \text{для } t > t_k \quad H > H_p \end{cases} \quad \ldots (2.1)/$$

где: t_k - момент когда водоспуск полностью открыт.

Параметр управления H_v имеет следующие ограничения:

$$H_v^{o} \leq H_v \leq H_p \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (2.2)$$

где: H_v^{o} - уровень, до которого водохранилище должно быть заполнено, с учетом требований остальных водохозяйственных потребителей.

Элементами экономического критерия для оптимизации являются:

а) доход от водохранилища всех водохозяйственных потребителей, который является возрастающей функцией H_v; $J_k = f_1(H_v)$;

б) затраты водохранилища также являются возрастающей функцией H_v; $J_t = f_2(H_v)$;

в) убытки от наводнений являются функцией максимума расхода сброса $J_s = f_3(q_m)$.

Результирующим критерием для оптимизации месячного состояния является

$$J = af_1(H_v) - bf_2(H_v) - CM[f_3(q_m)] \ldots\ldots /2.3/$$

где: a, b, c - весовые коэффициенты для экономических критерий по месяцам, $M/f_3(q_m)/$ - математическое ожидание убытка

$$M/f_3(q_m)/ = \int_E f_3(q_m)\, p(q_m)\, dq_m \ldots\ldots\ldots (2.4)$$

---

x/ Величина наиболее важных конструктивных элементов плотины могут быть проверены методом оптимизации, но это не будет предметом этого доклада.

Здесь: $P(q_m)$ – функция плотности распределения мак симума сбросового расхода $q(Q, H_v)$;

E – множество возможных значений q_m.

Задачей оптимизации является определение оптимального значения H_v, которое до максимума увеличивает критерий J, т.е.,

$$\max_{H_v} J \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2.5)$$

Эта проблема относится к классу задач оптимизации стохастических, дискретных и нелинеарных процессов. Так как паводковую волну на входе $Q(t)$ нельзя выразить как аналитическую функцию времени, то классические аналитические методы не могут быть использованы в такого рода проблемах оптимизации. Поэтому здесь усвоен метод поисков ряда значений критерия J, получаемых для различных значений параметра H_v^i в соответствии с ограничениями /2.2/. Для одного значения параметра H_v^i определяется значение критерия J^i, затем значение параметра изменяется на ΔH_v, и для значения H_v^{i+1} снова определяется значение критерия J^{i+1}. Сопоставлением значения J^i и J^{i+1} устанавливается в соответствии с целью оптимизации /2.5/ – какое значение из H_v^i и H_v^{i+1} следует запомнить и какое будет представлять собой временное оптимальное значение H_v. Затем все это итеративно повторяется пока не перекроется интервал параметра H_v в соответствии с ограничением /2.2/, а значение критерия J^i сопоставляется с значением $J(H_v)$

Испытанием чувствительности критерия J на величину усвоенного шага ΔH_v устанавливается – нужно ли проведенный итеративный поступок повторять с меньшим шагом. Малый шаг ΔH_v требует более длительных вычислений.

Следует напомнить, что усвоенный режим работы водоспусков не является оптимальным. Именно, в случае когда в нашем распоряжении имеется прогноз паводковой волны на входе $Q(t)$, можем в момент уведомления о волне приступить к опорожнению водохранилища и этим до известной степени уменьшить максимум расхода сброса. Для такого режима работы необходим прогноз для того, чтобы случайно не опорожнить без надобности водохранилище так, что позже, после прохождения паводка, нельзя будет вернуть уровень на требуюмую высоту H_v. Трансформацией волн в водохранилище можно управлять, поскольку режим работы водоспуска согласуется с прогнозом. В прилагаемом примере сопоставлены трансформации волн для обоих режимов работы водоспусков.

3. Расчетные аспекты

Вычисление оптимальных значений параметра H_v осложнено трудностями аналитического исследования зависимости между необходимыми величинами. Поэтому часто усваиваются аппроксимативные отношения и методы вычисления отдельных величин. Дифференциальное уравнение /2.1/ можно решить только цифровыми методами. В работе использован метод Рунге-Кутта.

На основании наблюдавшихся волн $Q(t)$ можно статистическими методами получить дискретное множество E_1 возможных значений максимума паводковой волны на входе $Q(t)$ с вероятностью появления p. Трансформацией паводковой волны на входе $Q_i(t)$ с максимумом Q_m^i и вероятностью появления p_i возникает расход сброса q^i с максимумом q_m^i. Для определенного H_v значение q_m^i имеет вероятность появления p_i. Паводковая волна на входе $Q_i(t)$ трансформируется на основании математической модели /2.1/ и определяется максимум расхода сброса q_m^i. Затем из данной функции убытков $f_3(q_m)$ определяется f_3^i.

Считая множество E возможных значений q_m дискретным, математическое ожидание /2.4/ для определенного значения H_v устанавливается при помощи отношения

$$\underset{q_m}{M}\left\{f_3(q_m)\right\} = \sum p_i f_3^i ,$$

для того же H_v определяется J_k и J_t из данных функций доходов и затрат $f_1(H_v)$ и $f_2(H_v)$, а затем значение критерия /2,3/.

4. Пример

Проведена оптимизация резервированного пространства в водохранилище в водосборном бассейне реки В.Морава в месяцах, интересующих с точки зрения защиты от наводнений: март, апрель, май, июнь. (Величина водосборной площади – F = 606 км^2, величина водохранилища – 55 x 10^6 м^3). В распоряжении находились следующие соотношения:

$V = f(H)$ – диаграмма объемов,

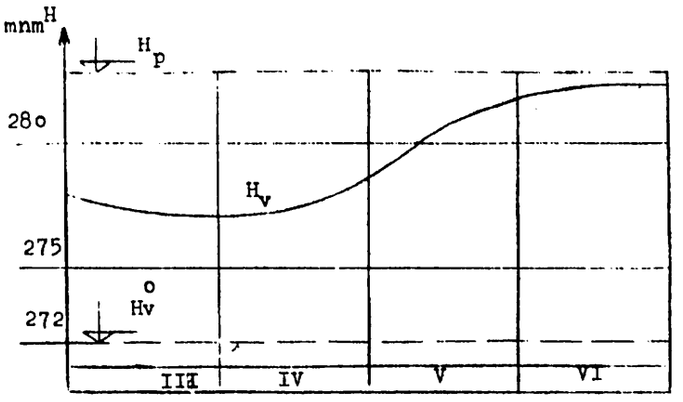
$J_k = f_1(H_v)$ – функция доходов за год,

$J_t = f_2(H_v)$ – функция затрат за год,

$J_š = f_3(q_m)$ – убытки от наводнений по месяцам.

В распоряжении имелись также паводковые волны различной появляемости для всех анализируемых месяцев.

Указанным методом на основании приведенных данных определены оптимально резервированные объемы водохранилища по месяцам, то есть оптимальные уровни, выше которых резервируется пространство для приема и преобразования паводковых волн. Полученные оптимальные значения показаны на графике 2.



На графике 3 показана паводковая волна на входе, 2-процентной вероятности и соответствующий трансформированный расход сброса для случая, когда отсутствует прогноз (кривая 2 на графике), и для случая, когда имелся прогноз паводковой волны на входе (кривая 3). Когда прогноз паводковой волны на входе находился в распоряжении, управление трансформацией было возможно (q_e становится параметром управления) и этим в значительной степени понижал расход сброса. Своевременный прогноз дает возможность усилить работу водоспуска и увеличить пространство для приема паводковой волны непосредственно перед ее приходом.

Заключение

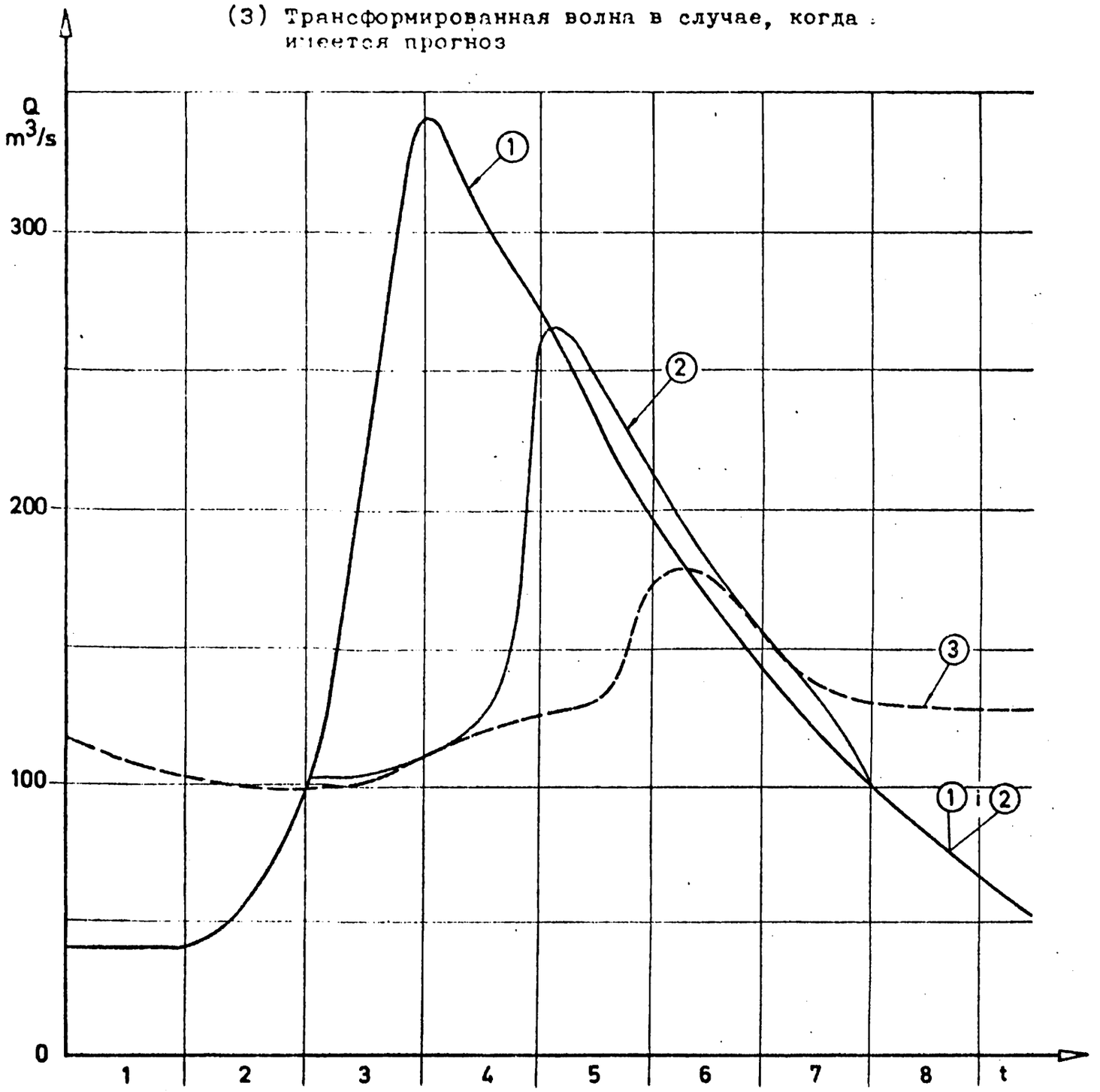
Приведенный пример оптимизации можно использовать для определения оптимального пространства, которое резервируется для защиты от наводнений в случае отдельного водохранилища. Однако, в случае когда анализируется водохранилище в системе, метод можно с успехом использовать, но работу водоспуска следует считать также параметром управления. Эта работа представляет собой шаг к оптимизации системы водохранилищ.

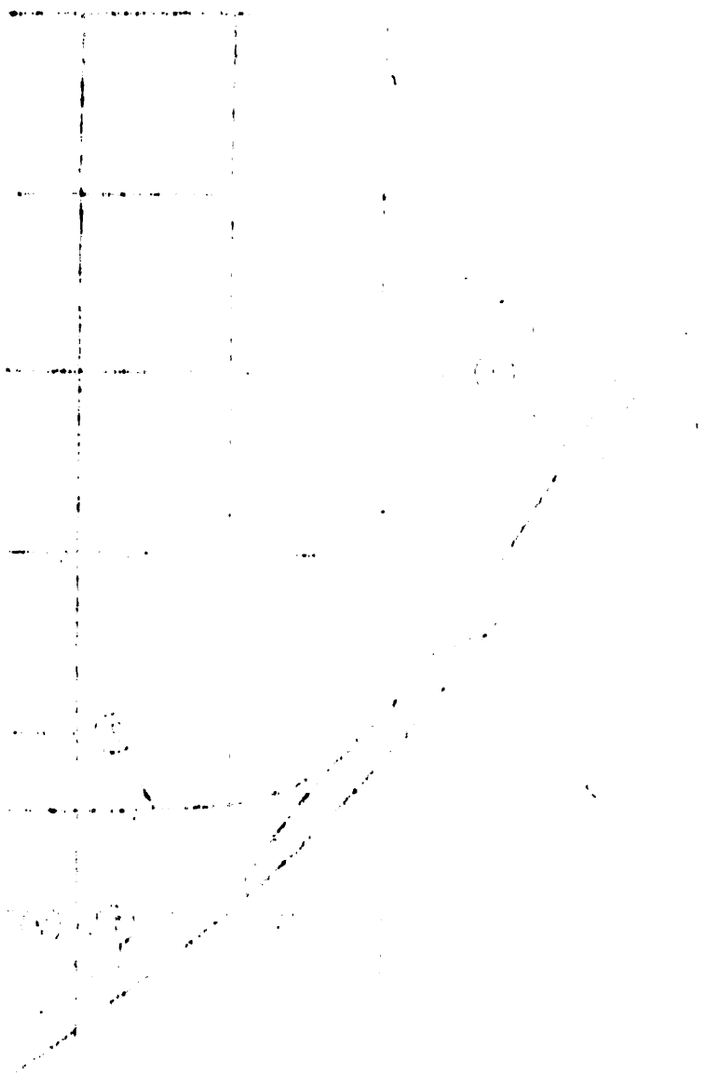
СОПОСТАВЛЕНИЕ ТРАНСФОРМАЦИИ ВОЛН (p = 2%) ДЛЯ ОБОИХ РЕЖИМОВ РАБОТЫ ВОДОСПУСКА

(1) Паводковая волна на входе

(2) Трансформированная волна в случае, когда отсутствует прогноз

(3) Трансформированная волна в случае, когда имеется прогноз





ON THE INFLUENCE OF THE UPPER DANUBE BARRAGES ON ICE CONDITIONS

Dipl. ing. WALTER ERTL
Rhein-Main-Donau Aktiengesellschaft, München 23, Leopoldstrasse 28

Р е з ю м е

При проектировании ряда гидростанций на верхнем Дунае, между устьем реки Лехом и Ингольштатом, надо было исследовать как загораживание реки будет воздействовать на положение льда. Исходя из долгосрочного наблюдения образования льда и в связи с этим возникших уровней воды, констатирована связь между силой и длительностью движения льдин и длительностью льда и укрепленное влияние образования льда на уровень воды. По стройке степени остановки осадится льдина, которая появляется сверху, перед ледяным покровом первого простора остановки и образует лед, который подобный льду на свободной реке. Сопоставляя с раньшим положением льда, видно фиктивное изображение ледных положений с 1900 - 1963 года, на основании которых можно увидеть что степени остановки были в то же время. Сообщаются полученные сведения первой (рабочей) зимы.

S u m m a r y

In projecting a series of hydro plants at the upper Danube, between the rivers Lech and Ingolstadt, an investigation how the riverspollution will influence the state of ice should have been carried out. Starting with many years' observations of ice formation and to that connection the produced water levels, the connection between the strength and duration of floes movement and ice length has been proved and the effect of ice formation upon the water level has been established. After establishment of the jam rise the floe coming from the upstream before the ice cover of first jam space will deposit and form ice similar to that of the open river. As compared with the earlier states of ice a fixed representation of ice situation from 1900-1963 it is seen that jam rises existed at that time. The findings of first (working) winter are presented.

ON THE INFLUENCE OF THE UPPER DANUBE BARRAGES ON ICE CONDITIONS

1. Purpose of the Study and Scope of Problem

Following the completion of the first section of about 37 km. (23 miles) below Ulm (Oberelchingen - Faimingen), the regulation of the Upper Danube - that is, the Bavarian stretch of the Danube between Ulm and Kahlheim - was continued with a second section below the mouth of the Lech (Bartoldsheim - Ingolstadt). The resulting situation is that the uppermost barrage at Bertoldsheim in this new section follows an open stretch of about 55 km (34 miles) until such time as the power station weir planned for a later date is closed. Consequently one of the hydrological problems to be investigated was how the construction of this barrage would affect ice conditions. The reason for such consideration was the knowledge that in severe winters, e. g. 1928/29, 1955/56 and 1962/63, there can be substantial ice formation on the Danube.

It should be noted from the outset that the following investigations do not deal with theoretical assumptions or the physical fundamentals of ice formation and the like. On the contrary, they are based on existing observations of ice conditions over this substantial stretch of the river and the accompanying water levels. An attempt is made to derive from these data indications of how these processes will be influenced by the damming effect of the Bertoldsheim Danube barrage. As a fictitious forecast the ice conditions are illustrated which would have occurred in the period 1900 - 1953, if the Bertoldsheim barrage had then been in existence. This method seems to be the most suitable because it permits computation with effective figures, requires no theoretical assumptions as to computational values and the course of the winter, and immediately provides a clear picture of the changes.

2. Hydrological Data

With the kind assistance of the Bavarian State Hydrological Office it was possible to compile comprehensive observation material; for example, above all ice observations were available from the river gauging stations at Neu-Ulm (Ulm), Günzburg, Dillingen and Donauwörth for the years

1826 - 1963 and a diagram of the ice levels on the Bavarian stretch of the Danube from 1900 to 1963. In the winter of 1962/63, with its especially persistent low temperatures which caused the ice on the Danube to form from Passau to beyond Regensburg and from Weltenburg to beyond Donauwörth, it was possible to collect particularly valuable observation material. The responsible water resources offices took daily records of the river gauging stations, and of the building up and breaking down of ice and ice displacement. Furthermore, those water level observations were evaluated which were made at Donauwörth and Schäfstall, the river stations in the zone affected by the Bertoldsheim Danube barrage, and downstream of the Günzburg Danube barrage which at that time was the lowest barrage in operation on the Upper Danube. From this latter station temperature measurements are also available. For these investigations the river Lech can be neglected, since it brings no drift ice into the Danube owing to the construction of dams between Augsburg and the confluence with the Danube. The Danube above Ulm and the Iller can similarly be neglected.

