XIII CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES ON HYDROLOGICAL FORECASTS

XIII KONFERENZ DER DONAULÄNDER ÜBER HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

XIII КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

BELGRADE/BELGRAD/БЕЛГРАД

16.09.–19.09.1986.

PROCEEDINGS

KONFERENZBERICHT

СБОРНИК ДОКЛАДОВ

Edited by

YUGOSLAV NATIONAL COMMITTEE FOR THE INTERNATIONAL HYDROLOGICAL PROGRAMME

Herausgegeben vom

JUGOSLAWISCHEN NATIONALKOMITEE FÜR DAS INTERNATIONALE HYDROLOGISHE PROGRAMM

Издание

Югославского национального комитета по международной гидрологической программе

Belgrad/Belgrad/Белград

1986

XIII CONFERENCE OF THE DANUBE COUNTRIES ON HYDROLOGICAL FORECASTS

XIII KONFERENZ DER DONAULÄNDER ÜBER HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN

XIII КОНФЕРЕНЦИЯ ПРИДУНАЙСКИХ СТРАН ПО ГИДРОЛОГИЧЕСКИМ ПРОГНОЗАМ

BELGRADE/BELGRAD/БЕЛГРАД

16.09.–19.09.1986.

PROCEEDINGS

KONFERENZBERICHT

СБОРНИК ДОКЛАДОВ

Editors: S. Jovanović, M. Andjelić, S. Prohaska

Bearbeitet von: S. Jovanović, M. Andjelić, S. Prohaska

Под редакцией: С. Йованович, М. Анжелич, С. Прохаска

Sponsored by: UNESCO – United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization

Edited by

YUGOSLAV NATIONAL COMMITTEE FOR THE INTERNATIONAL HYDROLOGICAL PROGRAMME

Herausgegeben vom

JUGOSLAWISCHEN NATIONALKOMITEE FÜR DAS INTERNATIONALE HYDROLOGISHE PROGRAMM

Издание

Югославского национального комитета по международной гидрологической программы

Belgrad/Belgrad/Белград

1986

Charman of the Yugoslav National Committee for the International Hydrological Programme of the UNESCO:

Prof. Dr Slavoljub Jovanović

Vorsitzender des Jugoslawischen Nationalkomitees das Internationale Hydrologische Programm der UNESCO:

Prof. Dr Slavoljub Jovanović

Председатель Югославского национального комитета по Международной гидрологической программы:

Проф. Др Славолюб Йванович

Organizing Committee - Organisationskomitee:

Mihailo Andjelić, M.Sc., Executive Secretary of the XIII Conference

Prof. Dr Stevan Prohaska
Miodrag Savić, M. Sc.
Dragan Janković, M. Sc.
Tioslav Petković
Mićun Stanić
Dr Radisav Pavlović

Организационный комитет:

Михаило Анджелич, канд.техн.наук, организационый секретарь
Миодраг Савич, канд.техн.наук
Драган Янкович, канд.техн.наук.
Тиослав Петкович, дипл.инж.
Мичун Станич, дипл.инж.
Радисав Павлович, доктор техн.наук.
Стеван Прохасна, доктор техн.наука

CONTENTS

Real - Time Hydrological Forecasting Models

1. Holle F.K.
AN INTERACTIVE PROGRAM FOR SIMULATION OF OPERATIONAL SYSTEM OF FLOOD FORECASTS 1

2. Schlatte H. and Kugi W.
FORECASTING MODEL OF INFLOW TO THE POWER STATIONS OF THE DRAU POWER STATION COMPANY 8

3. Draxler A., Eder H. and Tauchmann H.
SIMULATION OF THE FLOOD WAVES ON THE DRAU RIVER USING MATHEMATICAL MODELS 16

4. Nováky B.
COMPARISON OF STAGE AND STAGE-VARIATION PREDICTING LINEAR MODELS 23

5. Szabo J. and Bartha P.
A NON-LINEAR CASCADE MODEL 31

6. Szölösi - Nagy and E. Mekis
COMPARATIVE ANALYSIS OF RECURSIVE DETERMINISTIC, STOCHASTIC AND JOINT DETERMINISTIC - STOCHASTIC REAL-TIME HYDROLOGICAL FORECASTING MODELS 38

7. Bartha P. and Harkány K.
THE GAPI RAINFALL-RUNOFF FORECASTING MODEL 47

8. Biro I. and Iritz L.
COMPUTATION OF LONGITUDINAL PROFILES ON THE DANUBE RIVER DURING FLOODS 56

9. Radić Z. and Jovanović S.
AN ADAPTIVE DISTRIBUTED MODEL FOR REAL-TIME FLOOD HYDROGRAPH FORECASTING 62

10. Petković T. and Lazović M.
ON THE REAL-TIME HYDROLOGICAL FORECASTING OF INFLOW TO THE DJERDAP RESERVOIR 68

11. Prohaska S. and Markuš M.
HYDROLOGICAL MODEL M K M A R X FOR REAL-TIME RESERVOIR INFLOW FORECASTING 73

12. Todorovski B. and Popovska C.
MULTIPLE LINEAR CORRELATION AS A FORECASTING FLOOD MODEL 80

13. Vujačić V. and Stojiljković Z.
REAL-TIME HYDROLOGICAL FORECASTING BY USE OF THE PATTERN RECOGNITION METHOD 87

14. Serban P. and Plesa V.
A CONVERSATIONAL SYSTEM MAN-MACHINE FOR FLOOD FORECASTING IN BASINS WITH HYDRAULIC STRUCTURES ... 94.

15. Kuchment L.S., Miljukova I.P. and Smakhtin V.Yu.
THE ROLE OF SUBSURFACE FLOW IN RAINFALL FLOOD FORMATION AND ITS ACCOUNT IN RAINFALL FLOW MODELS.. 104

16. Sosedko M.N.
SENSITIVITY ANALYSIS OF A MATHEMATICAL MODEL OF FORMATION OF RAINFALL RUNOFF 112

17. Rottar F. and Koman T.
A CRITERION FOR PROVIDING THE BEST ACCURACY OF AN IMPLICIT METHOD USED IN SHORT-RANGE HYDROLOGICAL FORECASTING 119

Long - Term Hydrological Forecasts of Runoff

18. Janković D. and Stanić M.
POSSIBILITIES OF USING NON-LINEAR STOCHASTIC MODEL KARTVELISHVILI FOR FORECASTING THE MEAN MONTHLY DISCHARGES 127

19. Bonacci O. and Trninić D.
PREDICTION OF CHANGES IN THE GROUNDWATER LEVELS IN THE NEIGHBOURHOOD OF ZAGREB 133

20. Genev M. and Stojanov S.
FORECASTING OF THE MINIMAL DANUBE DISCHARGES 140

21. Stojanov S., Genev M. and Gergov G.
FORECASTING OF THE MINIMAL DANUBE DISCHARGES USING INDEXES OF ATMOSPHERICAL CIRCULATION 148

22. Ivanov D.D.

LONG-TERM FORECASTING OF THE MINIMAL MONTHLY WATER LEVELS ON THE BULGARIAN REACH OF THE DANUBE ... 154

23. Chermenko Ye.P.

COMPUTERIZED LONG-TERM AREAL FORECAST OF SPRING RUNOFF LAYER 160

24. Moukhin V.M.

COMBINED USE OF MATHEMATICAL MODELS AND EMPIRICAL METHODS IN LONG-TERM PREDICTION OF RUNOFF IN MOUNTAIN RIVERS 168

25. Arefieva O.N. and Komarov V.D.

LONG-TERM PREDICTION OF SUMMER RUNOFF FOR RIVERS WITH SUBSTANTIAL RAINFALL ALIMENTATION 176

Forecasting of Morphological Processes in River Bed

26. Hrissanthou V.

FORECASTING OF SEDIMENT RECHARGE FROM A CATCHMENT AREA 183

27. Kresser W.

FORECASTING OF BED CHANGES ON THE AUSTRIAN REACH OF THE DANUBE 191

28. Schöberl F.

FORECASTING OF MORPHOLOGICAL CHANGES IN RESERVOIRS USING HYDRAULIC-PHYSICAL MODELS IN THE CASE OF UPPER INN/RESERVOIR OVELLA 199

29. Pavlović R. and Varga S.

FORECASTING OF MORPHOLOGICAL CHANGES ON THE DANUBE DUE TO SEDIMENT TRANSPORT 208

30. Gergov G. and Blyskova S.

GRAIN-SIZE STRUCTURE OF SUSPENDED SEDIMENT IN BULGARIAN TRIBUTARIES OF THE DANUBE 217

31. Gergov G. and Nenov I.

RELATIONS BETWEEN MORPHOMETRICAL CHARACTERISTICS OF ISLAND GROUPS ON THE BULGARIAN-ROUMANIAN REACH OF THE DANUBE 224

32. Zamyshliaev V.I., Rozenberg L.I. and Snishchenko B.F.
NUMERICAL MODELLING OF UNSTEADY FLOW IN CHANNELS SUBJECT TO DEFORMATION FOR USE IN FLOOD CONTROL PROJECTS 230

Water quality Forecasts

33. Pavlović R.
SOPHISTICATED MATHEMATICAL MODELS FOR FORECASTING POLLUTANT SPREADING IN RIVERS 238

34. Kantorovich V.K.
A MODEL OF POLLUTANT CONSTITUENTS SPREADING IN RIVERS FOR SHORT-TIME WATER QUALITY FORECASTS 249

Forecasting of Ice Phenomena and Water Temperature

35. Pompiliu M. and Andreescu G.
ON ICE BRIDGE PHENOMENON OCCURENCE ON THE DANUBE 257

36. Zelenskaya M.V.and Scherbak A.V.
METHODS OF SHORT-TERM FORECAST OF BREAK-UP OF THE LOWER DANUBE 265

37. Yefremova N.D., Konovalova G.M. and Polyakova K.N.
SHORT-TERM PREDICTION OF AUTUMN AND SPRING ICE EVENTS AT THE RESERVOIR OF THE HYDROELECTRIC POWER PLANT "IRON GATE I" 270

Information Systems for Data Collection, Transmission and Processing Used in Hydrological Forecasting

38. Ludwig K.
DATA CONTROLS IN USING OF DETERMINISTIC HYDROLOGICAL MODELS FOR DISCHARGE FORECASTING 276

39. Rosemann H.J.
DATA PREPARATION IN OPERATIONAL FLOOD FORECASTINGS . 283

40. Kunsch I. and B. Minárik
COMPUTER FORECASTING SYSTEM IN THE CZECHOSLOVAKIAN SECTION OF THE DANUBE 290

Antropological Influence to Changes of Water Regime and Its Evaluation in the Forecasting Models

41. Panajotov T.P., Mingov G.C. and Jankov V.P.
INFLUENCE OF HYDROELECTRIC POWER SYSTEM "IRON GATE I" ON THE WATER LEVEL REGIME ON THE DANUBE IN RELATION OF ITS FORECASTING 300

Socio-economic Aspects of Hydrological Forecasts. Forecasting Errors and Economic Benefits Derived From Hydrological Forecasts

42. Zamakhayev V.S. and Rashetnikov V.I.
ON THE SPECIFICATION OF LONG-TERM WATER CONSUMPTION IN THE DANUBE BASIN 307

43. Skripnik N.P.
ON EXPERIENCE OF APPLYING HYDROLOGIC FORECASTS IN THE UKRAINIAN SSR NATIONAL ECONOMY 312

Use of Meteorological Forecasts in Operational Hydrological Practice

44. Takács A.
QUANTITATIVE PRECIPITATION FORECASTS FOR THE CATCHMENT AREAS OF THE DANUBE AND THE TISZA RIVERS FOR HYDROLOGICAL PURPOSES 319

45. Svanydze G., Basilashvili T.Z., Sidorova L.V. and Chogovadze I.V.
FORECASTING OF RAIN FLOODS ON THE BASIS OF PRECIPITATION FORECAST 326

46. Grebner, D.
OPERATIONAL, QUANTITATIVE PRECIPITATION FORECAST . 334

Miscellaneous Papers

47. Schiller H.
DANUBE AND ITS CATCHMENT AREA - A HYDROLOGICAL MONOGRAPH 344

48. Mendel H.G.
FLOOD FORECASTING IN THE BASIN OF THE RHINE RIVER ACCORDING TO THE RESULTS OF THE INTERNATIONAL COMMITTEE FOR RHINE BASIN HYDROLOGY 355

49. Baumgartner V. and Caesperlein A.
APPLICATION OF DISTRIBUTION FUNCTIONS IN FLOOD STATISTICS 361

INHALTSVERZEICHNIS

Methoden der kurzfristigen hydrologischen Vorhersagen und Systeme zur Verbreitung der operationellen Vorhersagen

1. Holle F.-K.

   EIN INTERAKTIVES PROGRAMM ZUR SIMULATION DES OPERATIONELLEN BETRIEBES VON HOCHWASSERVORHERSAGEN 1

2. Schlatte H. und Kugi W.

   VORHERSAGEMODELL FÜR DIE ZUFLÜSSE ZU DEN ÖSTERREICHISCHEN DRAUKRAFTWERKEN 8

3. Draxler A., Eder H. und Tauchmann H.

   SIMULATION DES HOCHWASSERABLAUFES AN DER DRAU MITTELS MATHEMATISCHER MODELLE 16

4. Nováky B.

   VERGLEICH DER ZUVERLÄSSIGKEIT DER AUF WASSERSTÄNDEN UND WASSERSTANDSÄNDERUNGEN BERUHRENDEN WASSERSTANDSVORHERSAGEN BEI LINEAREN MODELLEN 23

5. Szabo J. und Bartha P.

   EIN NICHT LINEARES KASKADENMODELL 31

6. Szöllösi-Nagy A. und Mekis E.

   VERGLEICHSANALYSE VON EINEM REKURSIVEN DETERMINISTISCHEN, EINEM STOCHASTISCHEN UND EINEM DETERMINISTISCH-STOCHASTISCHEN HYDROLOGISCHEN MODELL ZUR VORHERSAGE IN REELLER ZEIT 38

7. Bartha P. und Harkányi K.

   DAS NIEDERSCHLAG-ABFLUSS VORHERSAGEMODELL **GAPI** 47

8. Biro I. und Iritz L.

   BERECHNUNG DER WASSERSPIEGELLAGE AN DER DONAU WÄHREND HOCHWASSER 56

9. Radić Z. und Jovanović S.

   EIN ANPASSUNGSFÄHIGES VERTEILBARES MODELL ZUR VORHERSAGE IN REELLER ZEIT VON HOCHWASSERGANGLINIEN 62

10. Petković T. und Lazović M.

    ÜBER HYDROLOGISCHE VORHERSAGEN IN REELLER ZEIT VON ZUFLÜSSEN IN DEN STAURAUM "EISERENES TOR I" 68

11. Prohaska S. und Markuš M.

    HYDROLOGISCHES MODELL **MKMARX** ZUR VORHERSAGE IN REELLER ZEIT VON ZUFLÜSSEN IN EINEN STAURAUM 73

12. Todorovski B. und Popovska C.

MEHRFACHE LINEARE KORRELATION ALS MODELL ZUR HOCHWASSERVORHERSAGE .. 80

13. Vujačić V. und Stojiljković Z.

HYDROLOGISCHE VORHERSAGE IN REELLER ZEIT MIT ANWENDUNG DER METHODE DER EIGENSCHAFTSERKENNUNG 87

14. Serban P. und Pleşa V.

DAS KONVERATIONSSYSTEM "MENSCH-MASCHINE" FÜR DIE AUSARBEITUNG DER HOCHWASSERVORHERSAGEN IN AUSGEBAUTEN STAUBECKEN 94

15. Kutschment L.S., Miljukova I.P. und Smachtin W.J.

DIE ROLLE DES GRUNDWASSERABFLIESSENS BEI DER BILDUNG DER REGENFLUTEN UND DESSEN BERÜCKSICHTIGUNG IN MODELLEN DES REGENABFLUSSES 104

16. Sosedko M.N.

DIE EMPFINDLICHKEITSANALYSE DES MATHEMATISCHEN REGENABFLUSSBILDUNGSMODELLS 112

17. Rottar F. und Koman T.

KRITERIEN FÜR DIE VERSICHERUNG EINER GUTEN GENAUIGKEIT ZU EINER IMPLIZITEN BEI KURZFRISTIGEN HYDROLOGISCHEN VORHERSAGEN BENUTZTEN METHODE 119

Langfristige hydrologische Vorhersagen der Abflüsse

18. Janković D. und Stanić M.

MÖGLICHKEITEN DER ANWENDUNG VON NICHT LINEAREM STOCHASTISCHEN MODELL **KARTWELISCHWILI** ZUR VORHERSAGE VON MITTLEREN MONATSABFLÜSSEN 127

19. Bonacci O. und Trninić D.

VORHERSAGE DER WASSERSTANDSÄNDERUNG VON GRUNDWASSER IN DER NÄHE VON ZAGREB 133

20. Genew M. und Stojanow S.

VORHERSAGE VON MINIMALEN DONAUABFLÜSSEN 140

21. Stojanow S., Genew M. und Gergow G.

VORHERSAGE VON MINIMALEN DONAUBAFLÜSSEN MIT HILFE VON INDIZEN ATMOSPHÄRISCHER ZIRKULATION 148

22. Iwanow D.

LANGFRISTIGE VORHERSAGE VON MINIMALEN MONATSABFLÜSSEN AN DER BULGARISCHEN DONAUSTRECKE 154

23. Tschermenko E.P.

AUTOMATISIERTE LANGFRISTIGE TERRITORIALE VORHERSAGE EINER SCHICHT DES FRÜHLINGSABFLUSSES 160

24. Muchin W.M.

KOMBINIERTE ANWENDUNG VON MATHEMATISCHEN MODELLEN UND EMPIRISCHEN METHODEN IN LANGFRISTIGEN ABFLUSSVORHERSAGEN VON GEBIRGSFLÜSSEN 168

25. Arefjewa O.N. und Komarow W.D.

LANGFRISTIGE VORHERSAGE DES SOMMERABFLUSSES IN FLÜSSEN MIT WESENTLICHEN REGENNÄHRUNG 176

Vorhersage der morphologischen Vorgänge

26. Hrissanthou V.

VORHERSAGE DER FESTSTOFFLIEFERUNG EINES EINZUGSGEBIETES 183

27. Kresser W.

VORHERSAGE VON FLUSSBETTÄNDERUNGEN IN DER ÖSTERREICHISCHEN DONAUSTRECKE 191

28. Schoberl F.

PROGNOSE MORPHOLOGISCHER VERÄNDERUNGEN IN FLUSS-STAUHALTUNGEN MIT HILFE HYDRAULISCH-PHYSIKALISCHER MODELLE AM BEISPIEL OBERER INN/STAURAUM OVELLA 199

29. Pavlović R. und Varga S.

VORHERSAGE MORPHOLOGISCHER VERÄNDERUNGEN DES DONAUBETTES INFOLGE VON SEDIMENTTRANSPORT 208

30. Gergow G. und Bliskowa S.

GRANULOMETRISCHE ZUSAMMENSETZUNG VON SCHWEBSTOFFEN BULGARISCHER NEBENFLÜSSE DER DONAU 217

31. Gergow G. und Nenow I.

EINIGE BEZIEHUNGEN ZWISCHEN MORPHOMETRISCHEN CHARAKTERISTIKEN DER INSELGRUPPEN AN DER BULGARO-RUMÄNISCHEN DONAUSTRECKE 224

32. Zamyshliaew V.I., Rosenberg L.I., und Snishchenko B.F.

NUMERISCHE MODELLIERUNG INSTATIONÄRER BEWEGUNG IN VERÄNDERLICHEN FLUSSBETTEN FÜR DIE PROJEKTE DER HOCHWASSERKONTROLLE 230

Vorhersage der Wasserqualität

33. Pavlović R.

VIELSEITIGE MATHEMATISCHE MODELLE ZUR VORHERSAGE DER ABWASSERAUSBREITUNG IN FLÜSSEN 238

34. Kantorovich V.K.

EIN MODELL DER INHALTSSTOFFSAUSBREITUNG IN FLÜSSEN ZUR KURZFRISTIGEN VORHERSAGE DER WASSERQUALITÄT 249

Vorhersage der Wassertemperatur und der Eiserscheinungen

35. Pompiliu M. und Andreescu G.

DAS PROBLEM DER ENTSTEHUNG DER EISDECKE AN DER DONAU 257

36. Zelenskaya M.W. und Schtscherbak A.W.

EINE METHODE ZUR KURZFRISTIGEN VORHERSAGE DES EISBRUCHES AN DER UNTEREN DONAU 265

37. Efremowa N.D., Konowalowa G.M. und Poljakowa K.N.

KURZFRISTIGE VORHERSAGE DER EISERSCHEINUNGEN IM HERBST UND FRÜHLING IM STAUSEE DES WASSERKRAFTWERKES "EISERNES TOR I" AN DER DONAU 270

Infromationssysteme der Datensammlung und Datenverarbeitung für hydrologische Vorhersagen

38. Ludwig K.

DATENKONTROLLEN BEI DER ANWENDUNG DETERMINISTISCHER HYDROLOGISCHER MODELLE ZUR ABFLUSSVORHERSAGE 276

39. Rosemann H.-J.

DIE DATENBEREITSTELLUNG BEI DER OPERATIONELLEN HOCHWASSERVORHERSAGE 283

40. Kunsch I. und Minárik B.

RECHNERVORHERSAGESYSTEM AUF DER TSCHECHOSLOWAKISCHEN DONAUSTRECKE 290

Einfluss anthropogener Eingriffe auf die hydrologischen Vorgänge, insbesondere auf die hydrologischen vorhersagen

41. Panajotow T.P., Mingow G.C. und Jnakow V.P.

EINFLUSS DES HYDROENERGETISCHEN SYSTEMS "EISERNES TOR I" AUF DIE ASPEKTE DER VORHERSAGE DES WASSERSTANDSREGIMES AN DER BULGARISCHEN DONAUSTRECKE 300

Sozio-ökonomische Aspekte der Anwendung von hydrologischen Vorhersagen. Beurteiliung der Genauigkeit und wirtschaftlichen Effekte hydrologischer Vorhersagen

42. Samahajew W.S. und Reschetnikow W.I.

ÜBER DIE GENAUERE BESTIMMUNG DER KUNFTIGEN WASSERVERBRAUCHES IM DONAUEINZUGSGEBIET 307

43. Skripnik N.P.

AUS DER ERFAHRUNG DER ANWENDUNG HYDROLOGISCHER VORHERSAGEN IN DER VOLKSWIRTSCHAFT DER UKRAINISCHEN SSR 312

Anwendung von meteorologischen Vorhersagen für die operationelle hydrologische Praxis

44. Takács A.

QUANTITATIVE NIEDERSCHLAGSVORHERSAGE AUF DEM EINZUGSGEBIET DER DONAU UND DER THEISS ZUM ZWECK HYDROLOGISCHEN VERMITTLUNGEN 319

45. Swavidse G. Basilaschwili Z.S. Sidorowa L.W. und Tschogowadse I.W.

VORHERSAGE VON REGENHOCHWASSER MIT HILFE VON NIEDERSCHALGSVORHERSAGEN 326

46. Grebner D.

OPERATIONELLE, QUANTITATIVE NIEDERSCHLAGSPROGNOSE 334

Beiträge ausserhalb der Konferenzthemen

47. Schiller H.

DIE DONAU UND IHR EINZUGSGEBIET - EINE HYDROLOGISCHE MONOGRAPHIE 344

48. Mendel H.G.

HOCHWASSERVORHERSAGEN IM RHEINGEBIET NACH ERHEBUNGEN DER INTERNATIONALEN KOMMISSION FÜR DIE HYDROLOGIE DES RHEINGEBIETES 355

49. Baumgartner V. und Caesperlein A.

ANWENDUNG VON VERETILUNGSFUNKTIONEN IN DER HOCHWASSERSTATISTIK 361

СОДЕРЖАНИЕ

Методы краткосрочных гидрологических прогнозов
и оперативные системы их выпуска.

I. Холе Ф.К.
ВЗАИМОДЕЙСТВУЮЩАЯ ПРОГРАММА МОДЕЛИРОВАНИЯ ОПЕРАТИВНОЙ СИСТЕМЫ ПРОГНОЗИРОВАНИЯ ПАВОДКОВ. I

2. Шлатте Х. и Куги В.
СИСТЕМА ПРОГНОЗИРОВАНИЯ ПРИТОКА ВОДЫ К АВСТРИЙСКИМ ГЭС НА РЕКЕ ДРАВЕ. 8

3. Дракслер А., Эдер Х. и Таухманн Х.
МАТЕМАТИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ ПАВОДОЧНОГО СТОКА РЕКИ ДРАВЫ. I6

4. Новаки Б.
СОПОСТАВЛЕНИЕ ЛИНЕЙНЫХ МОДЕЛЕЙ ДЛЯ ПРОГНОЗИРОВАНИЯ УРОВНЕЙ И ИЗМЕНЕНИЯ УРОВНЕЙ ВОДЫ. 23

5. Сабо И. и Барта П.
НЕЛИНЕЙНАЯ МОДЕЛЬ КАСКАДА. 3I

6. Селеши-Надж А. и Мекис Е.
СОПОСТАВЛЕННЫЙ АНАЛИЗ РЕКУРСИВНОЙ ДЕТЕРМИНИСТИЧЕСКОЙ, СТОХАСТИЧЕСКОЙ И ДЕТЕРМИНИСТИЧЕСКО-СТОХАСТИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ ДЛЯ ПРОГНОЗИРОВАНИЯ В РЕАЛЬНОМ ВРЕМЕНИ. 38

7. Барта П. и Харкани К.
ГАПИ - ПРОГНОСТИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ ОСАДКИ - СТОК. 47

8. Биро И. и Иритз Л.
РАСЧЕТЫ КРИВЫХ СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ВОДЫ РЕКИ ДУНАЙ ПРИ ПРОХОЖДЕНИИ ПАВОДКОВ. 56

9. Радич З. и Иованович С.
АДАПТИВНАЯ РАСПРЕДЕЛЕННАЯ МОДЕЛЬ ДЛЯ ПРОГНОЗИРОВАНИЯ ГИДРОГРАФА ПОЛОВОДЬЯ В РЕАЛЬНОМ ВРЕМЕНИ. 62

I0. Петкович Т. и Лазович М.
О ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ ПРОГНОЗАХ ПРИТОКА ВОДЫ В ДЖЕРДАПСКОЕ ВОДОХРАНИЛИЩЕ В РЕАЛЬНОМ ВРЕМЕНИ. 68

II. Прохаска С. и Маркуш М.
ГИДРОЛОГИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ ДЛЯ ПРОГНОЗА ПРИТОКА ВОДЫ В ВОДОХРОНИЛИЩЕ В РЕАЛЬНОМ ВРЕМЕНИ 73

I2. Тодоровски Б. и Поповска Ц.
МОДЕЛЬ МНОЖЕСТВЕННОЙ ЛИНЕЙНОЙ КОРРЕЛЯЦИИ ДЛЯ ПРОГНОЗОВ ПАВОДОЧНОЙ ВОЛНЫ.....80
I3. Вуячич В. и Стоилькович З.
ГИДРОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОГНОЗЫ В РЕАЛЬНОМ ВРЕМЕНИ, ОСНОВАННЫЕ НА МЕТОДЕ ОПОЗНАВАНИЯ СВОЙСТВ.....87
I4. Шербан П. и Плеша В.
ПЕРЕГОВОРНАЯ СИСТЕМА "ЧЕЛОВЕК-МАШИНА" ДЛЯ СОСТАВЛЕНИЯ ПРОГНОЗОВ ПАВОДКОВ В БЛАГОУСТРОЕННЫХ БАССЕЙНАХ.....94
I5. Кучмент Л., Милюкова И. и Смахтин В.
РОЛЬ ПОДПОВЕРХНОСТНОГО стекания В ФОРМИРОВАНИИ ДОЖДЕВЫХ ПАВОДКОВ И ЕГО УЧЕТ В МОДЕЛЯХ ДОЖДЕВОГО СТОКА.....I04
I6. Соседко М.
АНАЛИЗ ЧУВСТВИТЕЛЬНОСТИ МАТЕМЕТИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ ФОРМИРОВАНИЯ ДОЖДЕВОГО СТОКА.....II2
I7. Роттар Ф. и Коман Т.
КРИТЕРИИ ОБЕСПЕЧЕНИЯ ТОЧНОСТИ МЕТОДА, ИСПОЛЬЗУЕМОГО В КРАТКОСРОЧНЫХ ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ ПРОГНОЗАХ.....II9

Долгосрочные прогнозы стока.