3. Current ice Conditions on the Upper Danube

a. General Information.

Basically it can be established that ice on the Danube has always formed from certain points. In the Bavarian region these points are primarily the Kachlet above Passau (both before and after construction of the dam there), the mouth of the Isar at Deggendorf, and the Weltenburg Narrows. Since the ice on the stretch of the Danube below Weltenburg has never affected the stretch of river above this point, for the problem under investigation it is only necessary to examine the ice conditions above the Weltenburg Narrows. Here the official observations give approximately the following picture :

Drift ice generally form at temperatures below - 10°C. Its thickness increases in proportion to the length of the stretch of river. In the upper stretch (between Ulm and Dillingen) it therefore occurs only rarely and to a limited extent, in the middle stretch (down to the mouth of the Lech) it is more frequent and somewhat thicker, and in the lower stretch frequency and thickness grow more and more The narrowing of the river bed and the tight curves of the Weltenburg Narrows make it difficult for the drift ice to flow through, so that here an ice sheet is formed, which is then built up further upstream by the following drift ice. At temperatures between - 5° and -10°C, there is no more drift ice formation and the ice sheet is not built up any further. At temperatures between 0° and -5°C it is broken down slowly, and at temperatures above 0°C more quickly; first of all channels form in the middle of the river, permitting ice to drift downstream. Displacements occur rarely - mostly only when large floes move and come to rest against still firm sheets of ice.

b. Drift Ice and Water Level

It is evident from the observations that drift ice does not affect the water level. As a rule, at low temperatures, which are a prerequisite for drift ice formation, water levels are low. This is shown clearly by the levels at Donauwörth during the drift ice periods in the years 1900 - 1963. These levels are almost all below the mean water level. Exceptions are recorded for 1914, 1941, 1954 and 1956, when the water level was high at the beginning of the drift ice period, but subsided considerably after a few days, so that these exceptions can be neglected for the following investigations. Consideration must be given to the change in the mean water level at the Donauwörth river station, which is due to deepening of the river bed since 1940. Under current conditions, during drift ice periods maximum water levels of 170 cm at Donauwörth and 380 cm at Schäftstall must be reckoned with.

c. Theoretical Considerations on the Relationship between Drift Ice and Ice Sheets

The ice observations in the severe and especially prolonged winter of 1962/63 provide valuable pointers for further considerations. Please refer first of all to the diagram of ice conditions on the Upper Danube in the period from December 23, 1962, to March 13, 1963. This makes it clear that the drift ice arriving at the Weltenburg Narrows from upstream forms an ice sheet which continues to build up upstream as long as drift ice persists. Now, it can be established that there is a relationship between the quantity of arriving drift ice and the growth of the ice sheet, which conforms with certain laws. Assuming a mean drift speed of 1 m/sec., the water flowing daily through a cross-section 1 m wide comprises a surface area of 84,400 m². If the proportion of drift ice is t%, the drift ice arriving at the upstream end of the ice sheet covers an area of T = 86.400. t/100 (m²) - likewise referred to a width of 1 m. It causes the ice sheet to grow by S (m). In the observations for the winter of 1962/63, the ratio T:S proves to be fairly constant. It is true that for individual days the values vary between about 3:1 and 20:1, but over fairly long periods computations give a good mean value of T:S = 7.5:1. From the relationships drift ice : ice sheet = T:S =).5:1 and T = 86,400 . t/100 where t = proportion of drift ice as %, we obtain S = 86,400 . t/750 = 115 t (m) or S = 0.115 t (km).

With this equation and on the basis of the cited ice observations, the building up of the ice sheet was computed. The graph demonstrates that computations and observations are in good agreement.

This formula derived from the ice conditions of one year can also be ascribed general validity for the following reasons. In 1962/63, during the building-up phase the ice sheet grew on average about 4 km/day. Observations over a long period of years - unfortunately for earlier winters there are no complete data on the thickness of the drift ice, but data are available on the duration and length of the ice sheet - also give a mean growth rate of 4 km/day. The extreme values of 1.5 km and 10 km per day obviously attributable to temperature - de-

pendent smaller or larger volumes of drift ice (e. g. in the particularly cold winter of 1928/29). Hence the winter of 1962/62 conforms to the general rule, also as far as the temperatures as are concerned : it was merely extraordinarily long, with the result that the longest ice sheet so far observed was formed.

d. Ice Sheet and Water Level.

In contrast to drift ice, the ice sheet can have a substantial influence on water level. We can obtain a picture of the extent of the resulting pondage on the basis of a number of observations, since we have no reliable computations. From the records of the river stations at Donauwörth and Schäfstall for the winter of 1962/63 it can be seen that the pondage amounted to about 150 cm. The ice sheet reached Schäfstall on Feb. 4: from Feb. 4 to 8, the level there rose from 270 cm to 430 cm. Using the key curves, these levels correspond to a flow of 40 and 220 m^3/sec. respectively, i.e. an apparent increase of 180 m^3/sec.The ice sheet reached the Donauwörth station on Feb. 5: it was followed by a rise from 80 to 230 cm on Feb. 5/6.

From this area no further values are available for the years 1900 - 1962, since no ice sheet was formed there. But older observations dating from 1891 and 1895 indicate that in those years the ice sheet caused a rise in the water level of 150 and 120 cm respectively.

So if we proceed from the previously established fact that drift ice occurs only at levels below mean water level, and if it is assumed that in the unfavourable event that also at mean water level pondage due to the ice sheet amounts to 150 cm, we obtain maximum water levels of 170 + 150 = 320 cm at Donauwörth and of 380 + 150 = 530 cm at Schäfstall.These levels still lie far below mean high water and hence involve no particular danger.

e. Embacle.

It is now necessary to proceed to considerations on embacle conditions. In this connection the processes on the Danube above Weltenburg differ considerably from those on the downstream stretch, where extensive ice displacements occured when a detached sheet of ice - sometimes coupled with increased flow of water - struck a still firm ice sheet. On the stretch of the Danube under consideration there have so far never been any major displacements, since the preconditions for embacle from upstream are not given. Ice floes may build up against obstacles (e.g. bridges with narrow stream openings) and often cause considerable pondage there. Such local displacements are likewise unknown in this area.

In the case of embacle conditions no higher water levels are encountered than for an ice sheet. In the winter of 1962/63, the ice sheet receded on Feb. 18 to below Donauwörth. From Feb. 18 to 20, the water level dropped from 210 to 100 cm. The water level at Schäfstall dropped in a similar manner. After a further spell of frost from Feb. 23 to March 5, the higher water resulting from the thawing of the snow did not arrive until March 13 and 20, with two peaks of 325 and 350 cm at Donauwörth and of 525 and 550 cm at Schäfstall. The fact that this rise was not affected by ice is proved by the flow hydrograph of another water level not influenced by an ice sheet. In this latter case the same water level movements were encountered without any preceding ice sheets.

Observations for other years also show that detachment of an ice sheet or of extensive bank ice causes no difficulties.

4. Ice Conditions in Pondage Areas

a. Pondage Areas without preceding flow streetches.

On this point comprehensive empirical information is available from the chains of power stations that are in operation. An unbroken sheet of ice forms first in the lower part of the pondage area with a slow flow of water at temperatures of about -8°C. As the temperature falls further, the ice sheet grows upstream at a rate of about 500 m/day; the thickness of the ice also increases. The power station inlet channels always remain ice-free, as do the outflow channels for some distance below the powerstations. As the frost becomes milder, the ice sheet thaws rapidly from upstream to downstream. Hence there is no danger that possible thaw spates will come up against large ice sheets in the pondage area, as by that time the ice cover has melted, if not entirely at least for the most part, especially in the main channel. This is demonstrated very clearly by the extent of the ice cover of the Günzburg pondage area in the winter of 1962/63. On March 7 the ice cover was already melted, while the water reached its mean level only on March 10. The ice cover has no influence on the water level in the pondage area.

b. Pondage areas with preceding flow stretches.

Here the processes described in the foregoing section are superimposed on those in the open river, i.e., the drift ice arriving from upstream will form an extension of the ice cover in the pondage area and build up an ice sheet similar to that in the open river. In the flow stretch above the pondage area, the same water levels will occur as were previously derived for the event of a stationary ice sheet. In the pondage area itself the fluctuatinn of the water levels is not so large. Here pondage rising to about mean high water level must be reckoned with. The stationary ice sheet will be broken down by the ice being pushed into the pondage area. At the same time the ice cover there will break up; according to experience hitherto this will happen so early and rapidly that the embacle process, i.e. the drifting of the ice sheet built up in front of the ice cover, is not hindered. The weirs are no obstacle to drifting in the downstream direction and therefore cannot cause ice displacement; nor do they hinder movement downstream of substantial ice

sheets. A precondition for this, however, is that water can flow over the weir gates, i.e., it must be possible to lower them or they must be equipped with hinged shutters such as are planned for the Bertoldsheim weir. The fall over the weir simultaneously breaks up large ice floes so that no notable amount of drift ice will arrive at the next barrage.

At this point it should be emphasized that this statement can be regarded for the time being as being valid only for the stretch of river under consideration here. Whether and to what extent it also applies to pondage areas on other stretches would have to be examined for each individual case.

5. Forecast of Ice Conditions in the Area of the Bertoldsheim Danube Barrage

Now, what conclusions canbe drawn from the foregoing data for the Bertholdsheim Danube barrage?

a. Development of the ice sheet above Bertoldsheim.

First of all, the following computation is intended to provide information on how the ice sheets would have developed in the years 1900 - 1963, if the Bertoldsheim barrage had existed at that time.

The Bertoldsheim Danube barrage is located at kilometre mark 97.8. For the building up of the ice sheet it was assumed that in the pondage area an ice cover had formed up to kilometre mark 94. With the previously derived equation $S = 0.115 \cdot t$ (km), we first computed the ice sheet for the winter of 1962/63 on the basis of the drift ice arriving from upstream.

By analogy with the preceding presentation this gives a picture of the ice conditions on the Günzburg - Bertoldsheim stretch and shows how the drift ice would have built up on the upstream side of the ice cover.

Now let us consider the diagram of the two ice sheets; on the one hand the actually observed ice sheet above Weltenburg (including the subsequent calculations), and on the other the fictious, computed ice sheet above Bertoldsheim. We can draw the following interesting comparison:

In the period from Dec. 24ato Dec.31, 1962, the ice sheet at Weltenburg became 37 km longer, while that at Bertoldsheim would have grown 12.6 km; similarly from Jan. 12 to 25, 1963, the growth figures are 72 and 39 km respectively, and from Feb.1 to 7, 1963, 30 and 12 km respectively. Altogether the Weltemburg ice sheet grew 139 km as against 63.6 at Bertoldsheim.

The stretch of river from Günzburg (at that time the last dam on the Upper Danube) to Weltenburg is 145 km long, and that from Günzburg to Bertoldsheim 70 km. Hence the increase in the ice sheet is roughly proportional to the length of the river stretch (139 :63.9 = 2.2; 145:70 = 2.1).

From this it can further be concluded that the ice sheets which will build up above the Bertoldsheim barrage will be analogously proportional to the ice sheets above Weltenburg is 170 km long. Now that the first section of the Upper Danube has been completed to the Faiminger barrage (Danube kilometre mar 42.4), the free-flowing stretch above Bertoldsheim is reduced to 55 km and thus comprises only a third of the Ulm-Weltemburg stretch.

If now the ice sheets recorded for the years 1900-1963 on the stretch of river above Weltenburg are converted at this ratio of 3:1 for the open stretch above Bertoldsheim, we obtain the length of the ice sheet above Bertoldsheim.

The calculation carried out here presupposes that substantial drift ice formation on the upper stretch of the Danube also results in an ice sheet at Weltenburg. That this is true is shown by the graph in which the number of drift ice days at Donauwörth and the length of the ice sheets above Weltenburg are plotted one below the other. Only in a few years with drift ice at Donauwörth was there no ice sheet at Weltenburg. However, in order to cover these years, too, it was assumed in a theoretical examination that the ice sheet above Bertoldsheim grows 1 km on each day on which drift ice is observed at Donauwörth. The assumption of a growth rate of 1 km/day seems justified on the basis of the previously determined values, since only drift ice of slight to medium thickness can pass the Weltenburg Narrows without forming an ice sheet. A more exact computation was not possible, because no data are available on the thickness of the drift ice for earlier years. So this examination can only round of the picture previously obtained.

b. The influence of water levels.

We determined the influence of the ice sheet on the water level previously, that is, a maximum rise of 150 cm, on the basis of the water level recordings at Donauwörth and Schäfstall. This applies similarly to the ice sheet in the free flowing stretch above the Bertoldsheim pondage area. It was therefore further computed what water levels would have been encountered at the Donauwörth river station, if the drift ice in 1900 - 1963 had built up an ice sheet up to Donauwörth. Without bothering you with the computation process, I would like to draw attention to the values in the just column, which give the maximum water levels, including 150 cm for the rise due to ice. The statement made in connection with the examination of the ice sheet, that when an ice sheet exists maximum levels of 320 cm will be attained at Donauwörth, in confirmed.

With regard to the probable water levels in the pondage area and the forms of ice movement, may I refer back to what was said previously.

In summing up, I would like to refer again to the graph with which the ice sheets in the years 1900 - 1963 ought to have been calculated.

According to this graph, there would have been about 25 years with ice sheets extending as a rule 10 to 20 km in an upstream direction, and in about five cases they would have reached the nearest town, Donauwörth. However, danger to real estate on the banks need not be reckoned with, because in spite of the rise due to ice the water levels will remain below the mean high water mark.

6. Experience in the first winter after the commissioning of the Bertoldsheim barrage

a. The ice sheet in January 1968.

The Bertoldsheim barrage was commissioned in September 1967 and had to undergo its first test with an ice sheet in January 1968.

First of all, the situation is illustrated by a plan of the lay-out. The barrage is located at river kilometre mark 97.8. Above it extends the pondage area, which is enclosed by dams and has a width of up to 800 m. While on the left bank of the river the barrage is extended by a high-water dam reaching far upstream, on the right the dam ends a more 5 km above the barrage, to allow high water to flow into the hinterland. There are river gauging stations at the end of this dam at kilometre mark 92.8 and at kilometre mark 91.8 a short distance below the mouth of the river Lech at Marxheim.

Jan. 8 marked the beginning of a frost period with tempratures between -10° and -25°C. First, ice formed at the banks of the artificial lake and then an unbroken ice cover which on Jan. 12 extended to kilometre mark 95.6, that is, a distance of about 2 km. Also on Jan. 12 drift ice arrived from upstream, building up the ice sheet to about kilometre mark 89. This ice sheet also caused a rise in the water level of 50 cm at the gauging station at the end of the barrage and of 150 cm at the Marxheim river station. With the sudden rise in temperature on Jan. 15 - over 20°C warmer - this ice sheet rapidly began to move and penetrated into the upper part of the pondage area.

Owing to the extraordinarily rapid rise in temperature, at that time the ice cover of the artificial lake had not yet thawed, so that at the gauging stations the water level rose a further 40 cm. But just a few hours later, the ice cover on the artificial lake was successfully broken up by allowing part of the stored water to flow off. This freed the way for the ice masses into the broad part of the artificial lake and the water subsided to the normal level in quite a short time. In the evening of Jan. 15, the drifting ice began to float over the weir. This continued almost 2 days, while at the same time the water level rose considerably. The only difficulties that arose were in the operation of the power station, where the ice inflow blocked the power station inlet channel and the machines had to be stopped from time to time. The ice flowing over the weir was broken so small by the fall over the weir that it caused no trouble in the lower stretch of the river. Even at the construction site of the next barrage about 10 km downstream almost no ice blocks were observed.

b. Conclusion and Summary

If a comparison is undertaken of these ice conditions with previous investigations - the latter date from earlier years - on the whole a high degree of agreement can be established. Drift ice and sheet ice bring no particular dangers. The critical point is the penetration of the detached ice sheet into the pondage area. When the ice cover there is broken - and this was the case within a short time despite the unusual weather conditions - the ice can be allowed to move downstream without any further risk.

On the basis of our experience and for the regulated stretch of river under consideration, we are of the opinion that nothing should be done to disturb ice formation on the pondage areas. Any measures to break the ice and make it drift downstream are to little purpose unless a thaw has set in and the ice is melting. Pondage areas at the end of a free-flowing stretch of river will always give rise to special problems, which must be examined in the light of local conditions. But by holding up drift ice they relieve the lower stretch of river and reduce ice sheet formation there.

I am unable to judge to what extent the investigations described here are also applicable to other river stretches. I should be pleased, however, if it should prove that I have made a positive contribution to the problem of barrages and ice conditions in general.

HYDRAULIC RESEARCH OF ICE REGIME CHANGES ON A RIVER DUE TO WATER SCHEME CONSTRUCTION

By BRACHTL, I.
Water Research Institute, Bratislava, Karloveská 9

Р е з ю м е

Реализация водного проекта меняет режим течения. Этим способом бы известная перемена зимнего режима реки была внесена в период мороза в границах верхнего и нижнего течения водного проекта, особенно во время когда появляется лёд или донный лёд в реке.

С помощью гидраулических исследований возможно определить место на котором будет нагромождаться лед, который несет река, и дает возможность лучшего понятия действия разных мер регулирования на толщину нагроможденного льда и на леденую массу в глубине реки и на лед, который задерживается на дровах, которые зацепились где-то в реке. С помощью гидраулических исследований можно рассмотреть и оценить разные меры и способы манипуляции в водном проекте, который имеет за цель выделить резервуар в рукаве реки от прохода льда.

S u m m a r y

The regime of a stream will be change by construction of water scheme. Thus an expressive change of the winter regime of the river would be induced in the frosty period in the reach upstream and downstream of the water scheme, especially when ice or frazil ice run occured.