I8. Янкович Д. и Станич М.
О ВОЗМОЖНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ НЕЛИНЕЙНОЙ СТОХАСТИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ КАРТВЕЛИШВИЛИ ДЛЯ ПРОГНОЗИРОВАНИЯ МЕСЯЧНЫХ РАСХОДОВ ВОДЫ.....I27
I9. Боначи О. и Трнинич Д.
ПРОГНОЗ ИЗМЕНЕНИЯ УРОВНЕЙ ПОДЗЕМНЫХ ВОД В ОКРЕСТНОСТИ ЗАГРЕБА.....I33
20. Генев М. и Стоянов С.
ПРОГНОЗИРОВАНИЕ МИНИМАЛЬНЫХ РАСХОДОВ ВОДЫ Р.ДУНАЙ.....I40
2I. Стоянов С., Генев М. и Гергов Г.
ПРОГНОЗИРОВАНИЕ МИНИМАЛЬНЫХ РАСХОДОВ ВОДЫ Р.ДУНАЙ С ПОМОЩЬЮ ИНДЕКСОВ АТМОСФЕРНОЙ ЦИРКУЛЯЦИИ.....I48
22. Иванов Д.
ДОЛГОСРОЧНОЕ ПРОГНОЗИРОВАНИЕ МЕСЯЧНЫХ МИНИМАЛЬНЫХ УРОВНЕЙ РЕКИ ДУНАЙ НА БОЛГАРСКОМ ПОБЕРЕЖИИ.....I54

23. Чемеренко Е.
АВТОМАТИЗИРОВАННЫЙ ДОЛГОСРОЧНЫЙ ТЕРРИТОРИАЛЬНЫЙ ПРОГНОЗ СЛОЯ ВЕСЕННЕГО СТОКА.....160
24. Мухин В.
СОВМЕСТНОЕ ПРИМЕНЕНИЕ МАТЕМЕТИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ И ЭМПЕРИЧЕСКИХ МЕТОДОВ В ДОЛГСРОЧНЫХ ПРОГНОЗАХ СТОКА ГОРНЫХ РЕК.....168
25. Арефьева О. и Комаров В.
ДОЛГОСРОЧНЫЙ ПРОГНОЗ ЛЕТНЕГО СТОКА РЕК С ЗНАЧИТЕЛЬНЫМ ДОЖДЕВЫМ ПИТАНИЕМ.....176

Прогнозы морфологических процессов.

26. Хриссанту В.
ПРОГНОЗ ТВЕРДОГО РАСХОДА ОДНОГО ВОДОСБОРА.....183
27. Крессер В.
ПРОГНОЗ ИЗМЕНЕНИЯ РЕЧНОГО РУСЛА НА АВСТРИЙСКОМ УЧАСТКЕ ДУНАЯ.....191
28. Шоберл Ф. и Вигл А.
ПРОГНОЗ МОРФОЛОГИЧЕСКИХ ИЗМЕНЕНИЙ НА УЧАСТКЕ РЕКИ В ЗОНЕ ПОДПОРА С ПОМОЩЬЮ ГИДРАВЛИЧЕСКО-ФИЗИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ НА ПРИМЕРЕ ВЕРХНЕГО ИННА, СТУПЕНЬ ОВЕЛЛА.....199
29. Павлович Р. и Варга С.
ПРОГНОЗ МОРФОЛОГИЧЕСКИХ ИЗМЕНЕНИЙ РУСЛА ДУНАЯ, ВЫЗВАННЫХ ТРАНСПОРТОМ НАНОСОВ.....208
30. Гергов Г. и Блыскова С.
ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКИЙ СОСТАВ ВЗВЕШЕННЫХ НАНОСОВ БОЛГАРСКИХ ПРИТОКОВ ДУНАЯ.....217
31. Гергов Г. и Ненов И.
НЕКОТОРЫЕ ЗАВИСИМОСТИ МЕЖДУ МОРФОМЕТРИЧЕСКИМИ ХАРАКТЕРИСТИКАМИ ОСТРОВНЫХ ГРУПП НА БОЛГАРСКО-РУМЫНСКОМ УЧАСТКЕ РЕКИ ДУНАЯ.....224
32. Замышляев В., Розенберг Л. и Снищенко Б.
ПРОБЛЕМА ЧИСЛЕННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ НЕУСТАНОВИВШЕГОСЯ ПОТОКА В ДЕФОРМИРУЕМЫХ РУСЛАХ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ПРОТИВОПАВОДОЧНЫХ МЕРОПРИЯТИЙ.....230

Прогнозы качества воды.

33. Павлович Р.
СЛОЖНЫЕ МАТЕМАТИЧЕСКИЕ МОДЕЛИ ДЛЯ ПРОГНОЗА РАСПРОСТРАНЕНИЯ ЗАГРЯЗНЯЮЩЕГО ВЕЩЕСТВА.....238
34. Канторович В.
МОДЕЛЬ РАСПРОСТРАНЕНИЯ ПРИМЕСЕЙ В РЕЧНЫХ ПОТОКАХ ДЛЯ КРАТКОСРОЧНЫХ ПРОГНОЗОВ КАЧЕСТВА ВОДЫ.....249

Прогноз температуры воды и ледовых явлений.

35. Помпилиу М. и Андрееску Г.
ОТНОСИТЕЛЬНО ПРОГНОЗА ЛЕДОСТАВА НА ДУНАЕ.....257
36. Зеленская М. и Щербак А.
МЕТОДИКА КРАТКОСРОЧНОГО ПРОГНОЗА ВСКРЫТИЯ НИЖНЕГО ДУНАЯ.....265
37. Ефремова Н., Коновалова Г. и Полякова К.
КРАТКОСРОЧНЫЙ ПРОГНОЗ ОСЕННИХ И ВЕСЕННИХ ЛЕДОВЫХ ЯВЛЕНИЙ НА ВОДОХРАНИЛИЩЕ ГЭС "ЖЕЛЕЗНЫЕ ВОРОТА I" РЕКИ ДУНАЙ.....270

Информативные системы сбора и обработки данных, используемых в гидрологическом прогнозировании.

38. Людвиг К.
КОНТРОЛЬ ДАННЫХ ПРИ ИСПОЛЬЗОВАНИИ ДЕТЕРМИНИРОВАННЫХ ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ ДЛЯ ПРОГНОЗИРОВАНИЯ РАСХОДОВ ВОДЫ.....276
39. Роземан Ю.
ПРЕДОСТАВЛЕНИЕ ДАННЫХ ДЛЯ ОПЕРАТИВНЫХ ПРОГНОЗОВ ПАВОДКОВ.....283
40. Кунш И. и Минарик Б.
ВЫЧИСЛИТЕЛЬНАЯ СИСТЕМА ПРОГНОЗА НА ЧЕХОСЛОВАЦКОМ УЧАСТКЕ ДУНАЯ.....290

Влияние деятельности человека на гидрологические процессы и учет этого влияния в гидрологических прогнозах.

41. Панайотов Т., Мынгов Г. и Янков В.
ВЛИЯНИЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО КОМПЛЕКСА "ЖЕЛЕЗНЫЕ ВОРОТА I" НА РЕЖИМ УРОВНЕЙ РЕКИ ДУНАЙ НА БОЛГАРСКОМ УЧАСТКЕ, В СВЯЗИ С ИХ ПРОГНОЗИРОВАНИЕМ.....300

Социально-экономические аспекты использования гидрологических прогнозов. Оценка точности и экономической эффективности гидрологических прогнозов.

42. Замахаев В. и Решетников В.
ОБ УТОЧНЕНИИ МАСШТАБОВ ПЕРСПЕКТИВНОГО ВОДОПОТРЕБЛЕНИЯ В БАССЕЙНЕ ДУНАЯ.....307
43. Скрипник Н.
ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ ПРОНГОЗОВ В НАРОДНОМ ХОЗЯЙСТВЕ УССР.....312

Использование метеорологических прогнозов в оперативной гидрологической практике.

44. Танач А.
КОЛИЧЕСТВЕННЫЙ ПРОГНОЗ ОСАДКОВ ДЛЯ ВОДОСБОРОВ ДУНАЯ И ТИСЫ ДЛЯ ПОТРЕБНОСТЕЙ ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ ПРОГНОЗОВ.....319
45. Сванидзе Г., Басилашвили Ц., Сидорова Л. и Чоговадзе И.
ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ДОЖДЕВЫХ ПАВОДКОВ НА ОСНОВЕ ПРОГНОЗА ОСАДКОВ.....326
46. Гребнер Д.
ОПЕРАТИВНЫЕ КОЛИЧЕСТВЕННЫЕ ПРОГНОЗЫ ОСАДКОВ.....334

Внетематические доклады.

47. Шиллер Х.
ДУНАЙ И ЕГО БАССЕЙН - ГИДРОЛОГИЧЕСКАЯ МОНОГРАФИЯ.....344
48. Мендель Г.
ПРОГНОЗЫ ПАВОДКОВ ДЛЯ БАССЕЙНА РЕЙНА ПО РАССЛЕДОВАНИЯМ МЕЖДУНАРОДНОЙ КОМИССИИ ПО ГИДРОЛОГИИ РЕЙНСКОГО БАССЕЙНА....355
49. Баумгартнер В. и Кесперлайн А.
ПРИМЕНЕНИЕ ФУНКЦИЙ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ В СТАТИСТИКЕ ПАВОДКОВ.....361

PREFACE

After the I Conference of the Danube countries on hydrological forecasts, which was held 1961 in Budapest, the conferences have been organized every second year in one of 8 Danube countries. The last conference from the first round was held 1975 in Regensburg. With the Conference held 1977 in Budapest started the second round. After Budapest, Vienna (1979), Bucharest (1982) and Bratislava (1984), the XIII Conference is held again in Belgrade (1986), 17 years after the V Conference which was organized 1967 in this town.

Since 1965, when the General Conference of the Unesco proclaimed the International Hydrological Decade, the Conferences of the Danube countries on hydrological forecasts have been organized by the National Committees for IHD, i.e. since 1975 by the National Committees for the International Hydrological Program (IHP). Although these Conferences initially had a strictly regional character, in the last years they have been participated by hydrologists of the other European countries, yet their number is still relatively small. One of the difficulties for a wider inclusion of the experts from other regions of Europe probably is the language barrier, which troubled many hydrologists from the Danube countries, too. This was the reason that the National Committees for IHP of the Danube countries accepted the initiative of the Yugoslav Committee for introducing English, besides Russian and German, as the third official language. That this decision was right, it was confirmed by the fact that more than a half of the papers submitted for the XIII Conference are written in English.

On each of the first three Conferences - in Budapest (1961), Graz (1963) and Bucharest (1965), 7 reports were presented from the field of the stage and discharge forecasting. As a consequence of the IHD and IHP aims, themes of the Conferences of the Danube countries, besides the stage and discharge forecastings were extended to other fields, like ice regime, morphological processes, water quality and other hydrological phenomena. This caused an increase in the number of the Conference participants as well as of the quality and number of the papers submitted. On the IV Conference (Bratislava, 1976) 16 papers were presented, and on the V Conference (Belgrade, 1969) 51 papers. On the Conferences in Kiev (1971) and Varna (1973) 44, respectively 54 papers were presented, whereas in Regensburg there were 53 papers. On the Conferences of the second round, the number of papers varied between 50 and 60.

In the Proceedings of the XIII Conference of the Danube countries 49 papers were printed, including the contribution of Mr. H. Schiller in which the Monograph entitled " Hydrology of the Danube Catchment " is presented. This Monograph represents the result of many - year cooperation of the Danube countries, the German version of which should be edited at approximately the same time as these Proceedings of the XIII Conference. It is expectd that the Russian version of the Monograph will be prepared for printing by the end of 1987.

In addition to the contribution of the Government of SFR Yugoslavia and of the Yugoslav Committee for the International Hydrologic Program, the printing of these Proceedings was supported by the Unesco and by the Council of the Association of the Republic Institutions for the scientific activities of the SFRY. A number of the Yugoslav firms as well as the Hydrometeorological Institute of the SR of Serbia contributed in covering the expences for the organization of the XIII Conference, which is greatly appreciated by the Organizing Committee.

Organizing Committee
XIII Conference of the Danube Countries
on Hydrological Forecasts

VORWORT

Nach der I. Konferenz der Donauländer über Hydrologische Vorhersagen, welche 1961 in Budapest stattgefunden hat, werden diese Konferenzen jedes zweiten Jahr in einer von 8 Donauländern veranstaltet. Die letzte Konferenz aus der ersten Runde fand 1975 in Regensburg statt. Mit der Konferenz in Budapest im Jahre 1977 fing die zweite Runde dieser Veranstaltungen an. Nach Budapest, Wien (1979), Bucharest (1982) und Bratislava (1984), wird die XIII. Konferenz wieder in Belgrad veranstaltet, 17 Jahre nach der V. Konferenz, welche 1967 in dieser Stadt organisiert wurde.

Seit 1965, als die Generalkonferenz von UNESCO die Internationale Hydrologische Dekade (IHD) proklamiert hat, werden die Konferenzen der Donauländer über Hydrologische Vorhersagen seitens der Nationalkomitees für IHD organisiert, und seit 1975, seitens der Nationalkomitees für das Internationale Hydrologische Programm (IHP). Obwohl diese Konferenzen ursprünglich einen streng regionalen Charakter hatten, sind in den letzen Jahren auch die Hydrologen aus übrigen europäischen Ländern dabei, wobei aber deren Anzahl immer noch relativ klein ist. Als Hindernis einer breiteren Teilnahme von Experten aus übrigen Teilen Europas kann wahrscheinlich auch die Sprachbarriere bezeichnet werden, womit auch viele Hydrologen aus Donauländern betroffen wurden. Deshalb haben die Nationalkomitees für IHP der Donauländer die Initiative des Jugoslawischen Komitees angenommen, daß die englische Sprache, neben der russischen und der deutschen Sprache, als dritte offizielle Sprache eingeführt wird. Die Richtigkeit dieser Entscheidung wird auch mit der Tatsache bestätigt, daß mehr als eine Hälfte der für dei XIII. Konferenz angemeldeten Beiträge in englischer Sprache geschrieben wurden.

Auf ersten drei Konferenzen, in Budapest, Graz (1963) und Bucharest (1965) wurden jeweils 7 Referate präsentiert, alle aus dem Gebiet der Wasserstands- und Abflussvorhersage. Als eine Folge der Ziele von IHD und IHP, wurden die Themen der Konferenzen, neben der Wassertsands- und Abflussvorhersagen, auch auf andere Gebiete erweitert: Vorhersage des Eisregimes, der morphologischen Veränderungen, der Wasserqualität, sowie anderer hydrologischen Erscheinungen. Dies hat zu einer Anzahlvergrösserung der Konferenzteilnehmer und der präsentierten Beiträge, sowie der Verbesserung der Referatsqualität, geführt. Auf der IV. Konferenz (Bratislava, 1967) wurden 16 Beiträge vorgestellt, und auf der V. Konferenz (Belgrad, 1969) sogar 51 Beitrag. Auf den Konferenzen in Kiew (1971) und in Varna (1973) wurden 44, bzw. 54 Beiträge, und in Regensburg 53 Beiträge präsentiert. Auf den Konferenzen zweiter Runde varierte die Anzahl der Beiträge zwischen 50 und 60.

Im "Konferenzbericht" dieser XIII. Konferenz der Donauländer wurden 49 Beiträge gedruckt, inklusive dem Beitrag von Herrn H. Schiller über die Monographie "Hydrologie des Donaieinzugsgebietes". Diese Monographie ist ein Ergebnis langjähriger Zusammenarbeit der Donauländer, und ihre Version in deutscher Sprache soll ungefähr in der selben Zeit wie dieser Konferenzbericht der XIII. Konferenz gedruckt werden. Die Version der Monographie in russischer Sprache soll bis Ende 1987 vorbereitet werden.

Neben Beihilfen der Jugoslawischen Regierung und des Jugoslawischen Komitees für IHP, haben auch die UNESCO sowie der Rat der Wissenschaftsgemeinschaften jugoslawischen Republiken die Herausgabe dieses Konferenzberichtes ermöglicht. Viele jugoslawische Betriebe, sowie die Hydrometeorologische Anstalt der SR Serbien haben bei der Deckung der Organisationskosten der XIII. Konferenz geholfen. Allen diesen Institutionen sei herzlichst gedankt.

Organisationskomitee

der XIII. Konferenz der Donauländer über Hydrologische Vorhersagen

ПРЕДИСЛОВИЕ

После I Конференции придунайских стран по гидрологическим прогнозам, которая проходила в Будапеште в I96I году, эти конференции проводятся раз в два года в одной их восьми придунайских стран. Последняя Конференция из первого круга проходила в Регенсбурге в I975году. С I977 года, с Конференции в Будапеште, начался второй круг. Затем следовали конференции в Вене /I979/, Бухаресте /I982/ и Братиславе /I984/. XIII Конференция проходит в Белграде /I986/, через I7 лет после У Конференции, которая также проходила в этом городе /I967/.

Начиная с I965 года, когда Генеральная Конференция ЮНЕСКО провозгласила Международное гидрологическое десятилетие /МГД/, конференции придунайских стран по гидрологическим прогнозам проходят в организации Национальных комитетов по МГД, а с I975 года - Национальных комитетов по Международной гидрологической программе /МГП/. Вначале эти конференции носили строго региональный характер, а в последние годы в их работе участвуют и гидрологи других европейских стран, хотя их число все еще относительно невелико. Более широкому участию специалистов из других Европейских стран мешает, вероятно, и языковый барьер, что мешало и многим гидрологам из придунайских стран. Это и было причиной, что Национальные комитеты по МГП придунайских стран поддержали инициативу Югославского комитета, ввести и третий язык - английский. О том, что это было правильное решение, свидетельствует и тот факт, что на английском языке написано больше половины докладов, присланных на XIII Конференцию.

На первых трех конференциях, в Будапеште, Граце /I963/ и Бухаресте /I965/, было представлено по 7 докладов из области прогнозов уровней и расходов воды. Цели МГД и МГП повлияли на расширение программ конференций придунайских стран, т.е. охвачены еще области прогнозов ледовых явлений, морфологических изменений русла, качества воды и других гидрологических явлений. Следовательно, увеличивалось число участников конференций, а также и число докладов, качество которых постоянно повышалось. На IУ Конференции /Братислава, I967/ представлено I6 докладов, на У Конференции /Белград, I969/ - 5I, в Киеве /I97I/ - 44, в Варне /I973/ - 44 и в Регенсбурге - 53 доклада. На конференциях второго круга было представлено от 50 до 60 докладов.

В СБОРНИКЕ XIII Конференции придунайских стран отпечатано 49 докладов, включая и работу Г. Шиллера, которая относится к Монографии "Гидрология бассейна Дуная". Эта Монография является результатом многолетнего сотрудничества при-

дунайских стран. На немецком языке Монография выходит из печати примерно в то-же время, что и данный Сборник XIII Конференции. На русском языке Монография должна быть подготовлена к печати в конце 1987 года.

Кроме содействия правительства СФРЮ, т.е. Югославского комитета по Международной гидрологической программе, большую помощь в издании Сборника оказали ЮНЕСКО и Совет союза республиканских объединений по научной деятельности СФРЮ. Многочисленные югославские организации, такие как Гидрометеорологический институт СР Сербии, помогли покрыть расходы по проведению XIII Конференции, за что им Организационный комитет очень благодарен.

Организационный комитет
XIII Конференции придунайских стран
по гидрологическим прогнозам

1.

Real Time Hydrological Forecasting Models

Methoden der kurzfristigen hydrologischen Vorhersagen und Systeme zur Verbreitung der operationellen Vorhersagen

Методы краткосрочных гидрологических прогнозов и оперативные системы их выпуска.

EIN INTERAKTIVES PROGRAMM ZUR SIMULATION DES OPERATIONELLEN BETRIEBES VON HOCHWASSERVORHERSAGEN

F.-K. Holle

Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und landwirtschaftlichen Wasserbau der Universität Hannover, Callinstr. 32, D-3000 Hannover

ZUSAMMENFASSUNG

Eine hohe Wirtschaftlichkeit von operationellen Hochwasservorhersagen kann nur gewährleistet werden, wenn die Einzelkomponenten der Vorhersage sorgfältig aufeinander abgestimmt werden. Diese Abstimmung kann nur durch enge Zusammenarbeit zwischen dem Ersteller und Anwender eines Vorhersageprogrammes erreicht werden. Hilfreich für diese Abstimmung ist ein interaktives Programm (Vorhersage-Simulator), mit dem unter realitätsnahen Bedingungen off-line Tests von Vorhersagen mit unterschiedlichen Vorhersagemethoden durchgeführt werden können. Dieser Simulator kann bei entsprechender Aufbereitung auch zur Schulung von Personal und zum Training in Hinblick auf ungewöhnliche Betriebssituationen herangezogen werden. Ein Beispiel der Anwendung des interaktiven Vorhersage-Simulators für Hochwasservorhersagen im Einzugsgebiet der Leine wird vorgestellt.

SCHLÜSSELWORTE

Hochwasservorhersage; Flußgebietsmodell; Vorhersage-Simulator; Vorhersagemethoden; off-line Tests von Vorhersagen; Personalschulung

EINLEITUNG

Für die Hochwasservorhersage in Flußgebieten mit Regelungssystemen sind relativ große Investitionen für Datenfernübertragung und Rechenanlagen, sowie Personalschulung und -einsatz zu tätigen. Um eine hohe Wirtschaftlichkeit des Vorhersageverfahrens zu gewährleisten, müssen dessen Einzelkomponenten (Datenerfassung, Übertragung und Speicherung, Vorhersagemethoden) sorgfältig aufeinander abgestimmt sein. Wesentliche Gesichtspunkte dabei sind:

- Auf den Vorhersagezweck abgestimmte Genauigkeit und Sicherheit der Vorhersagen,
- Kostengünstige Vorhersageeinrichtungen,
- Praktikabler und durchschaubarer Aufbau des Vorhersageverfahrens und
- Flexibilität des Vorhersageverfahrens im Fall von Systemänderungen.

Für eine sorgfältige Abstimmung der Vorhersagekomponenten ist eine enge Zusammenarbeit zwischen Wissenschaftlern und Praktikern notwendig. Um dies zu errei-

chen, wurde ein interaktiv anwendbares Programm zur Vorhersagesimulation (Interaktiver-Vorhersage-Simulator; IVOS) entwickelt.

Zweck von IVOS ist es, daß Praktiker unter realitätsnahen Bedingungen off-line Hochwasservorhersagen erstellen, sich Kenntnisse über die Vorhersagemethodik aneignen und die Vorhersagen und die Vorhersagemethodik kritisch beurteilen, bevor die entsprechenden Vorhersageeinrichtungen tatsächlich eingerichtet werden und die Vorhersage operationell betrieben wird.

Die Nutzungsmöglichkeiten des Programms IVOS sind folgende:

- Einarbeitung von Benutzern in Hinblick auf die Vorhersagemethodik für ein Flußgebiet mit gegebenen Abflußverhältnissen,
- Training von Fachleuten, die mit Vorhersagen befaßt werden sollen, in Hinblick auf ungewöhnliche Betriebssituationen (Meßstellenausfall, falsche Meldungen, extreme Hochwasserereignisse) und
- Schrittweise Verbesserung der Vorhersagemethodik durch Kommunikation von Programmentwickler (Trainer) und Testperson (Anwender).

Das Programm IVOS läuft bei interaktiver Betriebsweise derart, daß der reale Vorhersagebetrieb möglichst wirklichkeitsnah simuliert wird. Der Benutzer soll dabei den Eindruck haben, Vorhersagen und davon abhängige Entscheidungen (Speichersteuerung) aktuell durchzuführen. Ein Übersichtsdiagramm ist im Bild 1 enthalten.

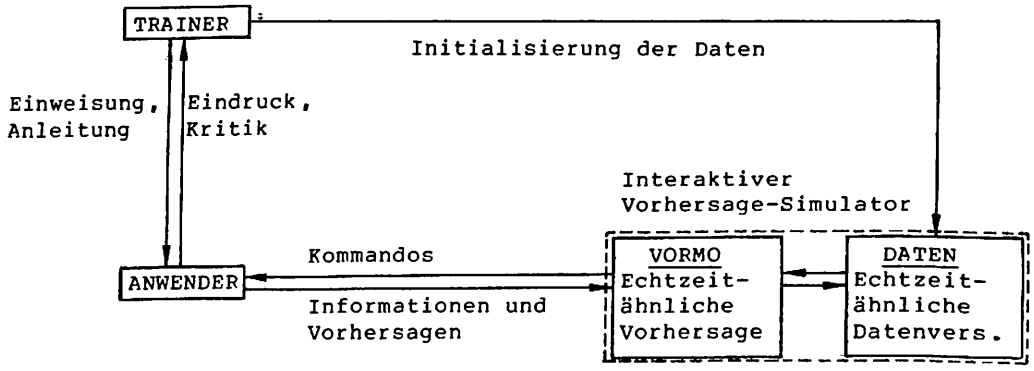


Bild 1: Übersichtsdiagramm der Wirkungsweise des Programmsystems IVOS

IVOS wurde zunächst auf Großrechnern des Regionalen Rechenzentrums für Niedersachsen realisiert. In dieser Version wird der interaktive Teil über eine Cyber 825 abgewickelt, und die Vorhersageberechnung erfolgt auf einer Cyber 76 (60 Bit-Wortlänge). Inzwischen wurde eine Version mit gleichem Leistungsumfang auf einem Personalcomputer (NCR Decision Mate V mit 16 Bit-Wortlänge, 256 KByte-Speicher und zwei Diskettenlaufwerken) erstellt.