Hydraulic research should make possible to determine the place where the ice, brought by the river, would deposit and enables to better understand the effect of different regulation measures on the thickness of deposited ice and frazile ice mass and on water level at ice jam rise. By means of hydraulic research it is possible to consider and evaluate different measures and ways of manipulation in the water scheme, the aim of which is to loosen the reservoir and backwater end from ice run.

The city of Bratislava has been jeopardized by summer and winter floods. At summer floods the Danube water level increases relatively slowly, thus enabling to ensure at least the most urgent safety measures. Winter floods are much more hazardous, since after an ice jam occurence water level immediately begins to rise, very often by several meters. Bratislava was jeopardized in last years in 1947 and 1956, when at a discharge of 1200 m^3/sec. or 1700 m^3/sec. water level increased to a level, corresponding to discharges higher than 9000 m^3/s (Fig.1, 2). During the historical flood in February 1850, when a part of the city was ruined, water level increased nearly two metres above the level of the nowadays quay.

The longterm observations of ice phenomena in the Bratislava region of the Danube have shown, the ice jama endangering the city regularly occur in the sharp bend downstream of the town, in the km 1863.

The project of the Danube utilization downstream of Bratislava considers the reservoir construction near Hrušov. The backwater of this reservoir should reach up to the periphery of Bratislava.

With regard to unsatisfying present state of safety as far as the ice floods is concerned and with respect to the planned reservoir construction and its expected effect on the river winter regime the possibilities of protection of the city were tested by means of a hydraulic model. A model in the scale 1:200/75 was used, with stabile bottom, representing the reach from the km 1860 to the km 1878. The flood plain was also demonstrated on the model, so that the water level course in the model could have been verified in the range from 800 m^3 to 10,400 m^3/s.

The first experiments with simulation of ice jam, being expected in the region at the end of the reservoir backwater, were performed in winter time and natural ice was used. The water level was fixed at the elevation 131,50 meanwhile the uniform minimum discharge flew into the reservoir. In the course of the night an ice cover 7 mm thick appeared on the water surface of the reservoir. The ice thickness in the model cannot be converted.

to reality; width respect to the channel width the conditions of similarity could not be taken as fulfilled. The Danube channel remained unfrozen as influenced by the streaming water and thus, close to the river bank only, the border ice was created from the km 1864 in the upstream direction(Fig.3). Then we began to dose the ice floes into the model prepared in this way. The ice floes used approximately corresponded, as far as their size is concerned, to the ice-frazile ice floes occuring during the ice run on the Danube. The required amount of the ice was obtained by crushing the thin ice from the near lake to a suitable size.

We began to dose the ice floes into the model in the km 1878 at a discharge of 860 m^3/s. During the ice run the water level rise was observed due to the increase of the resistance coefficient. Close to the km 1867 the drift - ice began to accumulate at the end of the ice cover, the ice layer grew thicker, the discharge profile was getting reduced and the water level quickly increased. The course of ice-jam forming is shown in Fig. 4.After half-hour duration of the experiment, corresponding to almost 12 hours in the reality, the water level got stable, whereby it increased by about 2,5 m in the km 1870.

After the ice-jam was built up in this way the discharge was increased to 1500 m^3/s, meanwhile the drift-ice dosing went on. The higher discharge caused even more intensive ice- floes accumulation. The ice layer thickness increased , the ice-jam front drifted towards the km 1864, where a mighty ice barrier was created. Water level reached the level of the summer flood of 1954, the discharge being 10,400 m^3/s and got stable after a half-hour.

With respect to the model size and ice- cover thickness in the reach of the backwater end it could not be expected that ice-jam release could be attained by means of the water level manipulation within the reservoir,or due to increased discharge to the model. Therefore a 100 m wide path was cut through the reservoir ice cover in the route of the streamline. The drift-ice was skimmed through this path into the reservoir and in the reach of Bratislava the water level got stable a little above that of summer time at the same discharge (effect of border ice).

The experiment described sustained some of our presupposition (site of the ice-jam origin, longitudinal shape of the ice-jam, effect of the increased discharge on the ice-jam stability,....) though it is taken only as a qualitative one. Work connected with this experiment was rather cumbersome and measurements completely dependent upon meteorological conditins. We have, ther-efore, decided to use polyethylene (PE) for simulating of ice run. It has the same specific gravity as ice. Chipped waste PE was used, its shape and agglomeration being more similar to the true drift-ice than PE balls of cylinders. Though it was proved that even when PE was used for ice simulating, it was not possible to establish the height of the ice-jam by means of the study on hydraulic scale model, it was possible to determine the site of the most probable ice-jam origin, the course of the ice run and to consider the effect of respective training works on ice run from the threatened river sections.

As to be able to cope with respective problems we have appreciated in the first place the course of the surface velocities in the Danube section studied (Fig. 5). From this course a velocity decrease in the bends downstream the bridge is evident. Unfavourable streaming in bows (the streamline hits onto the right bank of the low bend) and velocity reduction in this region make possible the ice-jam creation. As far as the ice-jam origin in field is concerned, it is as follows:

River bank ice begins to accumulate on a mighty leftside gravel bench in km 1863, thus grafually reducing the streamline. Frazile ice floes transported by the Danube follow the concave bank between kms 1865 and 1864 and in extension of the embankment line they cross the river towards the right Danube embankment, hit onto it and partly get stuck to it.During longterm frosts the frazile ice floes get joint, hit on the embankments, get compacted or larger cakes are broken from the river bank. If such large pieces of ice comes into the relatively narrow channel with a reduced surface velocity the ice bridge develops,growing very quickly thus creating the base of the future ice-jam.

It is quite evident that we cannot anticipate similar ice-jam development on the model. We have no possibility to join different parts of the material, used for ice simulating. We therefore had to help the ice-jam development by installing a net at the end of the model, in the km 1860, which would hold back the transported "ice", and this would fill the channel in the upstream direction. Thus the reach studied between the km 1862 to km 1870 was filled with ice without any local intervention. After the channel was filled with ice to about the km 1877 the water level in the model was let to stabilize.When water level stabilization was achieved the ice thickness in each 500 m in the whole section was measured. Then the net, retaining the ice mass, was removed from the downstream end of the model and channel release was observed at respective channel training works.(Figs.6 and 7). In this way five different training works were tested on the model for both cases: natural Danube water level and water level swelled due to the water scheme.

Following conclusions can be drawn from this study:

1) The sharp double bend downstream the city interfere the ice run, and brings about the ice-jams and jeopardize the city of Bratislava.In this bend the surface velocities decrease occurs the channel being expressively narrowed by the leftside mighty gravel bench.Further narrowing has been caused by the accumulation of border ice to the gravel bench.

2) Some excavation works in the channel and dredging of gravel benches to the elevation of the water level at a discharge of 860 m^3/s did not improve the ice skimming through this Danube reach. Freezing of the Danube occurs at decreased and low discharges.Excavation of benches contributes to an additional surface velocities decrease thus enabling the development of the ice cover. Ice-frazile ice floes , transported from the upper reach of the flat gravel benches and get stuck there. Water level increase due to the ice- jam development does not practically increase the discharge profile and the regulation measures of this character were not pro-

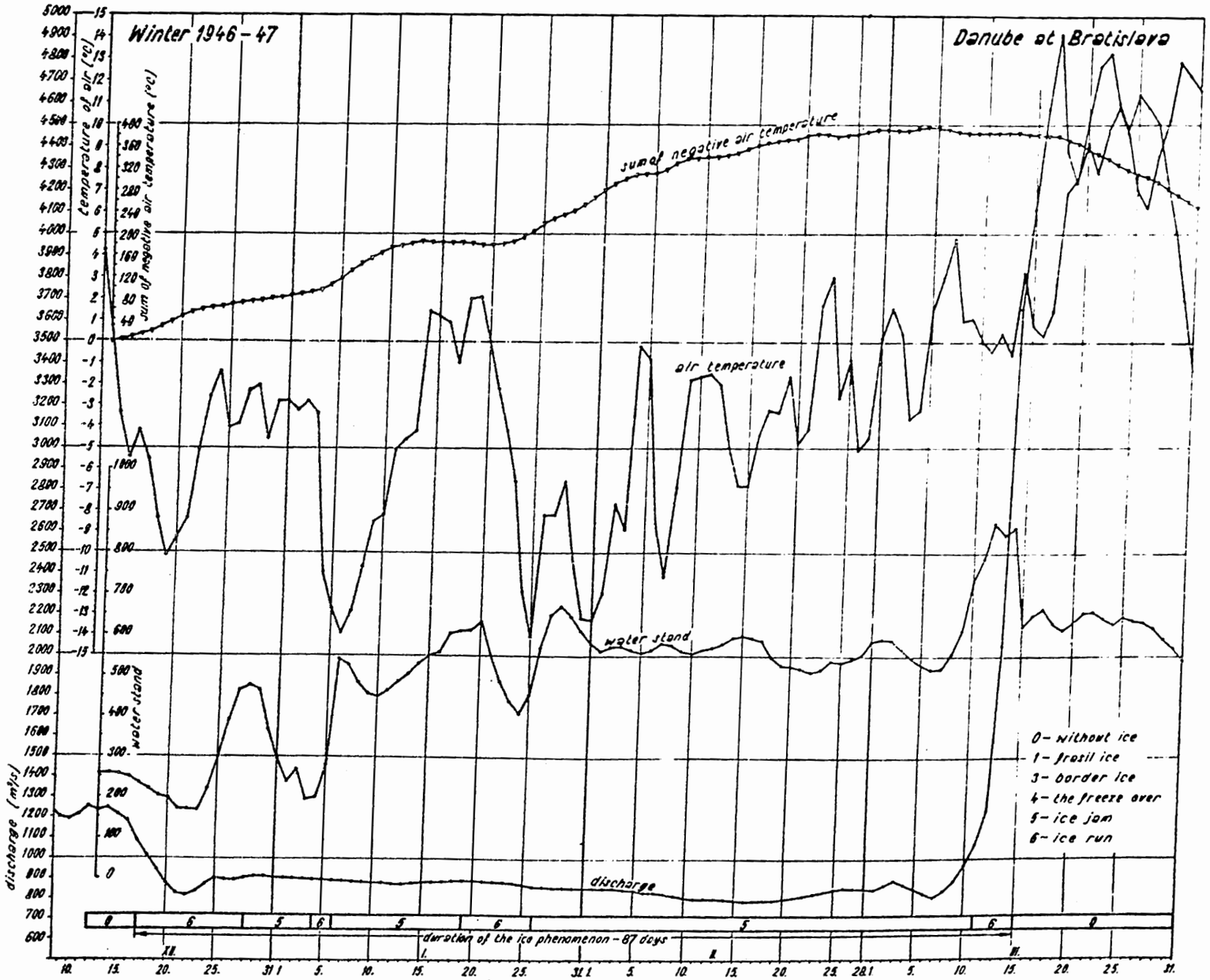
ved as very effective.

3) The river bed widening to a width of 170m resulted in a better release of the city periphery. At this training work a sufficient water layer remains under the ice in the Danube increases the ice cover gets lifted and floated away.

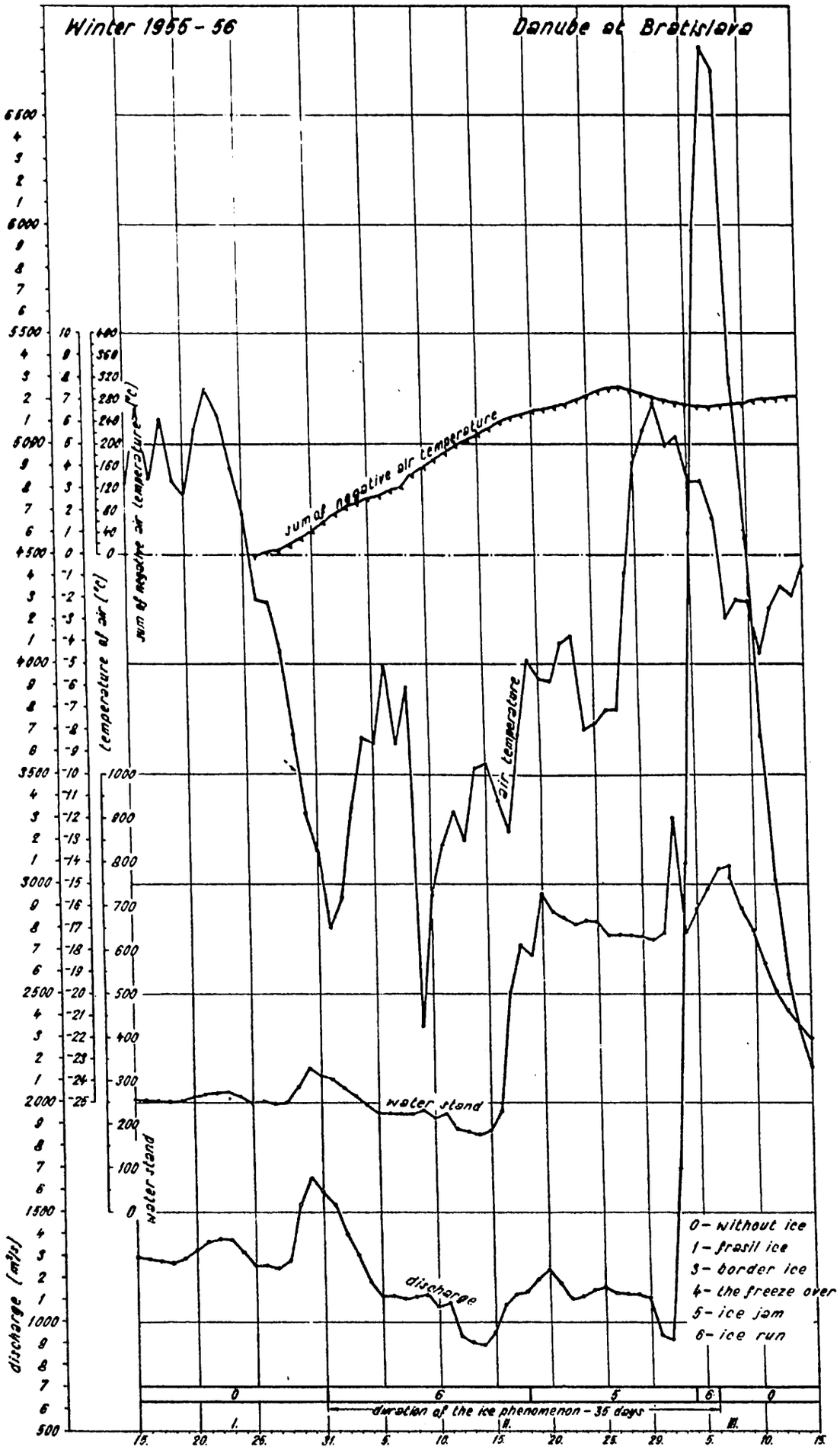
4) A marked improvement of streaming conditions bringing about the release of this reach of the Danube from ice is to be achieved by dressing and deepening the bend between the km 1862 to 1865. Uniform and relatively straight channel can be considered as optimum with respect to ice and summer floods (Fig.8).

5) Protection of the city of Bratislava against ice floods could be provided also by means of a bypass. In this case it would be, of course necessary to be able to govern the discharge in the bypass channel. Without this possibility the bypass would either unfavourably effect the bedload regime of the stream or the high intake sill would prevent the decrease of the water level, caused by the ice-jam, developed above the bypass channel outlet should be, in any case, situated in a suitable distance downstream the double bend, as to prevent the deterioration of the present state.

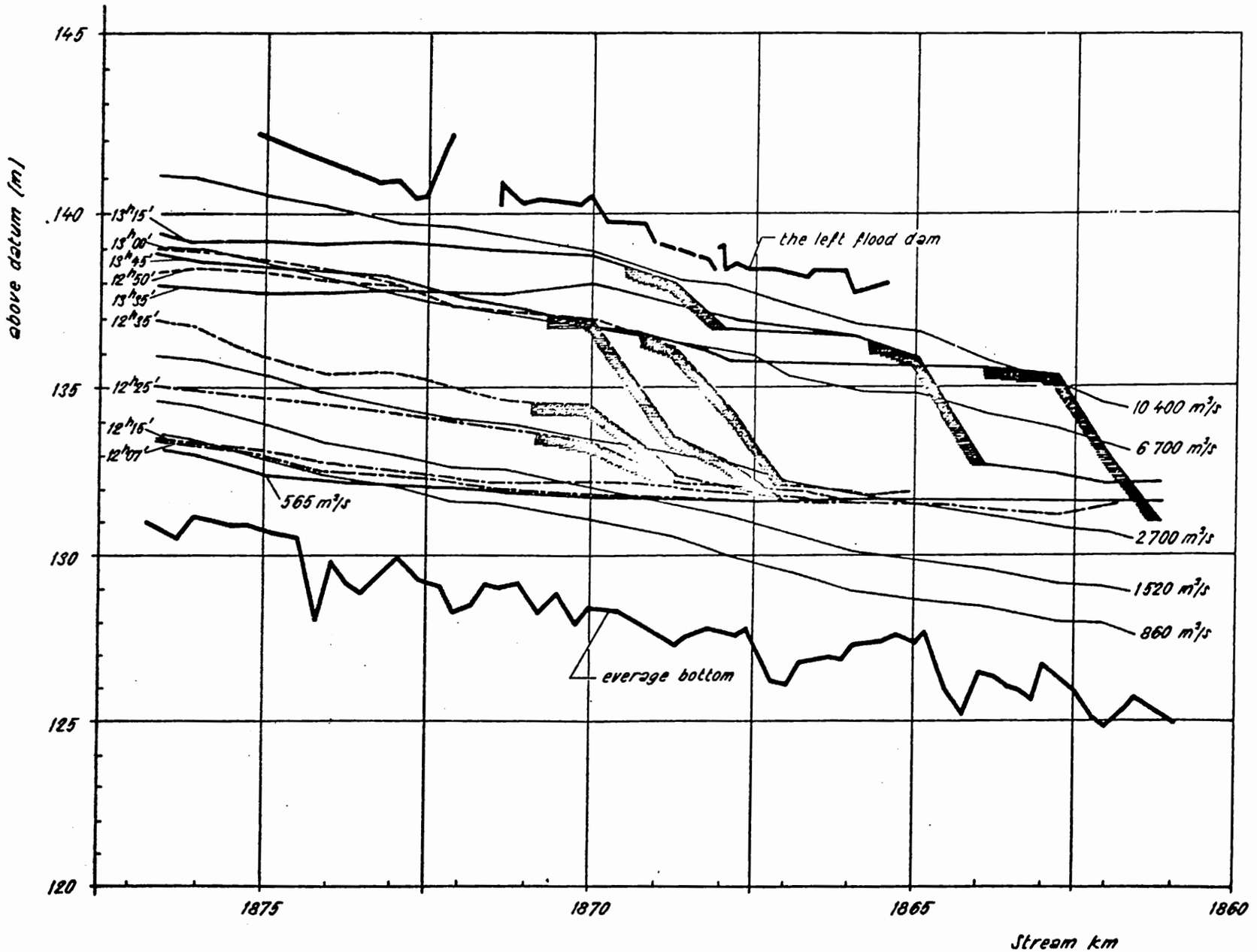
6) In the case of the water scheme construction downstream of Bratislava the frequent ice floes accumulation at the end of the reservoir backwater should be taken into consideration. Still before the thaw it would be necessary to cut through the reservoir ice cover a path towards the tow of the accumulated ice. Thus the ice-jam would loose its support and it would be possible to lift the ice mass by means of water level increasing in the reservoir and to convey it into the reservoir by means of a sudden repeated decreasing.