Lauffähigkeitstests und Demonstrationen der Wirkungsweise des Programmes IVOS wurden mit Daten aus dem Leinegebiet, vor allem dem relativ großen Hochwasser vom März 1981, durchgeführt. Das Leinegebiet ist ein Teileinzugsgebiet der Weser in Niedersachsen. Es entwässert Teile des Weserberglandes und des Harzes. Die Höhenunterschiede betragen ca. 900 m. Das Untersuchungsgebiet bis zum Pegel Hannover hat eine Größe von ca. 5300 km^2. Reguliert wird der Abfluß in diesem Gebiet durch 4 Talsperren (Gesamteinzugsgebiet 220 km^2) und dem für die Steuerung aufgrund von Abflußvorhersagen geeigneten Hochwasserrückhaltebecken (HRB) Salzderhelden (Einzugsgebiet ca. 2200 km^2).

THECRETISCHE GRUNDLAGEN

In Systemen mit Hochwasserregulierung durch Speicher müssen deterministische hydrologische Modelle für die Hochwasservorhersage verwendet werden. Die künstlichen Veränderungen des Abflusses durch Speichersteuerung erlauben im allgemeinen nicht die Anwendung einzelner Black-Box-Modelle oder Regressionmodelle für die Vorhersage (Lecher et al., 1983).

Die bei Hochwasservorhersagen für Systeme mit Rückhaltebecken verwendeten deterministischen Modellkomponenten bestehen aus Niederschlag-Abfluß-Modellen für Teilgebiete des Systemes, Modelle für die Speicher und Modelle für die Verformung der Hochwasserwellen in Gewässerteilstrecken. Wenn ein Abflußsystem durch eine systematische Folge dieser Komponenten modelliert wird, ist das entstehende Modell ein Flußgebietsmodell. Der Abfluß wird damit für viele Stellen im Gewässernetz eines Flußgebietes simuliert oder vorhergesagt.

Die Anwendung von Flußgebietsmodellen bei der Hochwasservorhersage hat den Vorteil, daß dabei die in der Natur tatsächlich ablaufenden Abflußvorgänge modellmäßig nachgebildet werden, wobei auf die den Hochwasserabfluß beeinflussenden Eigenheiten des Systemes eingegangen wird und der physikalische Hintergrund der Vorgänge - soweit möglich und notwendig - in die Berechnung einbezogen wird. Dadurch ergeben sich auch Möglichkeiten zur Kontrolle der über Fernmeßnetz gesammelten Daten. Außerdem können Flußgebietsmodelle - gegenüber Black-Box- und Regressionsmodellen - einfach an geänderte Datensituationen (z.B. Neueinrichtung oder Aufhebung von Meßstationen) und Systembedingungen (z.B. Flußbaumaßnahmen) angepaßt werden.

SIMULATIONSMODELL

Als Grundlage für das Simulationsmodell in IVOS wurde das Programmsystem FGMOD verwendet, mit dem Niederschlag-Abflußprozesse in Flußgebieten simuliert werden können (Ludwig, 1982). In FGMOD wird die Kombination eines Niederschlag-Abfluß-Modelles mit einem Flood-Routing- oder Speichermodell als Systemelement bezeichnet. Ein Systemmodell kontrolliert die Folge dieser Elemente im Flußgebietsmodell, um die Abflüsse zu simulieren. Dazu wertet das Systemmodell eine Gebietsdatei, welche die wichtigsten Systemdaten (z.B. Teilgebietsgrößen, deren Lage und ähnliche Daten) enthält, und eine Ereignisdatei mit den bei der Berechnung benötigten Ereignisdaten aus.

Für jedes Systemelement werden verschiedene hydrologische Teilmodelle benutzt, um die hydrologischen Prozesse im Element zu beschreiben. Im Programmsystem FGMOD können für die meisten dieser Teilmodelle verschiedene Verfahren benutzt werden. Davon wurden in IVOS relativ einfache hydrologische Teilmodelle für die Hochwasservorhersage ausgewählt. Dies sind im einzelnen:

- Gebietsniederschlagsberechnung:
  - modifiziertes Thiessen-Verfahren oder
  - Rasterverfahren des NWSRFS

- Effektivniederschlagsberechnung:
  - konstanter Abflußbeiwert oder
  - konstante Verlustrate

- Abflußverformung im Teilgebiet wahlweise für einen Einzelspeicher oder einen Parallelspeicher (die Aufteilung in die Speicherbereiche erfolgt über eine Effektvniederschlagsrate):
  - Einzellinearspeicher oder
  - Clark-Verfahren.

Die Rückhaltekoeffizienten für die Abflußverformungsberechnung sind als Funktion der Fließzeiten in den Teilgebieten definiert, um die Rückhaltekoeffizienten mit Einzugsgebietscharakteristiken in Beziehung zu bringen und die Gesamtanzahl der Parameter des Flußgebietsmodelles zu verringern.

Für die Flood-Routing-Komponenten können ebenfalls verschiedene Modellansätze verwendet werden:

- Translationsverfahren mit konstanter Translationszeit,
- Einzellinearspeicher mit abflußabhängigen Rückhaltekoeffizienten,
- Verfahren von Williams oder
- Translations-Retentions-Verfahren mit abflußabhängiger Translationszeit und Retentionskonstante.

Die meisten Flood-Routing Modelle werten Profildaten aus, um die Gewässerparameter besser zu definieren und damit eine klarere Trennung der abflußverformenden Effekte in Teilgebieten und Gewässern zu erreichen. Außerdem ist hierdurch eine bessere Beschreibung der nichtlinearen Rückhalteeffekte möglich, welche vor allem bei Vorlandüberflutung auftreten. Genauere Angaben zu den Verfahren sind der Dokumentation des Programmes FGMOD zu entnehmen.

NIEDERSCHLAGSVORHERSAGE

Vor allem in der Anlaufphase eines Ereignisses ist eine ausreichende Abflußvorhersage nur bei Kenntnis des zukünftigen Niederschlagsverlaufes möglich. Aus diesem Grunde können verschiedene Methoden zur Abschätzung des zukünftigen Niederschlagsverlaufes in IVOS benutzt werden (näheres zu den Verfahren siehe Lecher et al. (1983)):

- Es fällt kein weiterer Niederschlag,
- Persistenz des Niederschlages für einen vorzugebenen Zeitraum,
- Übernahme der quantitativen Niederschlagsvorhersage des Deutschen Wetterdienstes oder
- durch Model-Output-Statistik auf das Einzugsgebiet bezogene Niederschlagsvorhersage des Deutschen Weterdienstes.

VORHERSAGEKORREKTUR

Für die Simulation und Vorhersage werden mittlere Parametersätze aus der Analyse mehrerer historischer Abflußereignisse benutzt. Da die Simulation mit mittleren Parametern das Abflußgeschehen beim aktuellen Ereignis meist nicht korrekt wiedergeben kann, entstehen Abweichungen (Fehler) zwischen Simulation und Messung. Wenn der Ereignisbeginn günstig gewählt ist, sollte ein genügend langer Zeitraum mit korrespondierenden Meß- und Simulationswerten zur Verfügung stehen, welche als Information für Korrekturmethoden verwendet werden können. In IVOS sind folgende Fehlerkorrekturmethoden enthalten:

- Adaptive Optimierung wesentlicher Modellparameter durch Benutzung einer nichtlinearen Optimierungsroutine (Methode von Gauß-Marguardt) und/oder
- Fehlerkorrektur durch Benutzung von ARIMA-Modellen, um die Fehlerverteilung aus dem Simulationszeitraum in den Vorhersagezeitraum zu extrapolieren.

Für die adaptive Parameteroptimierung kann eine Adaptierungsperiode vor dem Vorhersagezeitpunkt gewählt werden, deren Länge auch die Art der Adaptierung beeinflußt. Im allgemeinen werden nur wenige Modellparameter (z.B. nur Abflußbeiwerte) in die adaptive Optimierung einbezogen. Parameter der ARIMA-Modelle können durch Analyse des aktuellen Ereignisses ermittelt werden.

ERKENNUNG UND BEHEBUNG VON FEHLERN IN IVOS

Die Güte der Hochwasserabflußvorhersagen wird sehr stark von der Qualität der bei der Berechnung zugrundeliegenden Daten beeinflußt. Deswegen ist es bei der Vorhersageerstellung besonders wichtig, die Daten auf Vollständigkeit und Plausibilität zu prüfen und soweit möglich und notwendig zu korrigieren. Die Fehlererkennung ist in verschiedenen Stadien der Vorhersageerstellung möglich. Näheres zu den dabei verwendbaren Methoden ist Ludwig (1986) zu entnehmen.

In IVOS werden vom Rechner nur grobe Kontrollen auf Fehler (Erkennen von Lücken und unplausibel hoher bzw. niedriger Niederschlagssummen, Abflüsse und Modellparameter) durchgeführt und als Hinweise dem Benutzer mitgeteilt. Der Benutzer muß selbst entscheiden, wie er auf diese Hinweise reagiert. Außerdem hat er durch visuelle Prüfung der Daten und Ergebnisse eine weitergehende Fehlersuche durchzuführen. Durch diese Vorgehensweise soll erreicht werden, daß der Anwender ein Gefühl für die Fehlersuche und -korrektur entwickelt, um bei der späteren operationellen Vorhersage schneller und sicherer reagieren zu können. Außerdem ist es durch eine Analyse der Reaktionen der Anwender möglich, verbesserte rechnergestützte Fehlersuchmethoden für IVOS zu entwickeln.

DIE ARBEITSWEISE MIT IVOS

Ein genereller Überblick über den Programmaufbau von IVOS ist in Bild 1 wiedergegeben. Die in diesem Bild aufgeführten Programmeinheiten DATEN und VORMO bestehen aus mehreren Programmen, um bei beschränktem Speicherplatz bestimmte Bearbeitungsabschnitte gezielt und auch rekursiv aufrufen zu können. Über die Programme in VORMO steuert der Anwender den Berechnungsablauf. Er definiert die Ausgangsbedingungen für die Vorhersage, sichtet die Ereignisdaten und Ergebnisse und führt Korrekturen an den Daten aus. Durch das Programm DATEN wird die Datenversorgung sichergestellt. DATEN verwaltet alle Daten eines historischen Ereignisses. Der Anwender kann nur indirekt über VORMO Ereignisdaten aus DATEN abrufen bzw. vom ihm geänderte Daten speichern. Dabei werden ihm nur die Daten bereitgestellt, die auch bei der operationellen Vorhersage verfügbar wären.

Der Berechnungsablauf wird über eine Frage- und Antwortprozedur zwischen Rechner und Anwender gesteuert. Dabei werden alle Ein- und Ausgaben in einem Protokoll festgehalten. In das Protokoll kann der Anwender während des Berechnungsablaufes in Kommentarform seine Eindrücke, von ihm durchgeführte Operationen und mögliche Reaktionen auf die Vorhersage, die im operationellen Betrieb erforderlich wären, einfügen. Zusätzlich werden im Protokoll Zeitmarken ausgegeben, die sich auf den jeweiligen Vorhersagezeitpunkt beziehen, um die für die Vorhersage erforderliche Zeit möglichst realitätsnah wiederzugeben.

AKTIVITÄTEN DES TRAINERS

Durch den Trainer wird die Vorhersagesimulation initialisiert. Er wählt ein historisches Ereignis für die Vorhersage aus und legt den Ereignisbeginn, den ersten Vorhersagezeitpunkt und die Anfangsbedingungen für die Speichersteuerung fest. Dann hat er die Möglichkeit Meßstationen vollständig oder teilweise zu streichen oder einzelne Daten gezielt zu ändern, um Stationsausfälle und fehlerhafte Daten zu simulieren. Außerdem legt er ein fiktives Datum für den Ereignisbeginn fest, auf das sich alle Datumsangaben bei der Vorhersagesimulation beziehen, um zu verhindern, daß der Anwender auf Grund des Datums das Ereignis identifizieren und entsprechend reagieren kann. Damit sind die Aktivitäten des Trainers beendet und der Anwender kann mit der Vorhersagesimulation beginnen, in die der Trainer nicht eingreifen sollte. Eine Diskussion zwischen Anwender und Trainer über die Bedingungen bei der Vorhersage kann nach Simulation der Vorhersagen anhand des Protokolls erfolgen.

AKTIVITÄTEN DES ANWENDERS

Dem Anwender werden zu Beginn der Vorhersagesimulation vom Rechner eine kurze Benutzungsanleitung und die vom Trainer festgelegten ereignisspezifischen Größen mitgeteilt. Danach hat der Anwender in einem Frage und Antwortprozeß die Art der Vorhersage festzulegen. Er akzeptiert den vom Trainer vorgeschlagenen Vorhersagezeitpunkt oder wählt einen späterliegenden, legt die Länge des Vorhersagezeitraumes fest und wählt die hydrologischen Verfahren, die Niederschlagsvorhersage und die Korrekturmethoden aus. Nach dieser Initialisierung können die Ereignisdaten in tabellarischer oder grafischer Form gesichtet, Grafiken des Einzugsgebietes mit den in der Ereignisdatei vorhandenen Stationen geplottet und Tabellen der Modellparameter ausgegeben werden. Vor dem Sichten der Ereignisdaten werden diese vom Rechner grob auf Plausibilität überprüft. Aufgrund dieser Prüfung und der visuellen Prüfung der Daten und Parameter kann der Anwender einzelne Werte ändern, Meßstationen streichen und die bei der Initialisierung festgelegte Vorhersagestruktur ändern.

Nach dieser ersten Fehlerkontrolle wird die Vorhersageberechnung gestartet, und im Anschluß daran erfolgt die Sichtung der Vorhersageergebnisse. Ausgegeben werden je nach Anforderung und soweit vorhanden die gemessenen, mit den Startparametern und adaptiv optimierten Parametern simulierten und über das ARIMA-Modell modifizierten Abflußganglinien an jedem beliebigen Knotenpunkt des Systems (das Leinegebiet hat 34 Knotenpunkte). Der Anwender hat nun die Wahl die Vorhersage für den gleichen Vorhersagezeitpunkt, aber mit aufgrund der Vorhersageergebnisse geänderten Ereignisdaten, Parametern und/oder Verfahren neu zu starten, eine Speichersimulation durchzuführen oder eine Vorhersagesimulation für einen später gelegenen Vorhersagezeitpunkt zu initialisieren.

Bei der Speichersimulation hat der Anwender die Möglichkeit, die Abgaben aus dem Speicher (hier: HRB Salzderhelden) im Vorhersagezeitraum zu variieren. Mit diesen und den bis zum aktuellen Vorhersagezeitpunkt festgelegten Abgaben sowie den bei der Vorhersageberechnung ermittelten Zwischengebietsabflüssen wird die Auswirkung der Steuerung in den Gewässerteilstrecken unterhalb des Speichers berechnet und ausgegeben. Durch mehrmaligen Aufruf dieses Programmteils kann der Anwender eine günstige Steuerung des Speichers festlegen. Von einer Optimierung der Speicherabgaben wie sie für das HRB Salzderhelden bei Holle (1986) beschrieben ist, wurde abgesehen. Der Anwender soll vielmehr durch die Überprüfung der Auswirkungen der von ihm durchgeführten subjektiven Steuerung lernen.

BISHERIGE ERGEBNISSE

IVOS wurde bisher nur von wenigen "Anwendern" getestet. Da diese aber über sehr unterschiedliche Kentnisse in Bezug auf Hochwasservorhersagen und elektronische Datenverarbeitung verfügten, konnte eine erste im allgemeinen positive Bilanz bezüglich der Anwendbarkeit von IVOS gezogen werden. Der für die Vorhersage benötigte Zeitaufwand wurde jedoch von fast allen Anwendern unterschätzt. So wurden für die ersten Vorhersagen je nach Kenntnisstand des Anwenders ein bis zwei Stunden und im Mittel etwa eine Stunde - ohne die Rechenzeit für die Vorhersage selbst - benötigt.

Die Rechenzeit für die Vorhersage ist bei Anwendung von Großrechnern ohne Bedeutung. Sie beträgt für das Leinegebiet im Mittel ohne adaptive Optimierung 1 - 2 Sekunden und mit adaptiver Optimierung je nach Anzahl der berücksichtigten Parameter 10 - 30 Sekunden. Anders sind jedoch die Verhältnisse bei einer Berechnung mit Kleinrechnern. So benötigt der für diese Untersuchung benutzte Kleinrechner im Mittel die 160-fache Rechenzeit des Großrechners. Das bedeutet, daß bei einer Vorhersage mit Korrektur durch adaptive Optimierung mehrerer Parameter für die Berechnung über eine Stunde benötigt werden kann, so daß für die ersten Vorhersagen bis zu drei Stunden erforderlich sind.

Die Rechengenauigkeit beim Übergang vom Großrechner (60 Bit) zum Kleinrechner (16 Bit) ist dagegen nicht so gravierend. Bei fast allen Vergleichsrechnungen waren die Unterschiede in den Ergebnissen kleiner 1 %. Nur wenn mehrere Parameter gleichzeitig optimiert wurden und die Zielfunktion im Bereich des Optimums einen sehr flachen Verlauf aufwies, wurden unterschiedliche Parameterwerte optimiert. Diese führten zwar nur zu kleinen Abweichungen im Adaptierungszeitraum, aber teilweise zu großen Abweichungen im Vorhersagezeitraum. Aus diesen Abweichungen konnte aber keine Tendenz bezüglich der Genauigkeit der Vorhersageergebnisse abgeleitet werden, so daß davon ausgegangen werden kann, daß IVOS auf Groß-und Kleinrechnern mit vergleichbarer Genauigkeit einsetzbar ist.

HINWEIS

Die Entwicklung des Vorhersage-Simulators (IVOS) wurde mit Hilfe von Forschungsmitteln des Landes Niedersachsen gefördert.

ABSTRACT

A high effectivity of operational flood forecasts can only be produced, if components of the forecast procedure are carefully fitted together. This can only be made in a close cooperation of the institutions, which produce and which use the forecast program. It is helpful for this fitting of components, that forecasts can be made off-line, under conditions similar to the operational case using an interactive program (forecast simulator). This simulator can - with relevant adaptions - also be used for the training of staff and for training with regard to rare, critical forecast situations. An example for the application of this interactive forecast simulator for flood forecasts in the river Leine basin is presented.

Резюме

Высокая экономичность операционных прогнозов паводков обеспечивается лишь при тщательном согласовании отдельных компонентов прогнозирования между собой. Эту согласованность можно достигнуть при тесном сотрудничестве между прогнозистом и пользователем прогностической программы. Вспомогательным фактором для согласовании этих компонентов является взаимодействующая программа (симулятор прогноза) при помощи которой при приблизительно реальных условиях возможно провести офф-лайн-тесты прогнозов, составленных по различным методам. При соответственной подготовке этот симулятор может быть использован и для информации и обогащения опытом персонала, чтобы справиться с создавшимися необыкновенно редкими ситуациями программирования. Приводится пример использования взаимодействующего симулятора прогноза для паводочных предсказаний бассейна Лейне.

LITERATUR

Holle F.-K. (1986). Hochwasservorhersage in Flußgebieten mit Regelungssystemen. Mitteilung VI der Senatskommision für Wasserforschung, DFG, 141-155.

Lecher K., Holle F.-K. und Leonhardt P. (1983). Hochwasservorhersage in Flußgebieten mit Regelungssystemen, - Bericht zum gleichnamigen Forschungsvorhaben. Eigenverlag des Instituts für Wasserwirtschaft, Hydrologie und landwirtschaft. Wasserbau der Universität Hannover (unveröffentlicht).

Ludwig K. (1982). The program system FGMOD for calculation of runoff processes in river basins. Zeitschrift Kulturtechnik und Flurbereinigung, 23, 25-37.

Ludwig K. (1986). Datenkontrollen bei der Anwendung deterministischer hydrologischer Modelle zur Abflußvorhersage. Proc. der XIII. Konferenz der Donauländer über hydrologische Vorhersagen, Belgrad.

VORHERSAGEMODELL FÜR DIE ZUFLÜSSE ZU DEN ÖSTERREICHISCHEN DRAUKRAFTWERKEN

H. Schlatte, W. Kugi

Österreichische Draukraftwerke Aktiengesellschaft
A-9010 Klagenfurt, Kohldorfer Str. 98, Fach 254

ZUSAMMENFASSUNG

Die Aufgabe, eine Vorhersage der Zuflüsse zu den österreichischen Draukraftwerken als Grundlage für eine verbesserte Bewirtschaftung der Stauräume zu schaffen, wurde auf der Basis eines Flußgebietsmodells gelöst. Neben den üblichen Modellbausteinen (UNIT Hydrograph, Wellenablaufmodell) mußten einige Bausteine neu entwickelt werden, welche den besonderen Verhältnissen im gebirgigen Einzugsgebiet der Drau Rechnung tragen.

Damit konnte eine gut gesicherte Vorhersagezeit von 6 bis 8 Stunden erreicht werden. Für Vorhersagen, die darüber hinaus gehen, sind jedoch Prognosen des zukünftigen Niederschlagsverlaufs notwendig.

SCHLÜSSELWORTE

Zuflußvorhersage zu Kraftwerken; alpines Einzugsgebiet; Flußgebietsmodell; Modellbausteine besonderer Art.

EINLEITUNG

Die Österreichische Draukraftwerke Aktiengesellschaft (ÖDK) betreibt seit 1969 ein Modell zur Vorhersage der Zuflüsse zu ihrer Kraftwerkskette an der Drau. Dieser nach den Katastrophenhochwässern von 1965 und 1966 von Draxler (1970) entwickelte Algorithmus ermöglichte eine Zuflußvorhersage über 12 Stunden bezogen auf das Kraftwerk Feistritz-Ludmannsdorf, das Führungskraftwerk der Kraftwerkskette Mittlere Drau.

Der rasch fortschreitende, weitere Kraftwerksausbau an der Drau flußaufwärts und die zunehmende Beeinflussung der Abflüsse durch den Ausbau von zwei großen Speicherkraftwerksanlagen (Malta, Fragant) führten zu einer Verminderung der Vorhersagegenauigkeit und einer wesentlichen Verkürzung der Vorhersagezeit. Aus diesen Gründen und wegen der immer größer werdenden Bedeutung einer Zuflußvorhersage für den rationellen Betrieb einer Kraftwerkskette wurde 1982 aufbauend auf den vorliegenden Erfahrungen und im Zusammenwirken mit Prof. Gutknecht und seinen Mitarbeitern an der TU Wien ein Konzept für die Erstellung einer neuen Zuflußvorhersage erarbeitet.

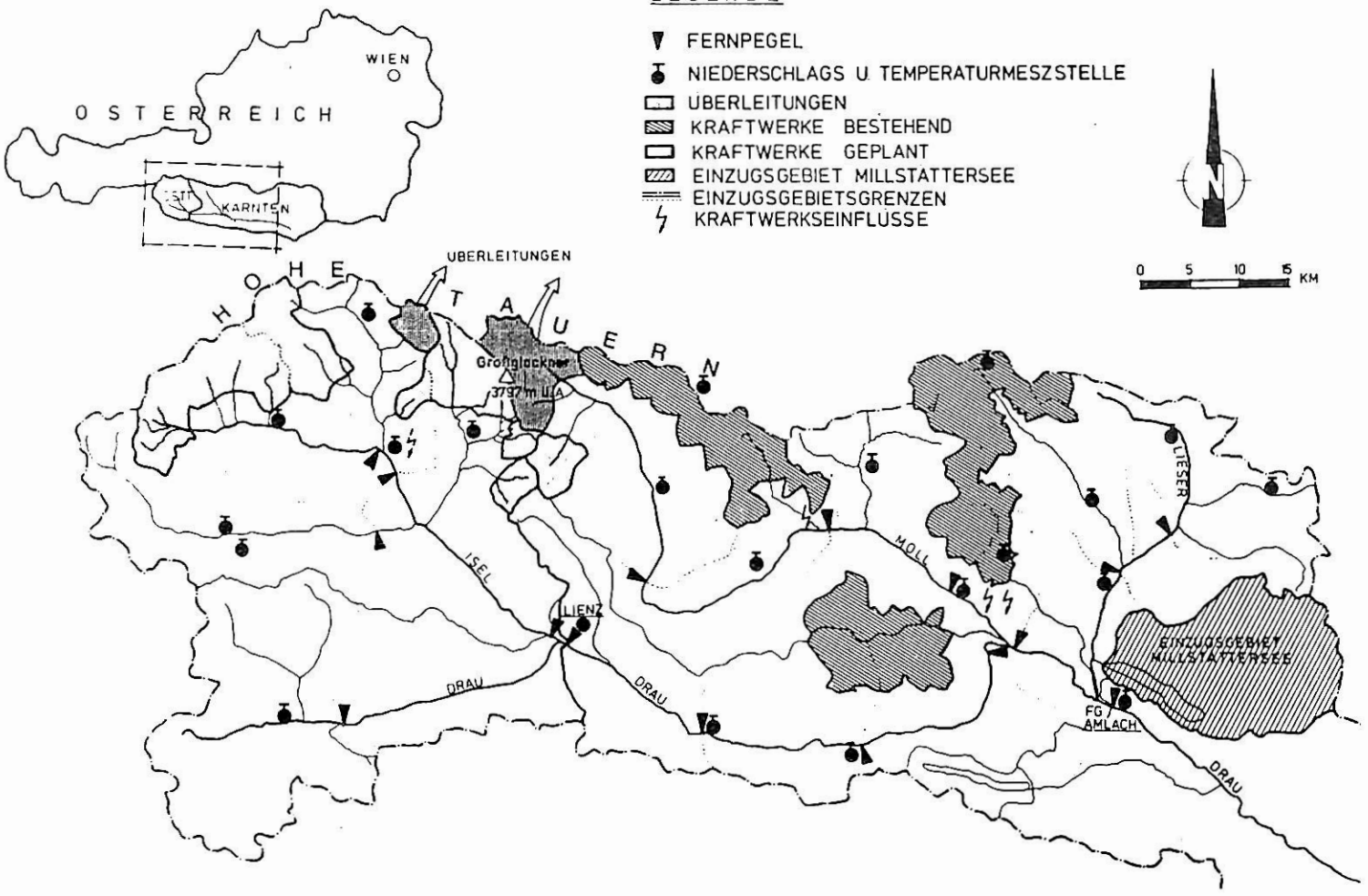


ABB.1 GEBIETSÜBERSICHT UND MESZNETZ

GEBIETSBESCHREIBUNG

Das Einzugsgebiet (Abb. 1) erfaßt den nordwestlichen Teil des Bundeslandes Kärnten und ganz Osttirol. Es wird in westöstlicher Richtung vom Hauptfluß Drau durchflossen. Die wichtigsten Nebenflüsse sind die Isel, die Möll und die Lieser. Bis zum Pegel Amlach, dem Bezugspegel für die neue Zuflußvorhersage, umfaßt das hydrographische Einzugsgebiet 4787,9 km^2. Davon werden die Abflüsse von 76,1 km^2 zu anderen Flußgebieten außerhalb des Einzugsgebietes übergeleitet, die Abflüsse von 286,3 km^2 durch den Millstätter See so stark retendiert, daß ihre Schwankungen zu vernachlässigen sind und die Abflüsse von 417,2 km^2 werden von Speicherkraftwerken erfaßt, sodaß ein wirksames Einzugsgebiet von 4008,3 km^2 für die Erfassung der Abflüsse durch ein Vorhersagemodell verbleiben.