1/ Course of air temperatures, sum of negative air temperatures, discharges, water gauges and ice phenomena in winter of 1946 - 1947



2/ Course of air temperatures, sum of negative air temperatures, discharges, water gauges and ice phenomena in winter of 1955 - 1956



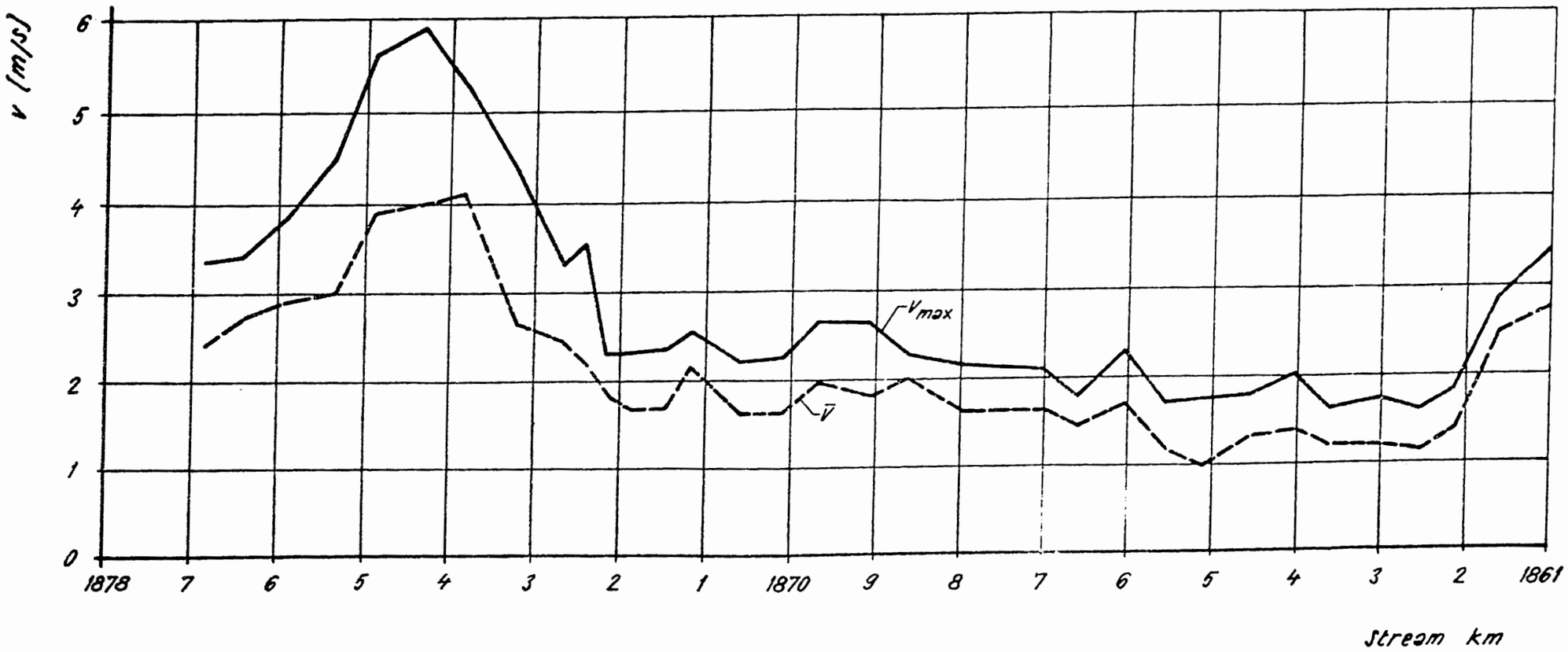
4/ Ice-jam development - experiment with natural ice

3/ The Danube near Bratislava - experiment with the natural ice

6/ Release of ice-jam after partialy excavation of the gravel benches

7/ Release of the ice-jam after bottom widening to a width of 160 m

8/ Proposed training of the bend downstream of Bratislava



5/ Course of surface velocities of the Danube in the reach between the km 1878 and 1860

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВ ДЛЯ ПРОГНОЗА ЗАИЛЕНИЯ ВОДОХРАНИЛИЩ НЕКОТОРЫХ ГЭС НА ДУНАЕ И ЕГО ПРИТОКАХ

инж. МАРИНЕСКУ ГАБРИЕЛ - инж. СТОЙЧЕСКУ ХЕЦА

Р е з ю м е

1. Измерения, проведенные на посту Оршова на р.Дунай, касающиеся взвешенных наносов, являются достаточными для проверки заключения баланса наносов на высших станциях.

Намечается, что прогноз явлений изменения морфологии русла Дуная разгромождением в Железные Ворота, производится на основании гидрологических элементов от станций в конце водохранилища.

2. Гранулометрические кривые от Оршова указывают, что гранулометрический состав взвешенных наносов является более тонким чем выше по Дунаю, но при сравнительном анализе изменений на длине водотока этот вывод является логичным.

Имея ввиду тот факт, что в Оршове существует большое количество взятых проб, могли производить тщательный анализ гранулометрических составов.

S u m m a r y:

1. Measurement carried out at the station Oršava upon the river Danube corresponds to the measurements of alluvium and serves for the control of alluvium balance at the upper stations.

It is mentioned that the forecasting of the bed morphology changes phenomenon of the Danube near the Iron Gate is carried out on the basis of hydrological elements from the stations at the end of accumulation lake.

2. The Granulometrical curves from Oršava show that the granulometrical composition of weighed alluvium is thiner than that upon the up part of the Danube, but when the comparative analysis of changes along the total length of the water stream is carried out that result is logical.

Having in view the fact that in Oršava there is a larger number of picked up samples, a through analysis of granulometrical compositions could be carried out.

Для прогноза явления озер, образуемых на водотоках загромождением, нужно обязательно изучить элементы, характеризующие естественный режим водотока.

В настоящем сообщении мы анализируем несколько элементов (мутность и грансостав наносов, носимых в взвешенном состоянии, водотоком) попробуя формулировать некоторые соображения общего характера на основании измерений, проведенных при отделе Гидрометрии из И С П Х, на р.Дунае и на притоках.

Особенно мы анализируем результаты, полученные на посту Оршова на р.Дунае, имея ввиду их значения для прогноза морфологических изменений, которые появятся в русле реки созданием гидроэнергетической и судоходной системы "Железные Ворота".

1. Измерение мутности воды и результаты, касающиеся взвешенных наносов на посту Оршова на р.Дунае

Еще с 1947 г. начали производить на этом посту систематические измерения взвешенных наносов.

Для определения мутности ежедневно производится взятие проб в 9 точках на профили, а именно в 3 вертикальных точках, находящихся у берега, на 0,25 и 0,5 из ширины реки и в 3 точках - поверхность, середина, дно - по каждой вертикали.

Суточная мутность определяется как средняя девятых пунктируемых мутностей.

В период 1963 - 1965 гг. производились контрольные измерения по 5 вертикалям. При сравнении средней мутности по сечению, полученной по 3, соответственно 5 вертикалям получилось хорошее совпа -

дение (приложение 1) то, что указало возможность уменьшения количества измерительных вертикалей, в случае сечения из Оршова, на 3.

Представляя распределение мутности по вертикали (приложение 2) заметили наличие маленьких изменений, являющихся во всяком случае несистематическими в отношении с глубиной взятия проб. Такое же положение можно замечать и на других станциях на Дунае. (Напр. Нагимарэси). Объяснением являются как большие скорости так и маленькая гидравлическая величина взвешенных наносов на посту Оршова.

Суммарные суточные измерения были проверены на основе 10 комплексных контрольных измерений, произведенных в 1958 г.

Соотношение, установленное между суммарными мутностями и мутностями комплексных измерений (приложение 3) указывает разность в 4 процента.

Взятие проб для мутности осуществилось с помощью бутылки 1 л.

Для проверки аппаратуры взятия проб мутности произвели ряд 14 одновременных сравнительных измерений бутылкой и батометром с вакуум, дающий самые хорошие результаты при взятии проб.

Относительная погрешность измеренных мутностей этими двумя аппаратами была в 3,4 процента, а средняя погрешность в 1,6 процентов. Разности в 3-4 процента намечены и в специальной литературе. Из суточных измерений, произведенных в период непосредственных наблюдений (от 1947 г. до сих пор) установили ежегодные стоки взвешенных наносов. Для определения ежегодных взвешенных стоков для периода 1840 - 1947 гг. (для этого периода существуют измеренные жидкие расходы) установилось соотношение между среднемесячными величинами жидких и твердых расходов в периоде непосредственных наблюдений (1947 - 1965 гг.).

Соотношение (приложение 4) имеет выражение:

$$R = \frac{Q^{2,72}}{102}$$

где: R - твердый расход в суспензии (кг/сек)
Q - жидкий расход ($10^3 м^3$/сек)

Средние величины твердого стока следующие:
- в период 1947 - 1965 гг. 35,6 т/год
- в период 1840 - 1965 гг. 41,0 т/год

2. Определение гранулометрии взвешенных наносов на р.Дунае и притоках (на территории СРР).

При секторе исследований ИСПХ работали над определением гранулометрии взвешенных наносов еще с 1961 г.

В начале эти исследования имели несистематический характер потому, что они были связаны особенно с требованиями проектирования и эксплуатации существующих водохранилищ.

В последние 2 - 3 года систематически произвели эти исследования в некоторых станциях как на р.Дунае, так и на притоках (приложение 5).

Из станций, имеющих до сих пор самое большое количество наблюдений и которых мы будем касаться, следующие:

- Оршова на р.Дунай
- Рымнику - Вылча на р.Олт
- Рэкочун на р.Сирет

Методика взятия и разработки проб, следующая:

На станции Оршова на р.Дунай взяли по две пробы ежемесячно, еще с 1958 г., независимо от комплектных измерений твердого расхода. Пробы состоят из сосредоточивания материала, взятого из 9 точек. Общее количество для одной пробы - 36 л (9 точек х 4 л.).

На станциях Рымнику - Вылча на р.Олт и Рэкочун на р.Сирет взятие проб началось с 1966 г.

Взятие проб осуществляется периодически и особенно при больших расходах (во время паводка). Взятое количество - 10. 30 л.

Гранулометрические анализы этих проб производятся в лабораториях ИСПХ методом пипетки и ситовом.

Особое внимание оказали способу интерпретации измерений. После испытания нескольких способов представления гранулометрических кривых приняли представление - координаты Крумбейна (напр. приложение 6).

Этот последний способ имеет следующие преимущества:

- увеличивает точность в предельных зонах кривых, выявляя процент крупных фракций, находящихся в небольшом количестве.
- гранулометрические кривые представляются обычно в виде прямых.

Представив на одну диаграмму все гранулометрические кривые от одной станции, замечается, что эти кривые можно устанавливать между определенными пределами.

Пределы паводков характеризуются большими гранулометриями, а периоды маленьких расходов - мелкими гранулометриями. Для характеристики определенной станции и для определенных ориентировочных расчетов, являющихся обычными в практике проектирования, были очерчены средние гранулометрические кривые (приложение 7). Сравнивая пределы как гранулометрических кривых так и средних кривых для изученных станций в СР Румынии, замечается зонирование в зависимости от высоты станции. Имея ввиду, что количество взятий проб является недостаточным при всех станциях, мы считаем, что до сих пор нельзя делать вывод в этой проблеме. По поводу сравнений между гранулометрическими исследованиями, произведенными в Оршове и теми же исследованиями, произведенными на югославских станциях выше Оршовы, появился и другой аспект: снижение гранулометрии сверху вниз по Дунаю (приложение 8). Этот факт объясняется большим количеством притоков Дуная, несущих тонкий материал в этой зоне (вообще они являются равнинными реками).

При попытке установления соотношения между гра-

нулометрией и расходом для отдельных проб не могли доставлять ясного соотношения (приложение 9), но могли замечать, что для маленьких расходов растет количество маленьких фракций.

Чтобы выявить яснее эту идею представили количества фракций $< d$ в зависимости от расхода для средних величин по интервалам в 1000 м³/сек. (приложение 10). В этом случае очень ясно что для расходов меньше чем средние расходы, кривые увеличиваются к маленьким расходам. Для расходов больше или равных со средним расходом, гранулометрии являются относительно постоянными и можно очертать одну среднюю кривую.

Имея ввиду, что при анализе морфологических изменений русла водотока заграждением особенно интересны средние и большие расходы, будем заниматься этим.

На этой станции гранулометрии колебают между относительно широкими пределами.

Для уменьшения этих пределов мы попробовали разделять этот завор на зоны различной обеспеченности.

В приложении 11 представлены кривые обеспеченности гранулометрий для разных характерных диаметров.

Потому, что обеспеченность представлена координатами Гаусса а кривые для разных диаметров являются прямыми, вытекает, что распределение является нормальным.

Из этого графика могли определять кривые равной обеспеченности для считаемых расходов.

Для обеспеченности в 90 и 95 процентов эти кривые даны в приложении 12. На этой же диаграмме очерчена и кривая, соответствующая обеспеченности в 50 процентов.

Этим же образом анализировали и измерения, произведенные на станциях Рымнику - Ыыча на р. Олт и Рекочун на р. Сирет.

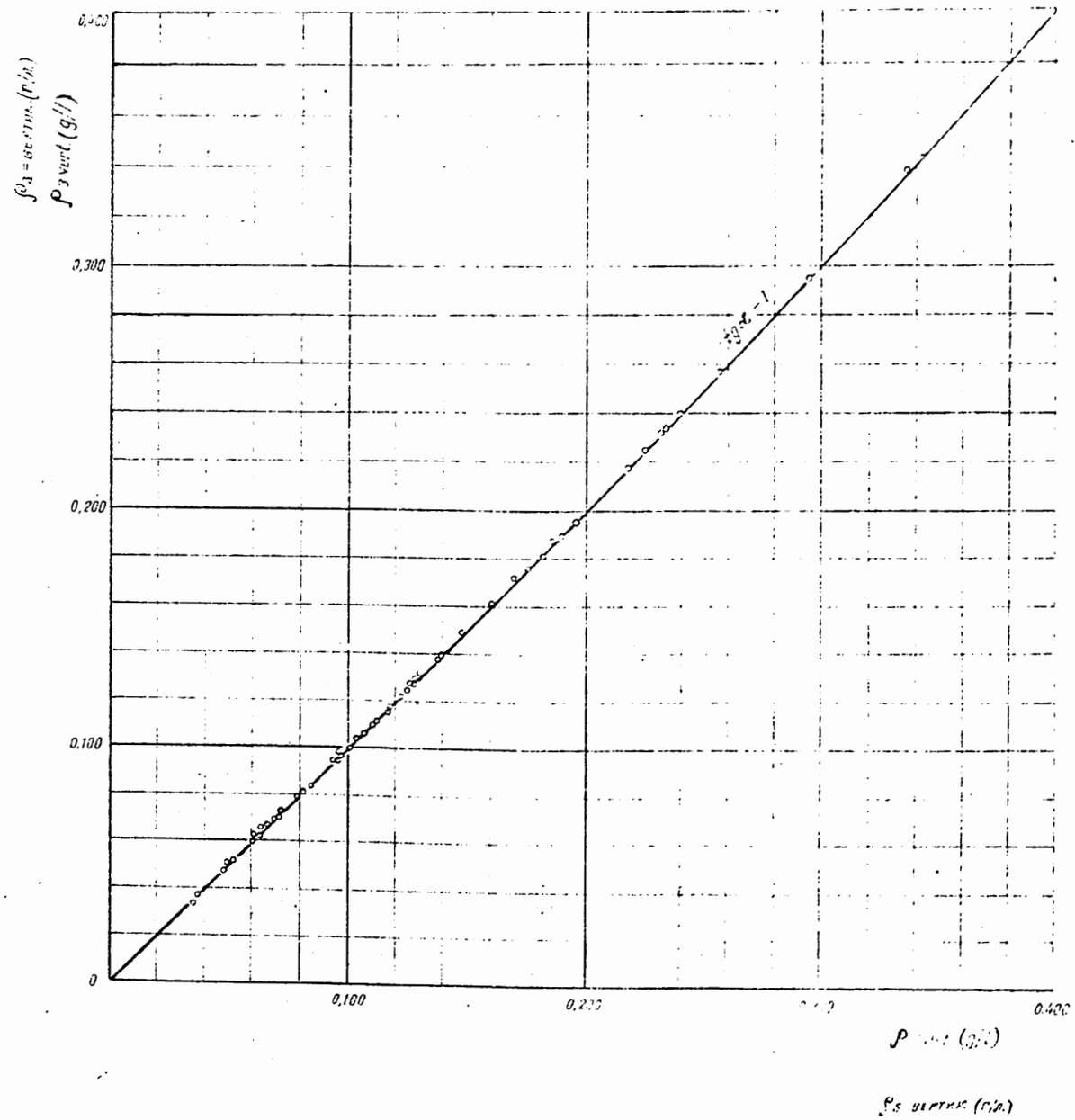
Для реки Сирет, не имеющая в анализируемой зоне притоков, несущих большие наносы в взвешенном состоянии, положение является похожим с тем из Оршова (приложение 13).

При реке Олт, имеющая выше Рымнику Ыыча значительный приток (Лотру) в зоне большой высоты Южных Карпат, кривые для больших диаметров представляют перелом (приложение 14). Это объясняется тем, что во время паводков особое количество крупного материала несет Лотру.

Для пояснения вышесказанного, на основании дополнительных измерений в характерных периодах транспорта наносов, попробуется разделение проб, соответствующих обоим частям кривой.

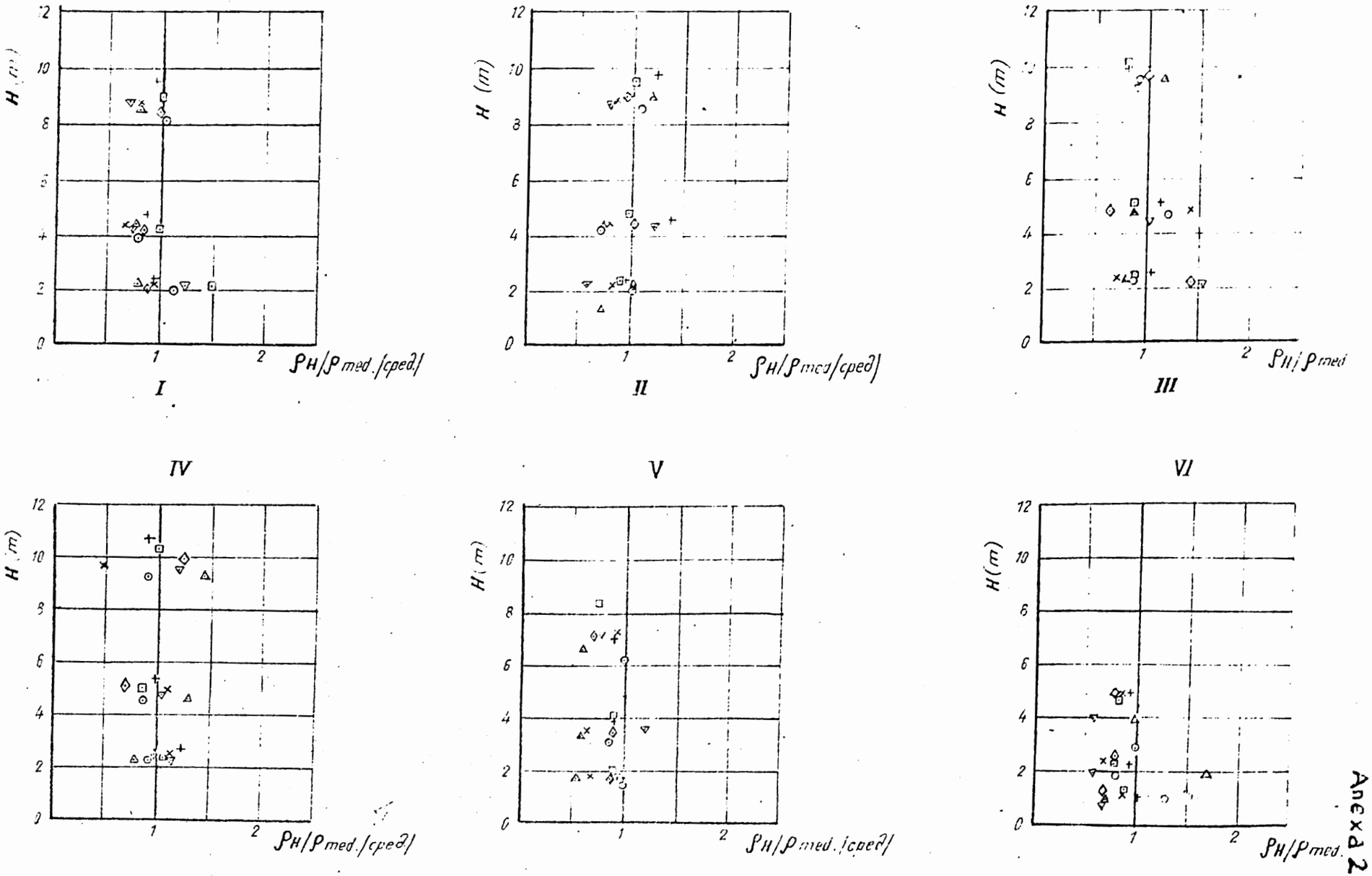
CORELATIA TURBIDITATILOR MĂSURATE PE 3 SI 5 VERT... IN PROFILUL ORŞOVA

ГРАФИК СВЯЗИ, ИЗМЕРЕНИЯ МУТНОСТИ ПО 3 И 5 ВЕРТИКАЛЯХ В СТВОРЕ ОРШОВА



VARIATIA TURBIDITATII PE VERTICALA LA STATIUNEA ORŞOVA

ИЗМЕНЕНИЕ МУТНОСТИ ПО ВЕРТИКАЛЕ У ВОДОУПОРНОГО ПОСТА ОРШОВА

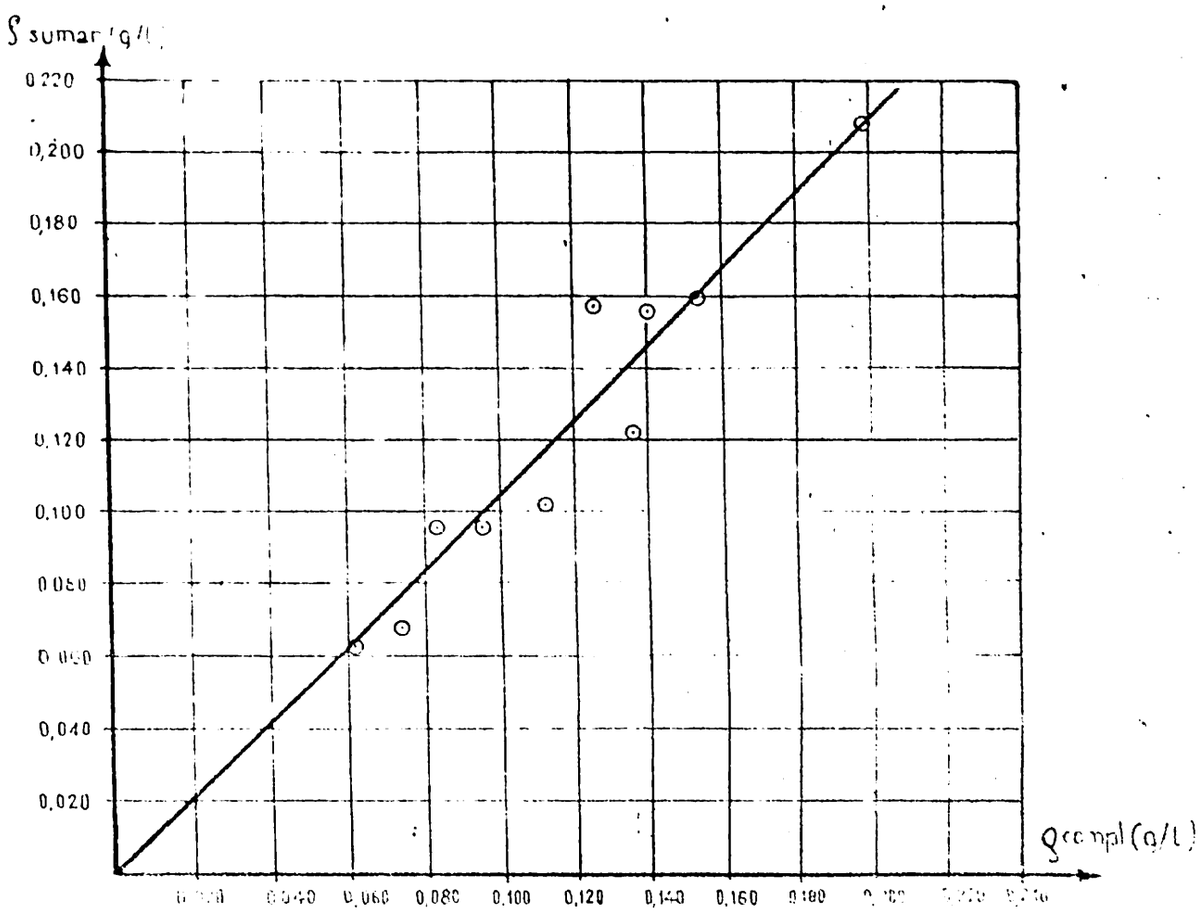


Anexa 2

Anexa 3

CORELAȚIA TURBIDITĂȚILOR REZULTATE DIN MĂSURĂTORI SUMARE CU TURBIDITĂȚILE REZULTATE DIN MĂSURĂTOR COMPLETE

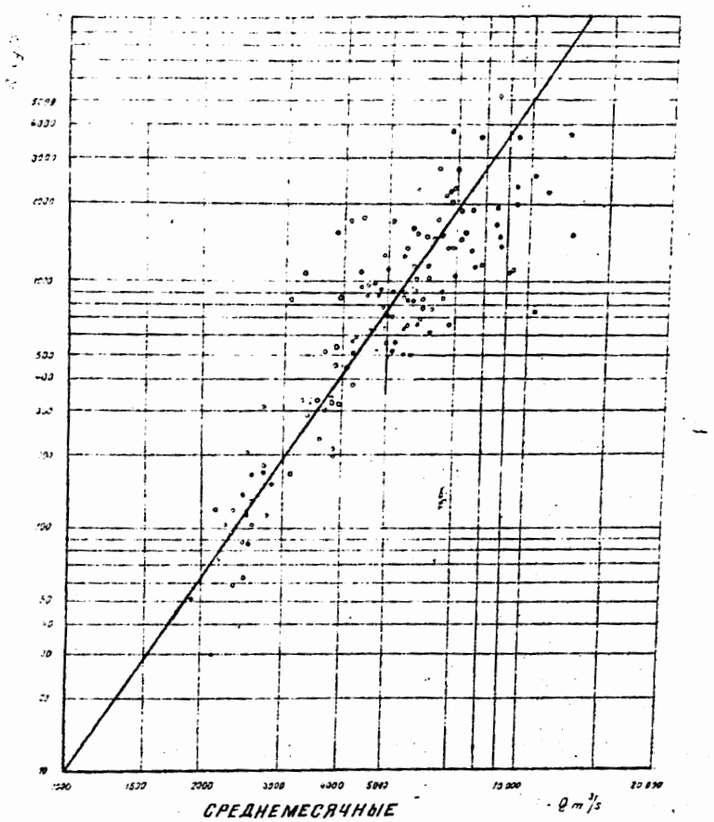
ГРАФИК СВЯЗИ МУТНОСТИ В ОТДЕЛЬНЫХ ТОЧКАХ С МУТНОСТИ ПОЛУЧЕННОЙ ОТ ИЗМЕРЕНИЯ ВЗВЕШЕННОГО СТОКА

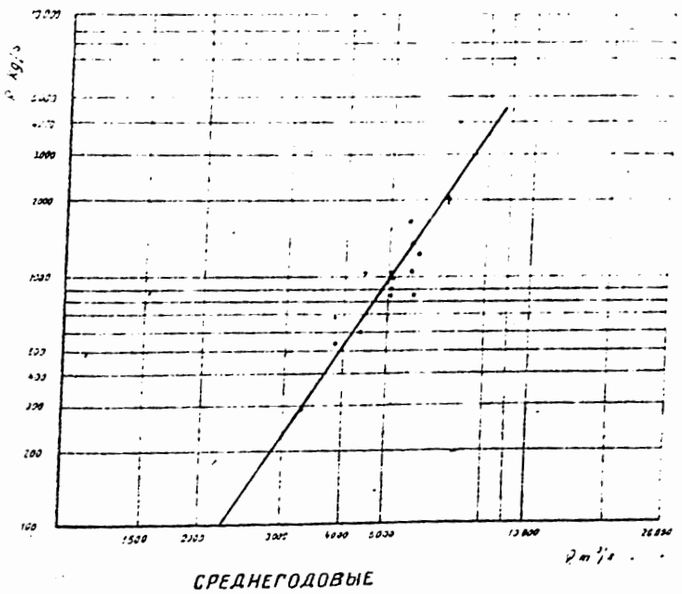


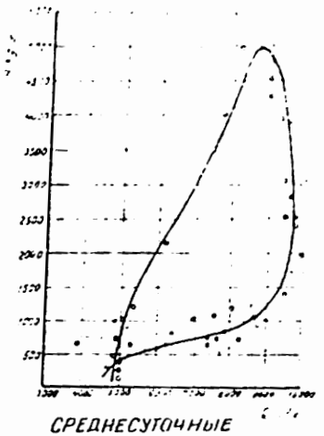
$$\rho compl = \frac{1}{1,043} \rho sumar$$