Wesentlich für das Abflußverhalten ist auch die starke Höhengliederung des Einzugsgebietes, die sich vom tiefsten Punkt bei Amlach (530 m ü. A.) bis zum Großglockner (3797 m ü. A.) erstreckt, wobei etwa 50 % des Einzugsgebietes über 1580 m ü. A. liegt. Der Anteil der Vergletscherung beträgt mit 123 km^2 etwa 3,1 %.

Die großen Hochwasserabflüsse aus dem Einzugsgebiet werden fast ausschließlich von Süd- und Südwestwetterlagen ausgelöst. Für die Zuflußvorhersage zu einer Kraftwerkskette sind jedoch auch kleinere Ereignisse von Bedeutung, die auch durch Nord- und Nordwestwetterlagen ausgelöst werden können. Niederschlagsreich sind vor allem das Gebiet der Hohen Tauern im Norden und Westen sowie das Gebiet des Drautales zwischen Lienz und Amlach im Süden des Einzugsgebietes.

Die Abflüsse zeigen den für gebirgige Einzugsgebiete üblichen Jahresgang und es betragen beim Pegel Drau/Amlach das NNQ 25 m^3/s, das MQ 145 m^3/s, das HQ_1 640 m^3/s, das HQ_{10} 1060 m^3/s und das HQ_{100} 1660 m^3/s.

ZIELSETZUNGEN DES VORHERSAGEMODELLS

Zielsetzung bei der Erarbeitung des neuen Vorhersagemodells war neben der Kompensation der verlorengegangenen Vorhersagezeit und der Beeinflussung durch Speicherkraftwerke, die Vorhersage niederschlagsabhängiger Zuflüsse zu unserer Kraftwerkskette für folgende Bereiche:

- Im Bereich unmittelbar über der Ausbauwassermenge: Die gute Vorhersage dieser Zuflüsse ermöglicht es, durch gezieltes Vorabsenken der Stauräume Energiegewinne zu erzielen.

- Im Bereich von Hochwässern kleiner Jährlichkeiten: Die Vorhersage dieser Ereignisse ist vor allem für die rechtzeitige Absenkung der Stauräume entsprechend der betrieblichen und behördlichen Auflagen von besonderer Bedeutung. Weiters gilt es, bei diesen Ereignissen eine Verschärfung von Hochwasserwellen zu verhindern und somit eine, auch für alle Unterlieger optimale Weiterleitung der Hochwasserwellen in den jugoslawischen Drauabschnitt zu gewährleisten.

- Im Bereich von Hochwässern mittlerer und höherer Jährlichkeiten: In diesem Bereich erfüllt die Vorhersage die Aufgaben wie vor. Darüberhinaus dient sie auch zur allgemeinen Hochwasserwarnung und damit nicht nur zur Beachtung betrieblicher Interessen, sondern auch wesentlich zur Wahrung öffentlicher Interessen und zum Schutz privaten und öffentlichen Gutes.

ENTWICKLUNG UND ANWENDUNG DES VORHERSAGEMODELLS

Entsprechend den in der Abb. 2 dargestellten Flußbild für die "Entwicklung und Anwendung eines Vorhersageverfahrens" (Gutknecht, 1979) wurde der Aufbau eines Flußgebietsmodells vorgenommen und bei der Bearbeitung der einzelnen Abschnitte folgendes berücksichtigt:

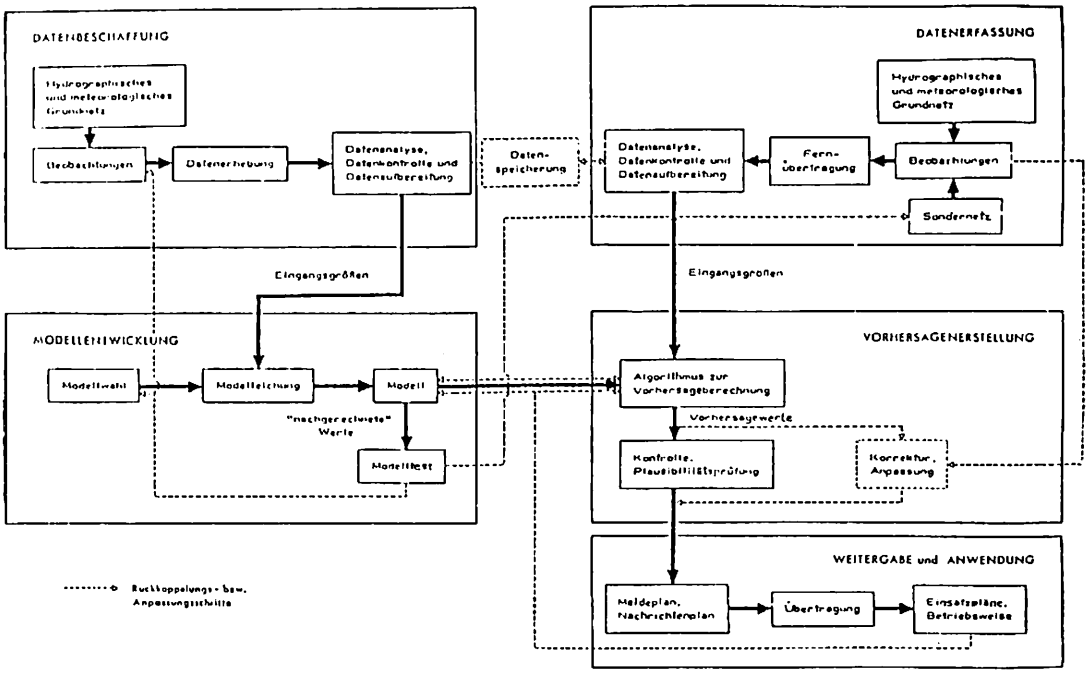


ABB.2 Entwicklung und Anwendung eines Vorhersageverfahrens
(Gutknecht 1979)

Datenbeschaffung

Ausgangspunkt für unsere Überlegungen waren die Daten des bestehenden Meßnetzes, welches Bestandteil des ersten Modells war. Die neu zu errichtenden oder auszubauenden Meßstellen wurden so gewählt, daß sie großteils mit bestehenden Meßstellen des Hydrographischen Dienstes, der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik oder anderer Kraftwerksgesellschaften übereinstimmten und so das bereits vorhandene Datenmaterial vergangener Jahre für den Modellaufbau und die Modelleichung zur Verfügung standen. Ein erster Schritt war die Verbesserung bestehender Abfluß- und Niederschlagsmeßstellen zunächst ohne Fernübertragung zur weiteren Datensammlung in der erforderlichen Form und Genauigkeit. In Bereichen, in denen keine Meßstellen vorhanden waren und neue Standorte gewählt werden mußten, wurden während des Modellaufbaues mehrjährige Teststationen eingerichtet und aufgrund der so gewonnenen Erfahrungen die endgültigen, "besten" Standorte festgelegt. Das jetzt vorhandene Meßnetz ist in Abb. 1 dargestellt.

Datenerfassung und Übertragung

Die einzelnen Meßstellen zur Erfassung der für das Modell erforderlichen hydrologischen und meteorologischen Daten wurden von uns mit neuen Datenerfassungs- und Fernübertragungseinrichtungen ausgestattet (Druckluftanlagen für die Wasserstands- und Wippensystem für die Niederschlagserfassung). Die Fernübertragung der Meßdaten erfolgt über öffentliche Telefonleitungen zu Knotenpunkten und von dort über die bestehende Richtfunkschiene der Verbundgesellschaft in die Hauptverwaltung nach Klagenfurt, wo die Meßdaten nach einer Plausibilitätsprüfung dem Prozeßrechner zugeführt werden.

Modellentwicklung

Um den vielschichtigen Anforderungen an das Modell gerecht werden zu können, wurde ein Flußgebietsmodell mit einem Modellaufbau im Baukastensystem gewählt, sodaß für die zu erwartenden Eingriffe im Einzugsgebiet durch den Bau weiterer Kraftwerke die jeweils richtige Modellkonfiguration gewählt werden kann. Die wichtigsten Modellbausteine sind (Abb. 3):

- Niederschlags-Abflußmodell
- Wellenablaufmodell
- Modell zur Überlagerung von Teileinzugsgebietszuflüssen
- Modell zur Berücksichtigung von Kraftwerkseinflüssen

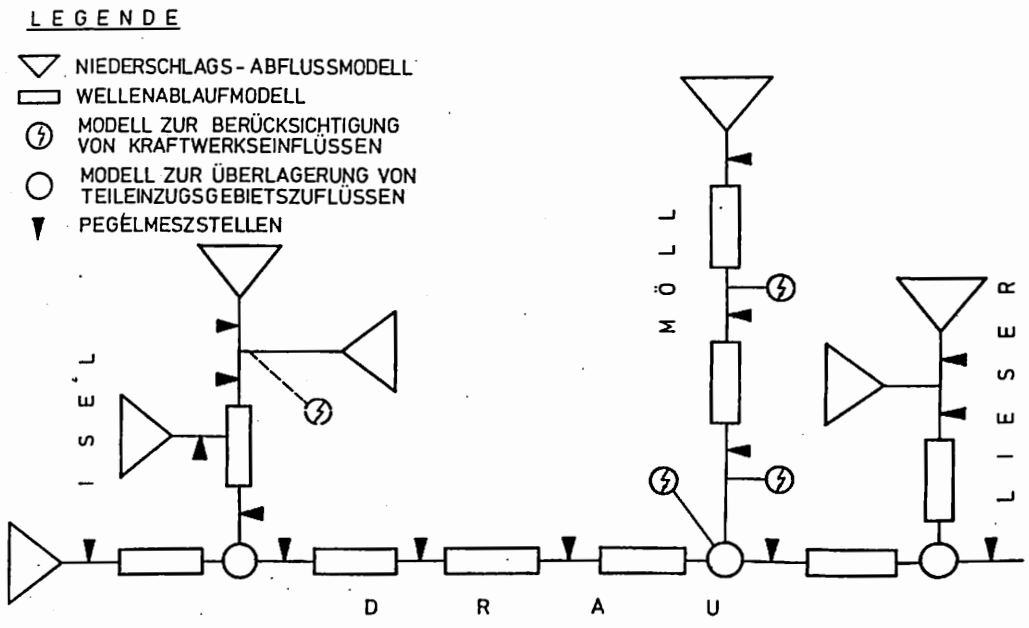


ABB.3 VORHERSAGEMODELL

Vorhersagenerstellung, Weitergabe und Anwendung

Die Anwendung aller Algorithmen zur Vorhersage der Abflüsse, sowie die Verarbeitung und Speicherung aller fernübertragenen Meßdaten wird in einem eigenen Rechner erfolgen. Die Erstellung der Hochwasservorhersagen soll von einem "Hochwasserbeauftragten" betreut werden, der unter Anwendung aller Varianten des Modells die "beste" Vorhersage erarbeitet und dem Lastverteiler zur Verfügung stellt. Aus diesen Vorhersagen lassen sich dann über Rechenalgorithmen Richtlinien für einen optimalen Kraftwerkseinsatz ableiten.

BESONDERE MODELLBAUSTEINE

In diesem Abschnitt soll eine kurze Beschreibung der Modellbausteine erfolgen, wobei besonders auf die neu gewählten Ansätze beim Modellaufbau eingegangen wird.

Niederschlags-Abflußmodell

Zur Beschreibung der Abflußbildung wurde auf das Abflußbeiwert- und Einheitsganglinien-Konzept zurückgegriffen und zur Berücksichtigung folgender Phänomene Rechenansätze als erweiternde Bausteine vorbereitet:

Basisabfluß: Da mit der Anwendung der geradlinigen Abtrennung des Basisabflusses vom Gesamtabfluß keine befriedigenden Ergebnisse erzielt werden konnten, wurde versucht, eine Einheitsganglinie für den Basisabfluß ("Basis-UH") zu ermitteln. Dieser "Basis-UH" weist ein wesentlich längeres "Gedächtnis" als der sonst verwendete "Oberflächenabfluß-UH" auf. Die Berechnung erfolgt, indem der nicht oberflächlich abgeflossene Niederschlag mit einem solchen "Basis-UH" gefaltet wird.

Variante zur Effektivregenermittlung: Der im Grundkonzept gewählte Ansatz für die adaptive Nachführung des Abflußbeiwertes mit Hilfe des Kalman-Filter-Verfahrens zeigte in einigen Situationen, vor allem bei stark dynamischen Abflußbildungen, nicht die erwarteten Ergebnisse. Der nun gewählte Ansatz berechnet den aktuellen Effektivregen aus der Differenz zwischen dem beobachteten Direktabfluß und jenem Abfluß, der aufgrund des zurückliegenden Effektivregens zu erwarten gewesen wäre.

Schneeschmelze: Sie beeinflußt die Abflußbildung entweder durch das Abschmelzen von Schnee bei Schönwetter (Schönwetterganglinie) oder durch einen vermehrten Abfluß durch den Wärmeeintrag bei Niederschlägen in flüssiger Form. Dieser Umstand bereitet vor allem bei der Modellierung des Wellenanstieges am Ereignisbeginn Schwierigkeiten. Aufgrund der umfassenden Grundlagenforschung an der Technischen Universität Wien konnte eine vereinfachte, aber dennoch physikalisch fundierte Formulierung dieser Vorgänge gefunden und als Modellbaustein angesetzt werden.