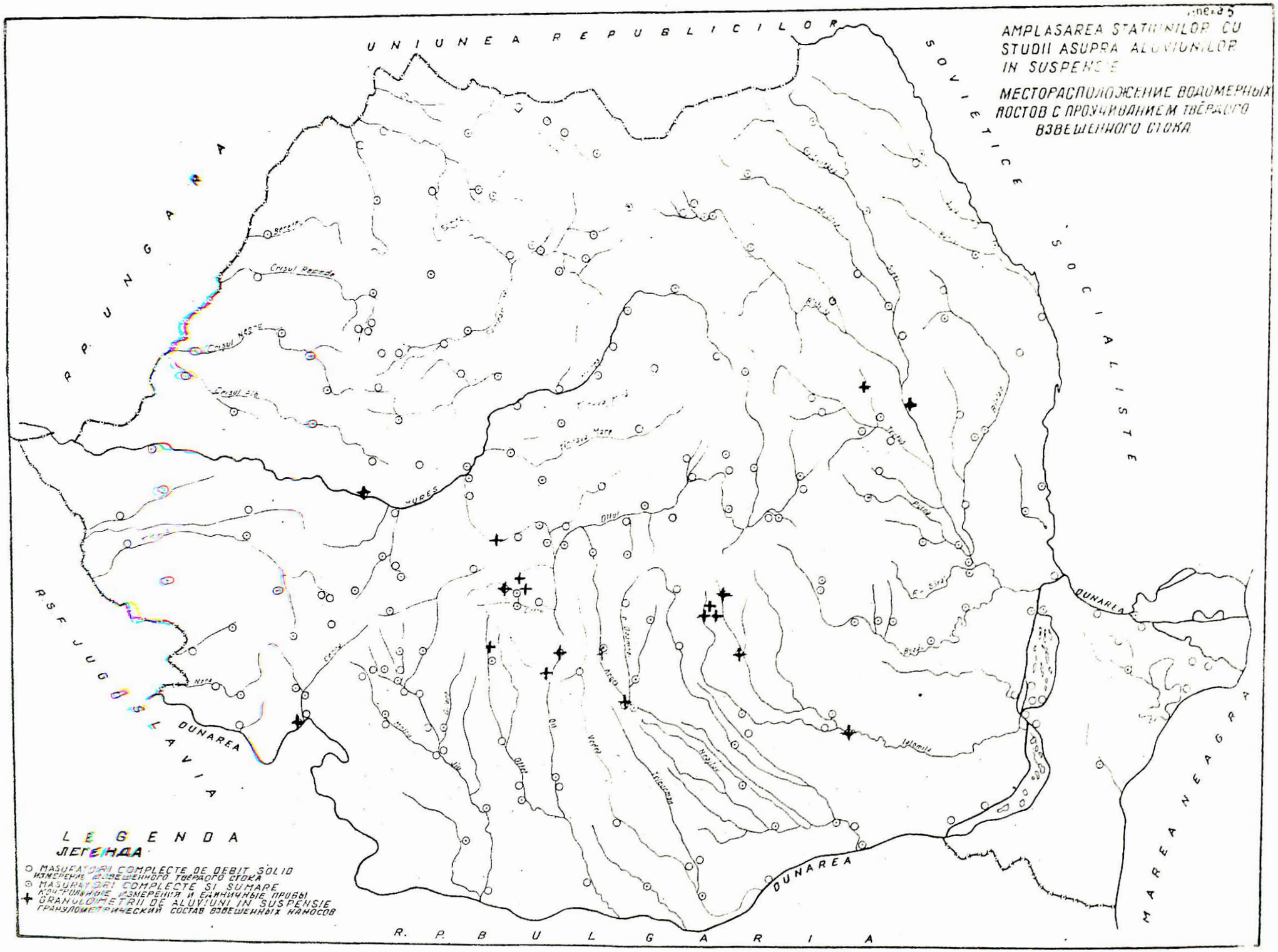
CORELAȚIA DEBITE LICHIDE - DEBITE SOLIDE IN SUSPENSIE

ГРАФИК СВЯЗИ ВЗВЕШЕННЫЙ-ЖИДКИЙ РАСХОД



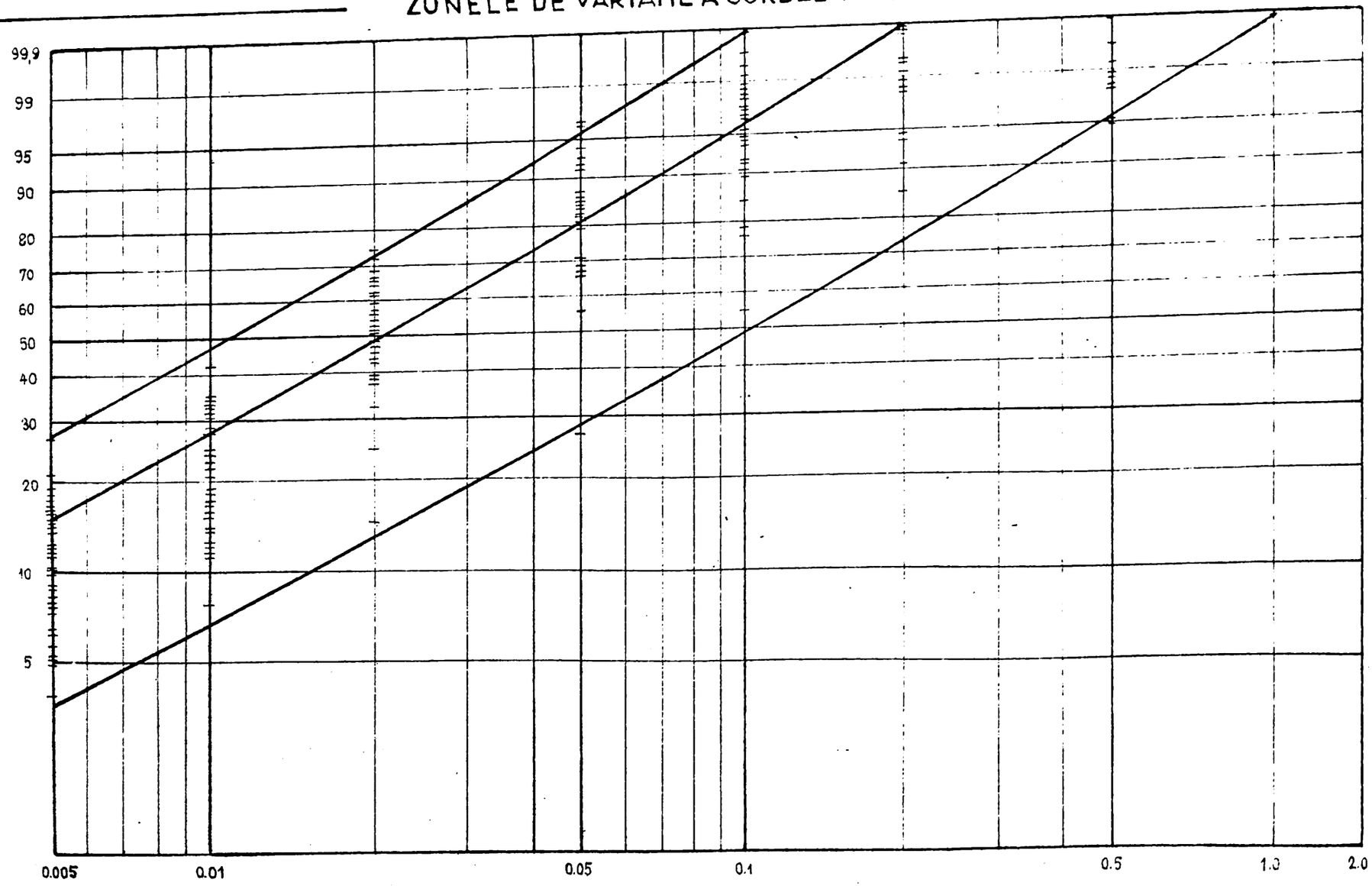





AMPLASAREA STATIUNILOR CU STUDII ASUPRA ALUVIUNILOR IN SUSPENSIE
МЕСТОРАСПОЛОЖЕНИЕ ВОДОМЕРНЫХ ПОСТОВ С ПРОУЧИВАНИЕМ ТВЁРДОГО ВЗВЕШЕННОГО СТОКА
UNIUNEA REPUBLICILOR SOVIETICE SOCIALISTE
R.P. UNGARA
R.S.F. JUGOSLAVIA
R. P. BULGARIA
MAREA NEAGRA
DUNAREA
MURES
Crisul Repede
Crisul Negru
Crisul Alb
Olt
Vedea
Arges
Ialomita
Putna
Tinnava Mare
LEGENDA
ЛЕГЕНДА
MASURATORI COMPLECTE DE DEBIT SOLID
ИЗМЕРЕНИЕ ВЗВЕШЕННОГО ТВЁРДОГО СТОКА
MASURATORI COMPLECTE SI SUMARE
КОНТРОЛЬНЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ И ЕДИНИЧНЫЕ ПРОБЫ
GRANULOMETRII DE ALUVIUNI IN SUSPENSIE
ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКИЙ СОСТАВ ВЗВЕШЕННЫХ НАНОСОВ

ЗОНЫ ИЗМЕНЕНИЯ ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКИХ КРИВ

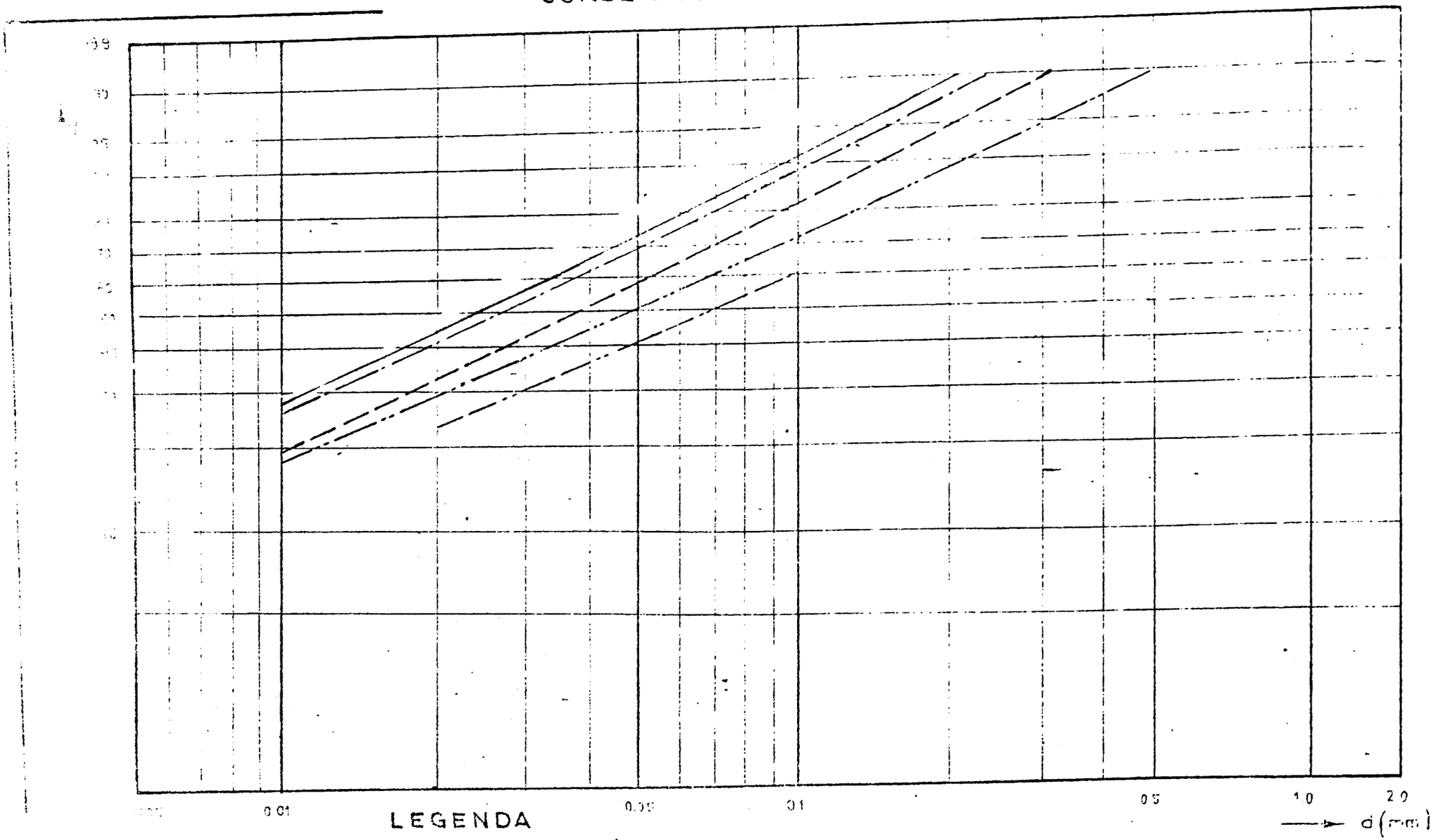
ZONELE DE VARIATIE A CURBELOR GRANULOMETRICE



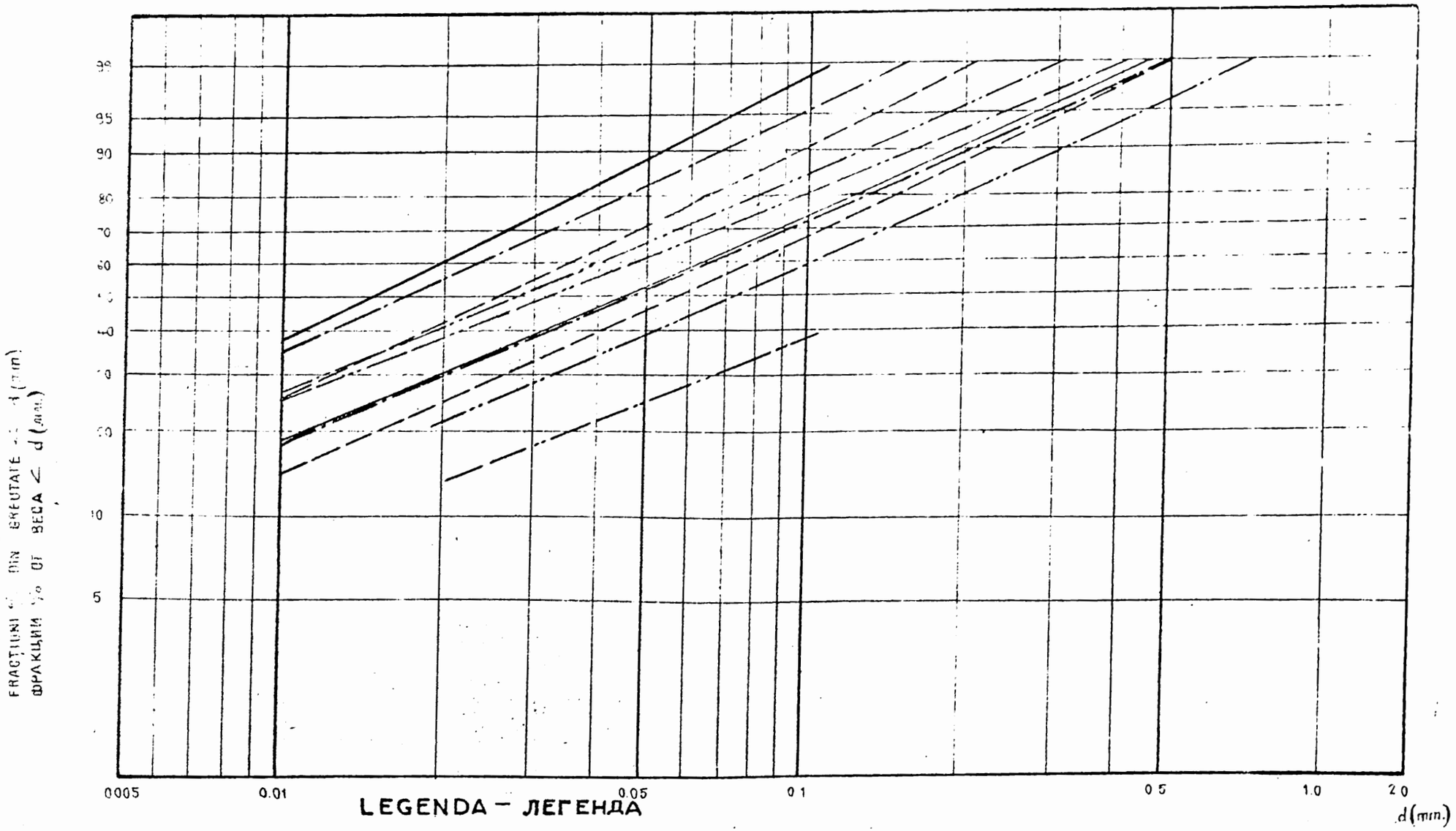
Анекса 6

Anexa 7

КРИВЫЕ СРЕДНЕГО ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОГО СОСТАВА
CURBE GRANULOMETRICE MEDII



ZONELE DE VARIAȚIE A CURBELOR GRANULOMETRICE
ЗОНЫ ИЗМЕНЕНИЯ КРИВЫХ ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОГО СОСТАВА



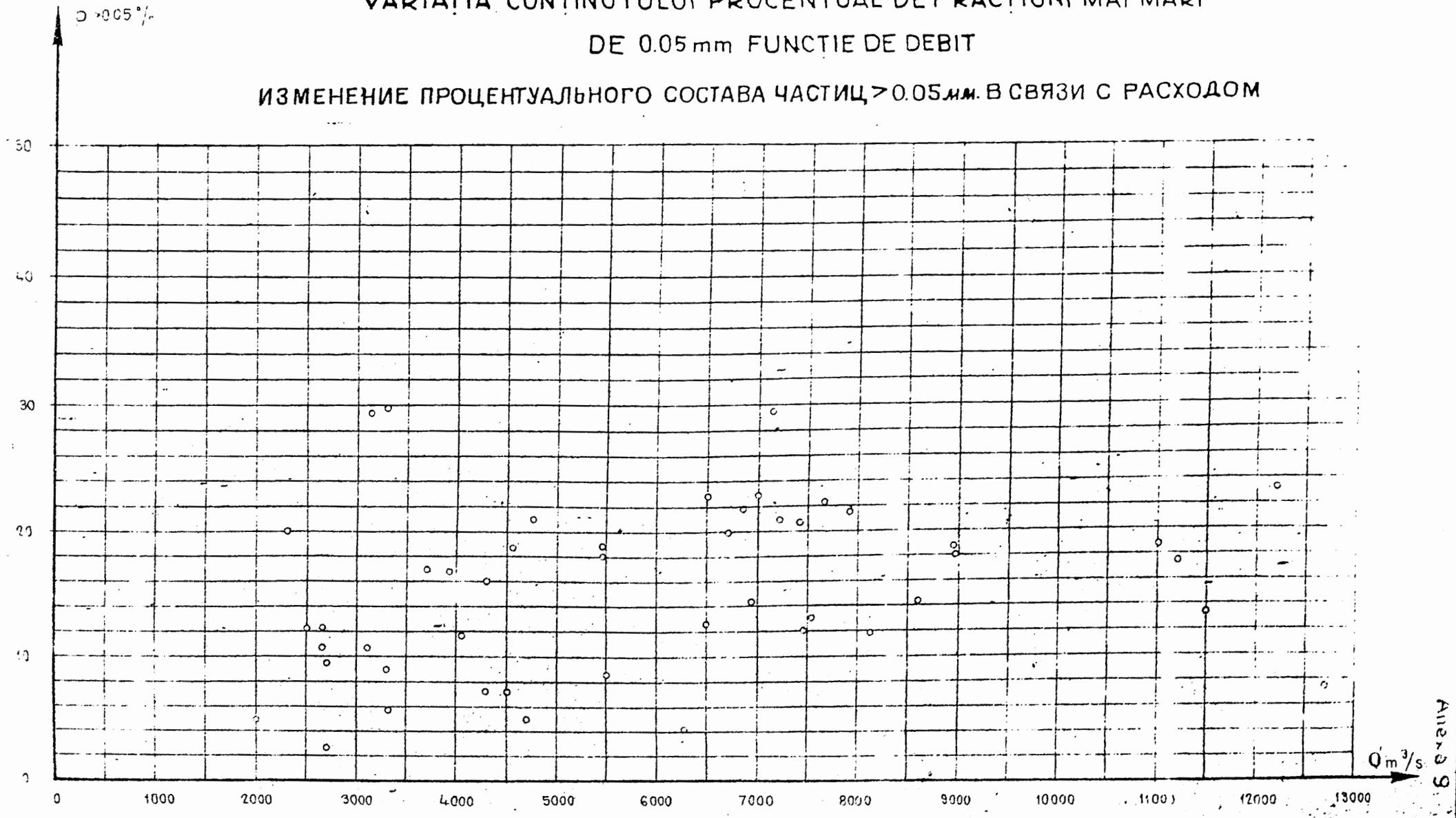
LEGENDA — ЛЕГЕНДА

ORȘOVA Km 955 + 270 ———
DUBOVAC Km 1086 + 000 —·—·—
GROČKA Km 1134 + 000 — — —
SURDUK Km 1207 + 000 —··—··—
SLANKAMEN Km 1220 + 300 —— —··——

Anexa 8

VARIAȚIA CONȚINUTULUI PROCENTUAL DE FRACȚIUNI MAI MARI DE 0.05 mm FUNCȚIE DE DEBIT

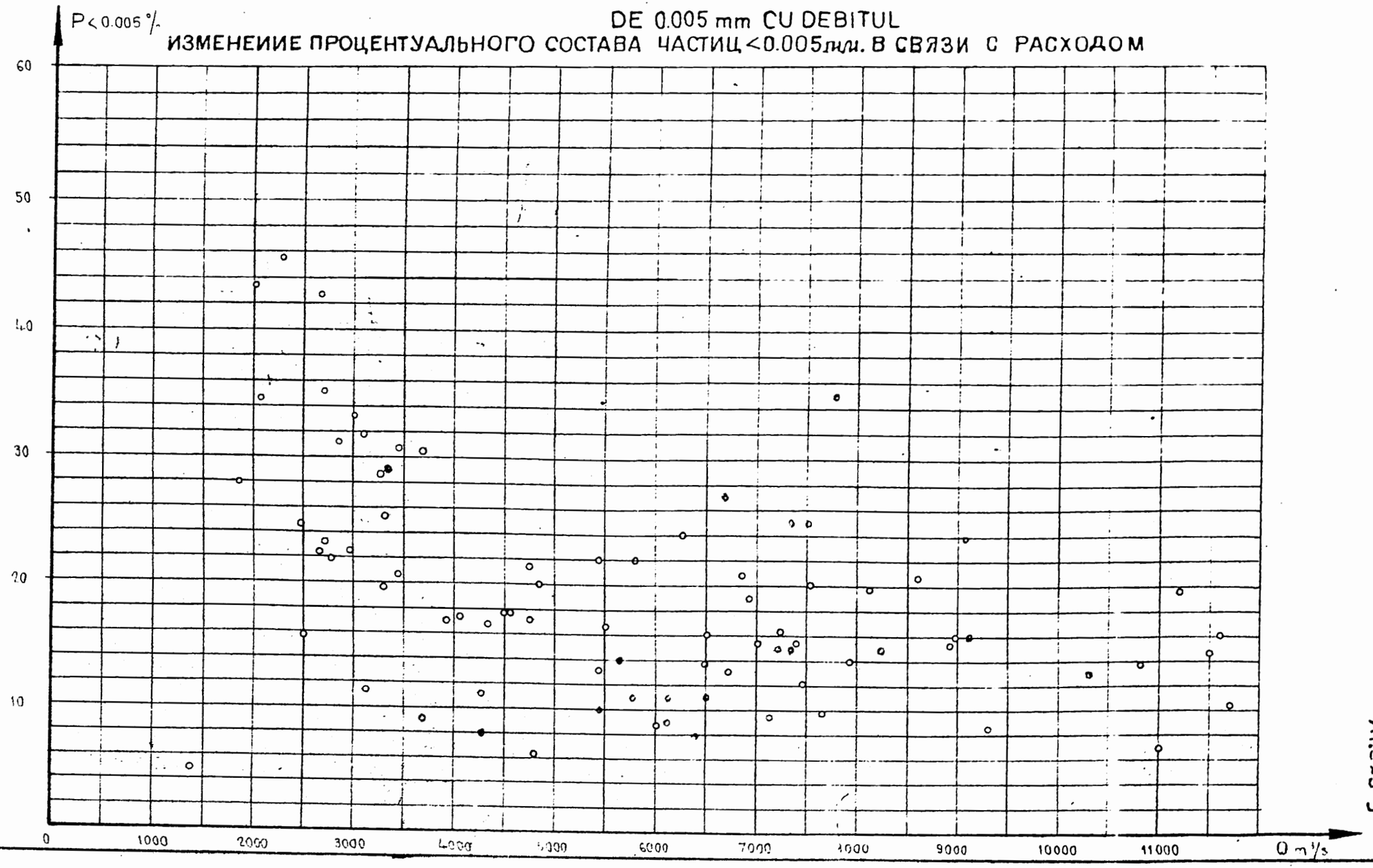
ИЗМЕНЕНИЕ ПРОЦЕНТУАЛЬНОГО СОСТАВА ЧАСТИЦ > 0.05 мм. В СВЯЗИ С РАСХОДОМ



Anexa 9

VARIAȚIA CONȚINUTULUI PROCENTUAL DE FRACȚIUNI MAI MICI DE 0.005 mm CU DEBITUL

ИЗМЕНЕИИЕ ПРОЦЕНТУАЛЬНОГО СОСТАВА ЧАСТИЦ <0.005 мм. В СВЯЗИ С РАСХОДОМ

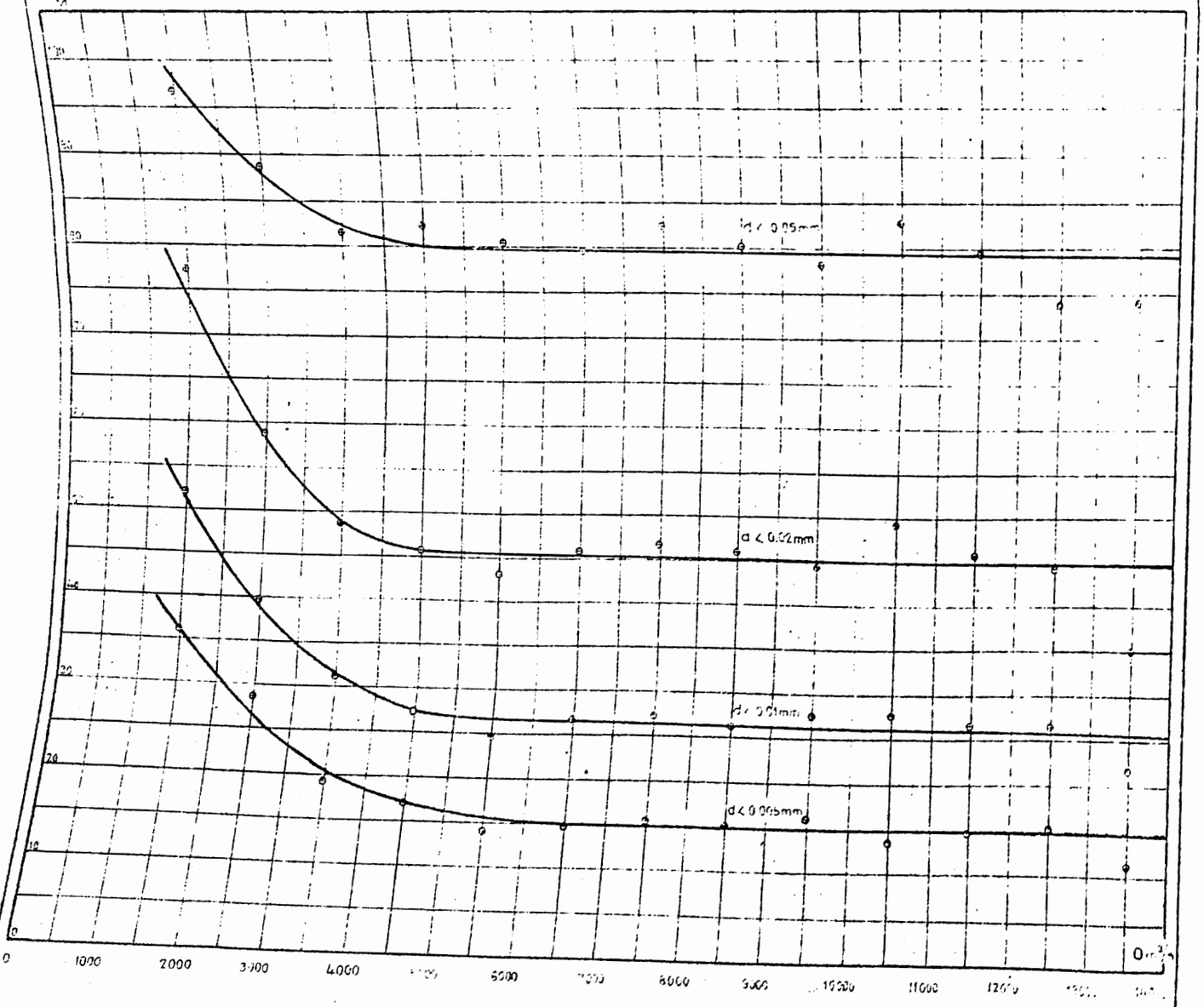


Anexa 9

Anexa 16

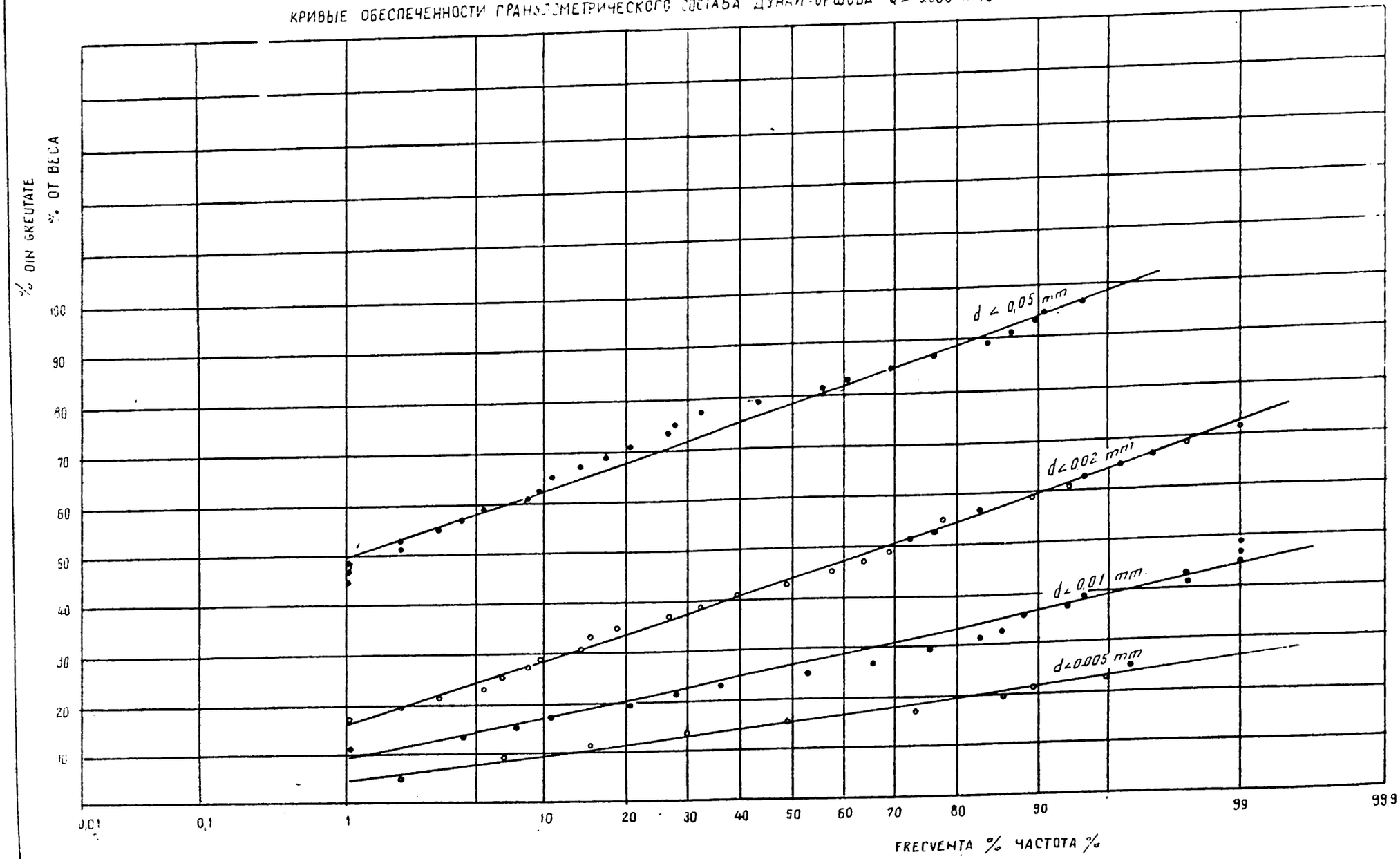
VARIATIA CONTINUTULUI PROCENTUAL MEDIU DE PARTICULE MAI MICI DECÎT d(mm) FUNCTIE DE DEBIT LA ORSOVA

ИЗМЕНЕНИЕ ПРОЦЕНТУАЛЬНОГО СРЕДНЕГО СОСТАВА ЧАСТИЦ < d(мм) В СВЯЗИ С РАСХОДОМ У ВОДОУПОРНОГО ПОСТА ОРШОВА



CURBA DE ASIGURARE A GRANULOMETRIILOR DUNĂRE - ORSOVA $Q \geq 5000\ m^3/s$

КРИВЫЕ ОБЕСПЕЧЕННОСТИ ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОГО СОСТАВА ДУНАЙ-ОРШОВА $Q \geq 5000\ m^3/s$

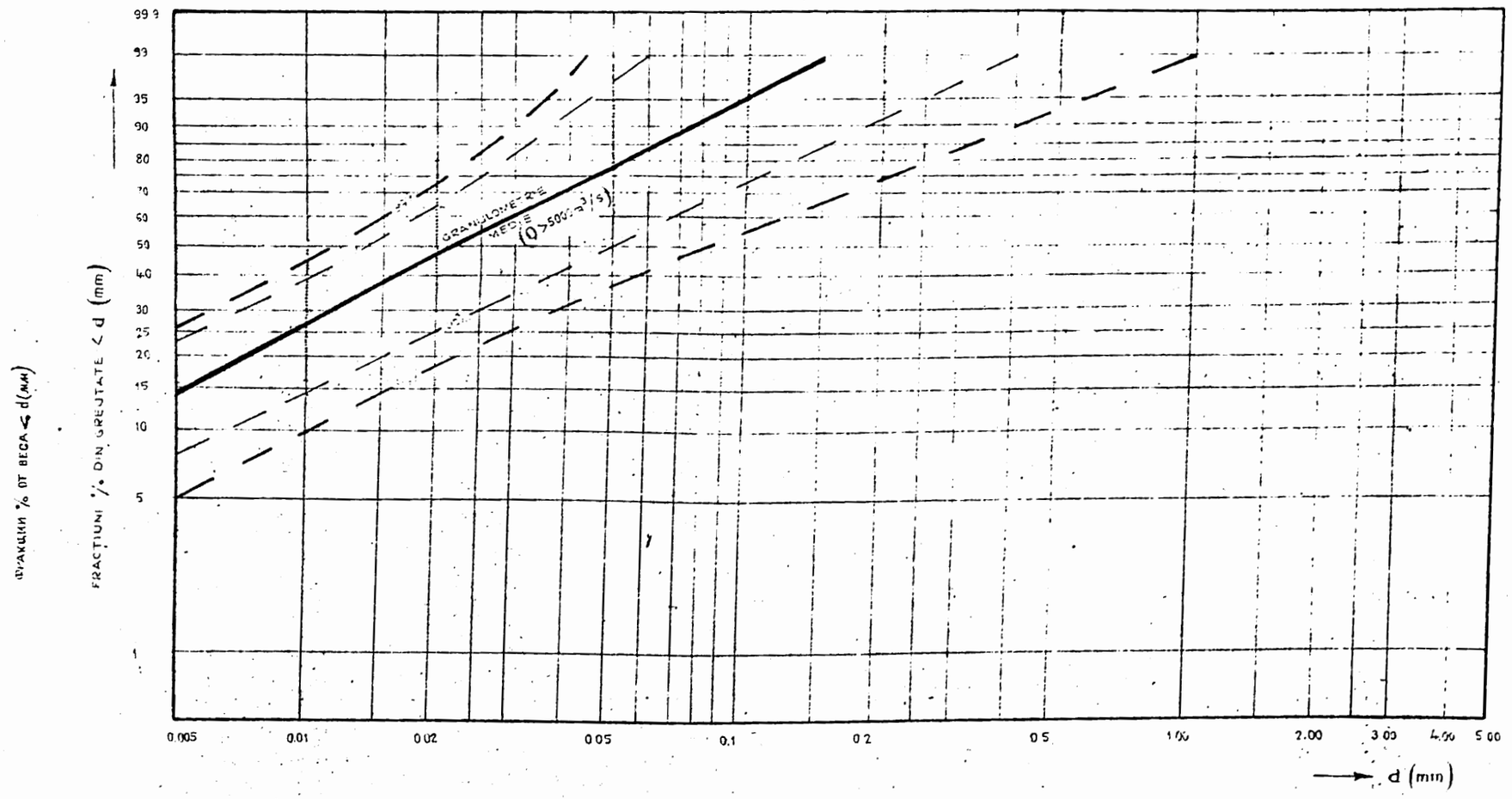


Anexa 11

ZONELE DE VARIATIE A GRANULOMETRIEI SUSPENSIILOR.

-ORŞOVA-

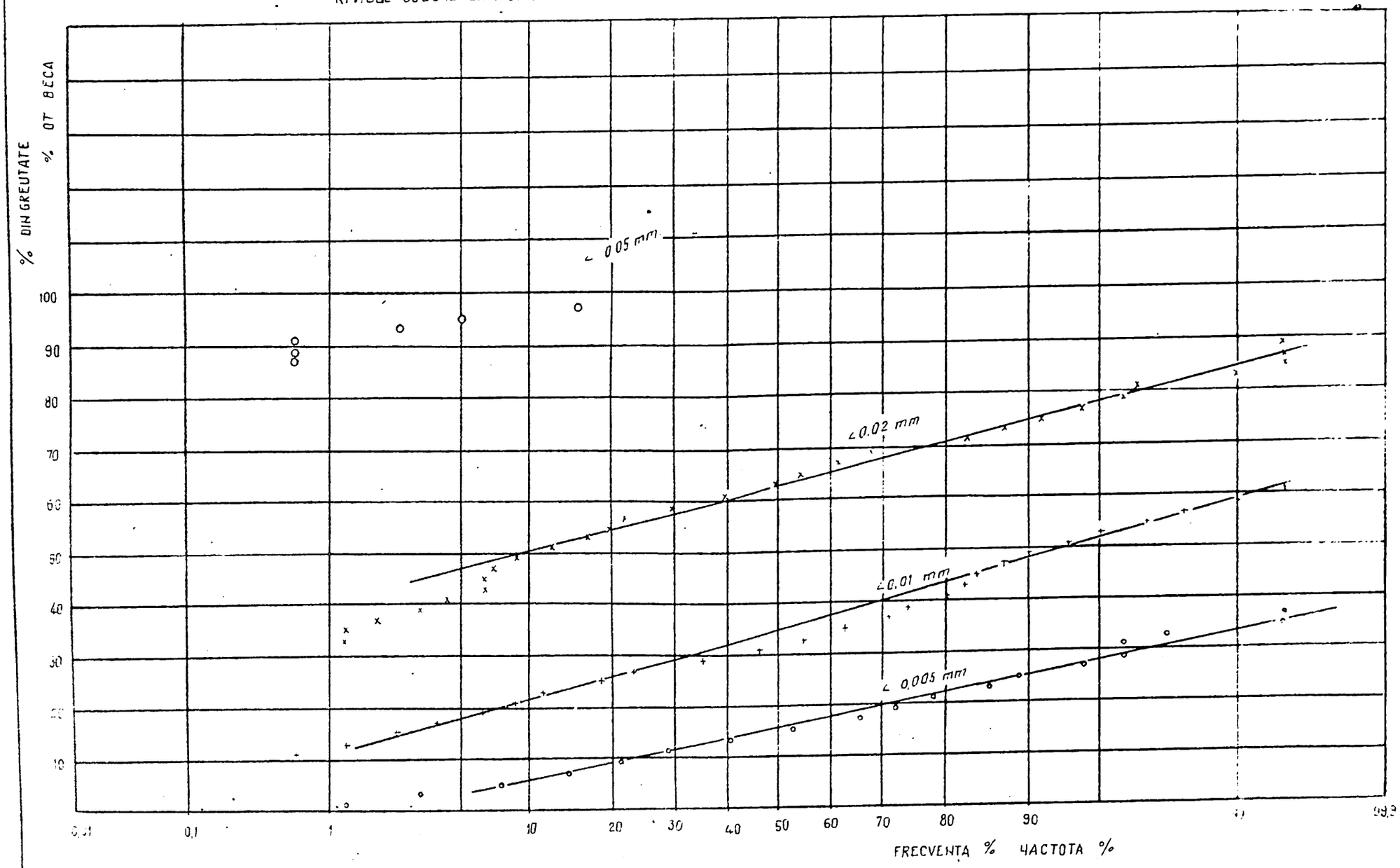
ЗОНЫ ИЗМЕНЕНИЯ ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОГО СОСТАВА ВЗВЕШЕННЫХ НАНОСОВ – ОРШОВА.



Anexa 43

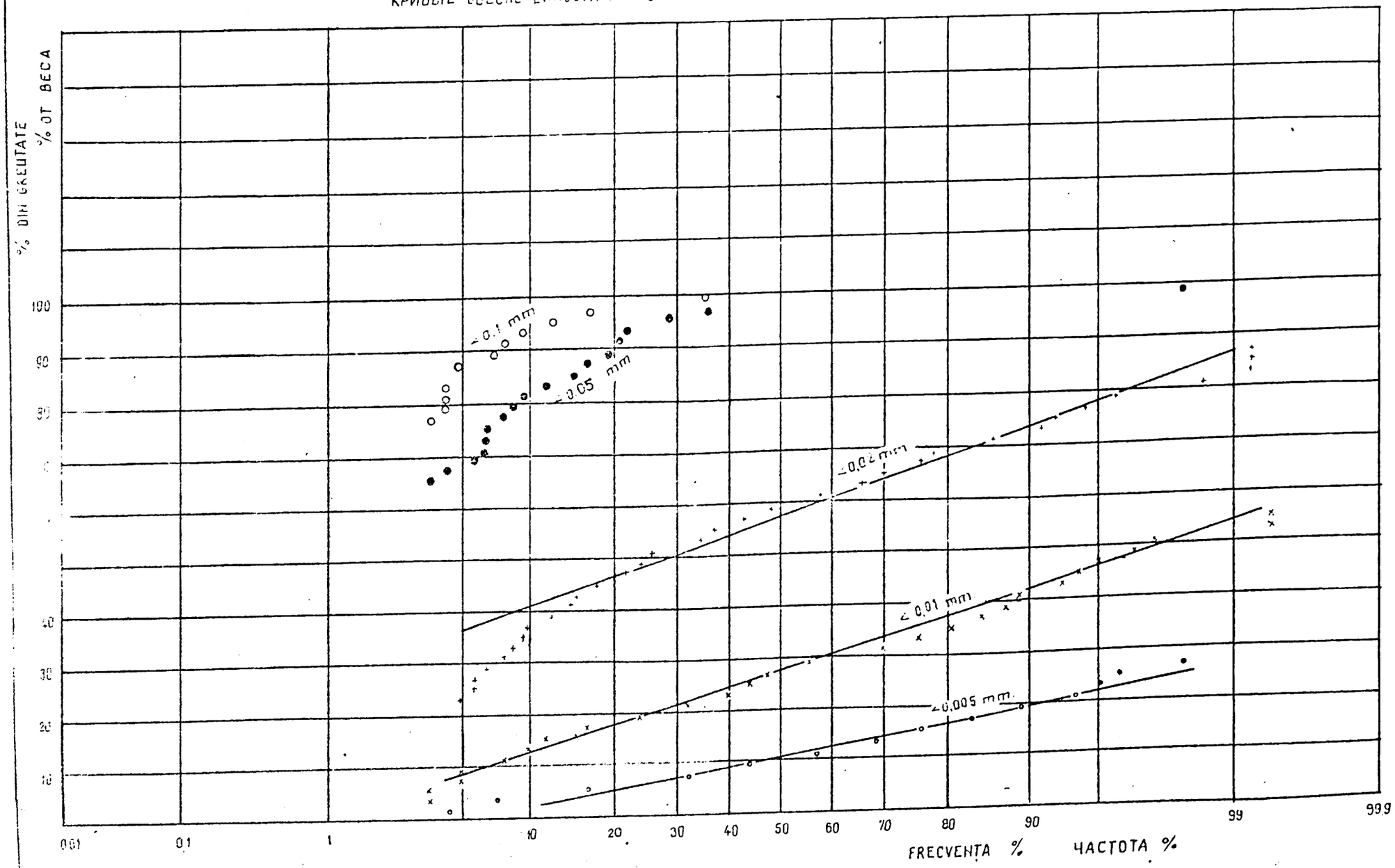
CURBE DE ASIGURARE A GRANULOMETRIILOR SIRET-RĂCĂCIUNI

КРИВЫЕ ОБЕСПЕЧЕННОСТИ ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОГО СОСТАВА СИРЕТ-РЫКЫЧУН



CURBE DE ASIGURARE A GRANULOMETRIILOR OLT – Rm. VÎLCEA

КРИВЫЕ ОБЕСПЕЧЕННОСТИ ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОГО СОСТАВА ОЛТ - РЫМНИКУ ВЫЛЧА



Anexa 14

С П И С О К

участников У Конференции придунайских стран по гидрологическим прогнозам

L I S T

of participants at the Fifth Conference of the Danubian Countries on Hydrological Forecasts

А. Специально позванные гости:

Specially invited guests:

1. Dr N.A. Bochin Sekretarijat HD - UNESCO - Paris
2. Dr T. Palas - Sekretarijat CHy - WMO - Zeneva
3. Dipl.Ing. Simeon Simeonov - Sekretarijat Dunavske komisije - Budimpešta

Б. Представители национальных комитетов МГД

Representative of the National Committees of IHD:

4. Dipl.Ing. Hanz Schimp , president NC IHD Austrija - Wien
5. Dipl.Ing.Aleksandar Petrov,sekreter NC IHD Bugarske
6. Dr Ing.Mikulaš Balco,sekreter NC IHD ČSSR Bratislava
7. Prof.Dr Ing.Wilhelm Fridrich, president NC IHD FR Germany - Coblenc
8. Dipl.Ing. J.Szilagyi, menber HC IHD Hungary - Budapesta
9. Dipl.Ing.Constantin Jonescu, member NC IHD Rumunie - Bukurest
10. Dr P.I. Miljukov, sekretair NC IHD SSSR - Moskva
11. Dipl.Ing.Milun Ivanović, president YC IHD Yugoslavia Beograd, Prvi Bulevar 104
12. Dipl.Ing.Gradimir Božić,sekretair YC IHD Yugoslavia Beograd,zgrada SIV-II Prvi Bulevar 104
13. Dr Ing.Radmilo Marković,member YC IHD Yugoslavia Beograd,Birčaninova 6
14. Dr Ing.Slavoljub Jovanović,member YC IHD Yugoslavia Beograd,Kursulina 29

15. Mr Ing. Milorad Miloradov, Beograd, Vele Nigrinovc 16

B. Остальные участники:

Other participants:

Austria:

16. Dipl.Ing. Frithum Franz, Landesregioning, Klagenfurt
17. Dr Weissel -"- -"-
18. Dr Ing. Thomraser Ferdinand -"- -"-
19. Dipl.Ing. Franz Josef, lolo Wien, Stubenring 1
20. Dipl.Ing. Gruber Otto, Bundesstrombanamt, Wien
21. Dipl.Ing. Ernst Glessl, Hydrographisches Zentralbiro im Bundesministerium, Wien Marxergasse 2
22. Dipl.Ing. Kurt Schimunek, Osterreichische Donaukraftwerke, A-loll Wien, Hochaus Gertenban
23. Dipl.Ing. Urban Anton - " -
24. Dipl.Ing. Marek Gerhad, Linz
25. Dr Ing. Kresser Werner, Technische Hochschule, Wien Karlsplatz 13
26. Dopl.Ing. Gutknecht Klaus - Dieter -"-
27. Dip.Ing. Doleisch Manfred -"-
28. Dipl.Ing. Pruzsinszky Wolfgang, -"-
29. Dip.Ing. Knauer Kurt, Verbundgesellschaft, Wien Am Hof. 6A
30. Dr Cehak Konred, Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik, Wien, Hohe Warte 38
31. Dr Hans Jurgen Liebscher, 54 Koblenz, Kaizerin Augusta Aul 15
32. Dr Ing. Hinrich Helmut -"-

Bulgaria:

33. Dip.Ing. Stefan Stefanov, Sofija
34. Dipl.Ing. Gergi Gergov, Sofija

ČSSR:

35. Dipl.Ing. Sacherova Dagmar, Hydrometeorologicky ustav Brno

36. Dipl.Ing. Ivan Kunsch, Hydrometerologicky ustav Bratislava

37. Dipl.Ing. Blažej Nather, VUVH,Bratislava, Karloveska 9

38. Dipl.Ing.Gabriela Babiakora, Hydrology and Hydrooulies Inst. SAS, Bratislava,Trnavska 2o

39. Dipl.Ing.Ludovit Molnar - " -

4o. Dipl.Ing. Viliam Strauss - " -

41. Dip.Ing.Jaroslav Grban, Hydraulic Research Inst. Praha, Pod Terobkon 13

42. Dipl.Ing. Zeleni Vaclav, Vyzkumny ustav melioraci, Praha, Molostrenske nom 2/25

43. Dipl.Ing. Hladky, Bratislava

Hungary:

44. Andras Salamin, KOVIZAG, Budapest VIII,Rakoczi ut 41

45. Dr Ing.Laslo Goda, Danube Comision,Budapest VI, Benczur ut 25

46. K. Bodi, VITUKI, Budapest, Rakoczi ut

47. P. Bartha -"-

48. Zsuffa Istvan, Baja

49. Kranitz Istvan, Baja

Fed Rep. Germany:

5o. Dr Urlich de Haar, NC MHD,Bad Godesberg,Kenedy allee 4o

51. John Alfred, Rhein - Mein - Donau AG, München, Leopold st. 28

52. Ertl Walter, - " -

53. Dipl.Ing.Denker Martin, Bundesvarkehrsminiterium - B o n

54. Tuhrmann Hugo, München 2, Blutenburg Str. 6

55. Dr Ing.Gerhard Mundt, Donaukraftwerk Jochenstein AG Passan D 839 Innstrape loa

56. Dipl.Ing. Krisch Herbert - " -

57. Volk Joseph, Bayer Londesstelle für Gewesserkunde, München,Princregenten str. 24

58. Dr Schultz Gert, Coblenz

59. Dr Orel Slfred, Kelag

Rumunia:

6o. Dipl.Ing. Marinesku, Bukurešt

SSSR:

61. Grema M. Mihailova, Gidrametcentr SSSR,Moskva, Bolševiskaja 13

62. Analolij I. Subotin, - " -

63. Meri I. Haskina - " -

64. Vasilij I. Sapožnikov - " -

65. Anatolij G. Levin - " -

66. Natalia S. Nečaeva - " -

67. Tatjana V. Markarevič, GGI, Lenjingrad, Vasilevski ostrov, 2 N° 23

68. Nina A. Aniskina - " -

69. Raisa P. Kaznina, Gidrometobservatoria,Krenenčug

7o. Svetlana P. Pančevka - " -

S w i s s:

71. Jensen Molger, Hydrologie, Zuerich, Voltastr 24

Yugoslavia:

72. Dipl.Ing. Vladimir Bićanič,"Elektroprojekt", Zagreb, Kupska bb

73. Dipl.Ing. Ognjen Bonacci, Republički hidrometeorološki zavod, Zagreb, Grič 3

74. Dipl.Ing.Čavlek Eugen, Geodetski fakultet,Zagreb, Kačićeva 26

75. Dipl.Ing. Živko Škoklavski,Gradjevinski fakultet, Skoplje

76. Dr Dragomir Djukanović, "Jugel",Beograd,Balkanska 13

77. Mr Dipl.Ing.Branislav Djordjević, Institut "J. Černi", Beograd,Vele Nigrinova 16

78. Dipl.Ing.Miodrag Božinović - " -

79. Prof.Ing.Milan Verčon, Gradjevinski fakultet, Beograd

80. Dr Ing.Dragutin Muškatirović - " -

81. Dipl.Ing.Bojković Milivoje, Institut "J.Černi", Beograd,Vele Nigrinove 16

82. Dipl.Ing.Volf Zvonimir - " -

83. Dipl.Ing.Opricović Serafim - " -

84. Dipl.Ing.Rauf Diakak - " -

85. Dipl.Ing.Veselin Tošić, Republički Hidrometeorološki zavod, Beograd, Buleva JNA 8

86. Dr Jovan Popović - " -

87. Dipl.Ing. Predrag Danikov - " -

88. Milosav Ocoković - " -

89. Tatjana Djordjević - " -

90. Dražeta Radivoje, Savezni hidrometeorološki zavod, Beograd, Birčaninova 6

91. Dipl.Ing.Stevan Prohaska - " -

92. Dipl.Ing.Vojislav Vuković - " -

93. Dipl.Ing.Milorad Radaković - " -

94. Dipl.Ing.Djordje Ilić - " -

95. Dipl.Ing.Mihailo Andjelić - " -

96. Mihailo Stanković, Republički hidrometeorološki zavod, Sarajevo, Hadži Loje 4

97. Dipl.Ing.Lojze Ostanek, Republički hidrometeorološki zavod, Ljubljana,Restljeva 18

98. Dipl.Ing.Feiderik Levicki, Republički hidrometeorološki zavod, Ljubljana Restljeva 18

99. Dopl.Ing.Zdravko Šimunić,"Energoinvest",Sarajevo

100. Dipl.Ing. Željko Žibret - " -

101. Dipl.Ing.Reuf Bećirović,Republička komisija za vodoprivredu,Sarajevo,Magribija br.3

1o2. Dipl.Ing. Momčilo Milovanović, Združeno vodo-
privredno preduzeće "Sava",
Beograd, Svetozara Ćorovića 15

1o3. Dipl.Ing. Dane Andejevski, Republički hidrometeo-
rološki zavod, Skoplje

1o4. Dipl.Ing. Velizar Popović "Energoprojekt",
Beograd, Brankova 4

1o5. Dipl.Ing. Dragan Andrejević - " -

1o6. Dipl.Ing. Borivoje Djoković, Beograd.

ПОСЕЩЕНИЕ ГИДРОЭНЕРГЕТИЧЕСКОЙ СИСТЕМЫ И СУДОХОДНОЙ СИСТЕМЫ "ДЖЕРДАП"

ПРОГРАММА ПУТЕШЕСТВИЯ

15 мая 1969 г.	Белград	-	отбытие автобусом в 5 час.00. от гостиницы до пристани
	Пристань	-	отбытие в 6 час.00.
	Кладово	-	прибытие в 12 час.00.
		-	обед.ужин, ночевка в гостинице "Джердап"
		-	в течение дня осмотр ГЭС Джердап.
16 мая 1969 г.	Кладово	-	завтрак
		-	отбытие автобусом в 7 час.00.
	Неготин	-	краткий отдых
	Сичево	-	обед
		-	после обеда посещение гидростанции Сичево
	Нишка Баня	-	ужин и ночевка
17. мая 1969 г.	Нишка Баня	-	завтрак
	Ниш	-	после завтрака осмотр города
		-	отбытие в 9 час.00.
		-	по дороге небольшие остановки и краткое объяснение о регулировке реки Велика Морава
	Опленац	-	обед, осмотр памятника
		-	отбытие в 17 час.00.
	Белград	-	прибытие в 19 час.00.

ПОСЕЩЕНИЕ ЭНЕРГЕТИЧЕСКОЙ СИСТЕМЫ ТРЕБИШНИЦЫ И ДУБРОВНИКА
ПРОГРАММА ПУТЕШЕСТВИЯ

14. май 1969 года	Белград	- отбытие поезда в 22 часа 38 мин. поезд № 804
15. май 1969 года	Сараево	- прибитие поезда в 6 час. 51 мин. - отбытие " " в 8 " 08 " поезд № 1902
15. май 1969 года	Плоче	- прибитие в 11 час 58 мин. - отьезд автоусом в Дубровник - размещение в гостилнице "Купари" - обед, ужин, ночевка - после обеда осмотр города.
16. май 1969 года	Дубровник	- завтрак, обед, ужин, ночевка - в течение дня ПОСЕЩЕНИЕ ГЭС ТРЕБИШНИЦА и ГЭС ДУБРОВНИК
17. май 1969 года	Дубровник	- завтрак, обед - после обеда слободное время и осмотр остров Локрума - отбытие на вовзал Плоче автобусом 15^{00} - обытие поездь 16^{02}
18. май 1969 года	Белград	- прыбитие в 6 час 32 мин.

VISIT TO THE HYDROPOWER PLANT, DAM AND LOCKS, UNDER CONSTRACTION, AT IRON CATES ON THE DANUBE

PROGRAMME OF THE JOURNEY

15.5.1969	Belgrade	- departure at 5,30 h by dus from the hotel to the port
	port	- departure at 6,oo h
	Kladovo	- arrival at 12,oo h - lunch, dinner, lodging - in the afternoon visit to the builiding - site
16.5.1969	Kladovo	- break-fast - departure at 7,oo h by bus
	Negotin	- short stay
	Knjaževac	- short stay
	Sićevo	- lunch - after lunch visit to the HP Sićevo
	Niška Banja	- arrival, dinner and stay for the night
17.5.1969	Niška Banja	- breakfast
	Niš	- visit to the town after breakfast - departure at 9,oo h - stay and brief explanations on the river regulation scheme of the Great Morava
	Oplenac	- lunch - visit to the monument - departure at 17,oo h
	Belgrade	- arrival at 19,oo h

VISIT TO THE POWER PLANTS TREBIŠNJICA AND DUBROVNIK

PROGRAMME OF THE JOURNEY

14.5.1969	Belgrade	- Departire at 22,38 h by the train No 80
	Sarajevo	- arrival at 6,51 h - departure at 8,08 h by the train No 190
	Ploče	- arrival at 11,58 h - transport by bus to Dubrovnik - accomodation at hotel "Kupari" - lunch, dinner, stay for the night - in the afternoon visit of the town
16.5.1969	Dubrovnik	- breakfast, lunch, dinner, stay for the night - Trechnical programme HP Trebišnjica and HP Dubrovnik
17.5.1969	Dubrovnik	- breakfast, lunch - in the forenoon free and visit to the town - departure by bus to the train 15,oo h - departure of the train 16,o2 h
18.5.1969	Belgrade	- arrival at 6,32 h