Temperatursturz: Die starke Höhengliederung der Teileinzugsgebiete ergab die zwingende Notwendigkeit zum Aufbau einer Rechenroutine zur Beschreibung der Änderung des Abflußverhaltens durch das Absinken der Schneefallgrenze während eines Ereignisses und die damit verbundene Verminderung des abflußwirksamen Einzugsgebietes (Übergang des flüssigen in festen Niederschlag).

Wellenablaufmodell

Der Wellenablauf läßt sich entsprechend der hydrologischen Modellvorstellung mit Hilfe einer Impulsantwortfunktion beschreiben. Als geeignete Impulsantwortfunktion hat sich die Speicherkaskade ("Nash Kaskade") erwiesen. Die Anwendung dieser Modellkonzeption auf die im Draugebiet gegebenen Bedingungen erforderte die Behandlung folgender Einflußfaktoren:

Volumsänderungen: Volumsänderungen, die durch den seitlichen Zufluß zwischen zwei Meßstellen zu erwarten sind, werden über einen multiplikativen Korrekturfaktor modelliert, der den aktuellen Durchflußbeobachtungen über einen Kalman-Filter angepaßt wird.

Variable Parameter der Impulsantwortfunktion: Die beiden Parameter der "Nash-Kaskade" erwiesen sich im Drautal als variabel. Das Modell wurde daher so verallgemeinert, daß die "richtigen" Parameter erst während des Ereignisses aus einer Anzahl von "möglichen" Parameterwerten ausgewählt werden. Diese Parameterwahl erfolgt über eine zweidimensionale Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion, welche für jeden Vorhersagezeitpunkt rekursiv nach den BAYES'schen Regeln berechnet wird.

Ausuferung: Die in Teilstrecken auftretende Ausuferung wurde gesondert modelliert. Die Zuflußwelle wird in einem nicht ausufernden und einen ausufernden Anteil geteilt und der Wellenablauf der ausufernden Welle mit einer eigenen Nash-Kaskade mit wesentlich längerer Laufzeit und stärkerem Retentionsverhalten beschrieben. Die Parameter dieser Ausuferungskaskade können wie vor erwähnt, rekursiv während des Ereignisses gewählt werden.

Einbeziehung von Niederschlägen aus den Zwischengebieten: Der mit Hilfe des vorher beschriebenen Ansatzes ermittelte Korrekturfaktor läßt sich qualitativ gut mit Niederschlagsbeobachtungen aus den Zwischengebieten vergleichen. Eine Einbeziehung dieser Beobachtungen läßt eine Verbesserung der Einschätzung des weiteren Verlaufs des Korrekturfaktors erwarten. Zur Zeit wird an entsprechenden Modellformulierungen gearbeitet.

Niederschlagsvorhersage

Durch die alleinige Anwendung des Niederschlags-Abfluß- und Wellenablaufmodells lassen sich nur begrenzte Aussagen über zu erwartende Abflüsse treffen, da bei der Erstellung jeder neuen Vorhersage das Ende der Niederschläge angenommen wird. Testrechnungen mit tatsächlich beobachteten Niederschlägen auch über den Vorhersagezeitpunkt hinaus zeigten die große Bedeutung einer guten Einschätzung zukünftiger Niederschläge. Derartige Extrapolationen können - wie etwa die Persistenzprognose eines "mittleren" Niederschlags - statistischer Natur sein. Alle Ansätze setzen aber wesentliche Zusatzinformationen meteorologischer Herkunft voraus, die in erster Linie die zu erwartende Dauer des Niederschlags betreffen und in zweiter Linie die zu erwartende Intensität. Unter Bedachtnahme auf die derzeit gegebenen Möglichkeiten einer Niederschlagsvorhersage ist zu erwarten, daß eine solche im Vorhersagefall wahrscheinlich nur in Form qualitativer Angaben ("starker", "schwacher" Regen etc.) vorliegen wird. Daraus ergibt sich die Frage, wie eine Information dieser Art in die vorhandenen Niederschlagsabflußberechnungen einbezogen werden könnte. Es wurde daher die Theorie der sogenannten "unscharfen Mengen" (fuzzy sets) untersucht, die die Basis für eine Quantifizierung der zur Verfügung stehenden unscharfen, qualitativen Angaben über den weiteren Wetter- und Niederschlagsverlauf bilden könnten.

AUSBLICK

Wenn es auch möglich war, die Abflußvorhersage mit konventionellen und neu entwickelten Modellbausteinen auf der Grundlage von gemeldeten Niederschlägen gut zu lösen, so zeigt es sich doch, daß bei Einzugsgebieten dieser Größe längerfristige Vorhersagen nur unter Einbeziehung von Prognosen über Intensität und Dauer des noch zu erwartenden Niederschlages möglich sind.

FORECASTING MODEL OF INFLOW TO THE POWER STATIONS OF THE DRAU POWER STATION COMPANY (ÖSTERREICHISCHE DRAUKRAFTWERKE-AG)

The task of establishing a forecast of the inflow to the power stations of the Drau Power Station Company (Österreichische Draukraftwerke-AG) as a basis for improved management of storage capacity was solved on the basis of a river basin model. Some new elements of the model had to be developed in addition to the elements generally used (UH, flood routing model) to take into account the special conditions in the mountainous basin of the river Drau.

With this model a fairly precise time of forecast of 6 to 8 hours was obtained. For times of forecast exceeding this period it will be necessary to predict precipitation.

МОДЕЛЬ ДЛЯ ПРОГНОЗИРОВАНИЯ ПРИТОКОВ К ВОДОХРАНИЛИЩАМ ГИДРОЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ НА АВСТРИЙСКОМ УЧАСТКЕ РЕКИ ДРАВА

Задача обеспечения прогноза притоков к водохранилищам гидроэлектростанций на австрийском участке реки Драва с целью получения основы для улучшенного эконо-

мического использования водохранилищ была решена на базе модели речного бассейна. Наряду с обычными элементами построения модели /гидрограф ЮНИТ, модель стока волн/ пришлось разрабатывать некоторые новые элементы построения, которые учитывают особые условия в горном районе водосбора реки Драва.

Таким образом удалось получить достоверный прогноз за время от 6 до 8 часов. Для прогнозов, превышающих этот период времени, необходимы, однако, прогнозы будущего режима осадков.

LITERATURVERZEICHNIS

Draxler, A. (1970). Mathematisches Modell für die Zuflußprognose als Hilfsmittel zur Optimierung des Kraftwerksbetriebes. Dissertation, Technische-Universität Graz.

Gutknecht, D. (1978). Methoden der hydrologischen Kurzfristvorhersage. Wiener Mitteilungen, Band 26.

Gutknecht, D. (1979). Theorie der Vorhersagemodelle. Schriftreihe des DVWK, Heft 51, 10 - 46.

Gutknecht, D., Kirnbauer, R., Schnatter, S. (1985). Zuflußprognose Obere Drau Zwischenbericht 1984. (Nicht veröffentlicht). Technische Universität Wien.

Gutknecht, D., Kirnbauer, R., Schnatter, S. (1986). Zuflußprognose Obere Drau Zwischenbericht 1985. (Nicht veröffentlicht). Technische Universität Wien.

SIMULATION DES HOCHWASSERABLAUFES AN DER DRAU MITTELS MATHEMATISCHER MODELLE

A. Draxler, H. Eder und H. Tauchmann

Österreichische Draukraftwerke AG,
Kohldorferstraße 98
A-9020 Klagenfurt, Österreich

ZUSAMMENFASSUNG

Seit vielen Jahren ist die Österr. Draukraftwerke AG bemüht, den Ablauf von Hochwasserwellen an der Drau (Abschnitt Spittal - Lavamünd) durch die vorhandene Kette von Flußkraftwerken optimal zu gestalten.
Dazu wird seit 10 Jahren ein Mathematisches Modell eingesetzt, welches laufend weiterentwickelt wurde. Dabei wird das Problem der instationären Strömung als Variationsproblem formuliert und als solches mit der Methode der Finiten Elemente gelöst.
Nach Erfassung der Stauraumgeometrie und der Hochwasserdaten kann mit Hilfe einer EDV-Simulation verschiedener Wehrbetriebsvarianten die günstigste Möglichkeit der Hochwasserabfuhr (d.h. möglichst starkes Kappen des Scheitels der Hochwasserwellen) gefunden werden.
Die mit der EDV-Simulation ermittelten günstigen Wehrbetriebsstrategien werden in der Praxis erprobt, bevor sie als neue Betriebsordnung der Flußkraftwerke Eingang finden.

SCHLÜSSELWORTE

Simulation Hochwasserablauf; Mathematisches Modell; Wehrbetriebsstrategien; Betriebsordnung für Kraftwerkskette.

EINLEITUNG

Die Hochwasserereignisse der Drau in den Jahren 1965 und 1966 haben im Lande Kärnten (im Süden Österreichs) katastrophale Auswirkungen mit sich gebracht. Neben den Schäden an Gebäuden, Straßen, Brücken, Eisenbahnanlagen, landwirtschaftlichen Kulturen, usw. waren darüberhinaus auch Menschenleben zu beklagen gewesen. Die Bewohner der von den Naturereignissen betroffenen Gebieten mußten nach diesen Katastrophen wiederum mit der Angst vor neuen Hochwässern leben. Diese Angst konnte den Einwohnern jener Gebiete der Drau, in denen Kraftwerke errichtet wurden, zur Gänze genommen werden. Die errichteten Kraftwerke haben bereits mehrfach den Beweis erbracht, daß sie einen sicheren Schutz gegen Hochwasser bieten.
In der Abbildung 1 ist der Stufenplan der österreichischen Draustrecke von Spittal bis zur Staatsgrenze dargestellt und die ausgebauten Kraftwerke sowie die Projekte eingetragen.

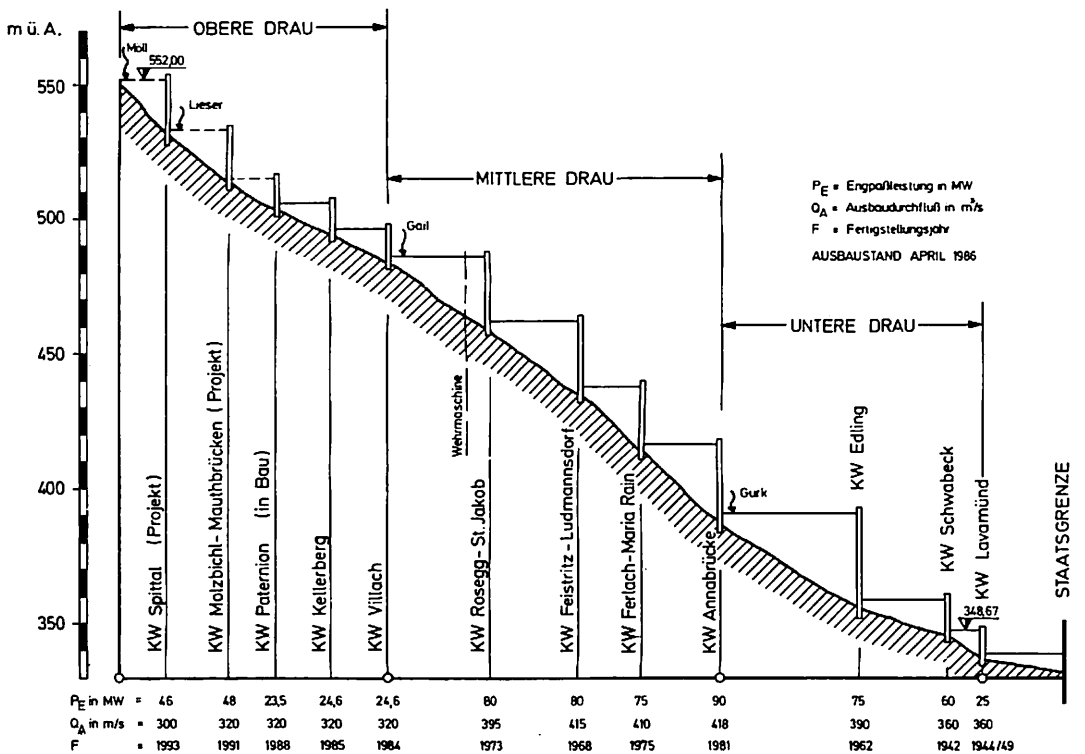


Abbildung 1: **STUFENPLAN KRAFTWERKSKETTE DRAU**

Gesamte Staulänge bei Endausbau 159 km

Einer zentralen Kommandostelle, dem Lastverteiler der Österreichischen Draukraftwerke AG in Klagenfurt, obliegt sowohl die Koordinierung des Kraftwerkeinsatzes als auch die Hochwasserabfuhr. Es stehen dem Lastverteiler technische Einrichtungen zur Verfügung, mit deren Hilfe ihm eine Pegel-Zufluß-prognose über ca. 12 Stunden übermittelt wird.
Weiters sind im Lastverteiler Niederschlags- und Temperatur-Fernmessungen installiert.
Für den Betrieb der einzelnen Kraftwerke sind jeweils behördlich vorgeschriebene Stauregelungen vorgesehen, die entweder eine Betriebsweise mit Vollstau für alle Zuflußwerte oder eine Stauabsenkung in Abhängigkeit vom Zufluß beinhalten.
Im Falle eines Hochwassers kann durch rechtzeitiges, über die behördlichen Vorschreibungen hinausgehendes Vorabsenken der Stauräume, eine Verminderung des Scheitelwertes der Zuflußwelle (Kappung) erreicht werden. Um die bestmöglichen Betriebsstrategien zur Hochwasserabfuhr zu finden, wurden viele EDV-Simulationen mit einem "Mathematischen Modell" durchgeführt.

MATHEMATISCHES MODELL (MM)

Dieses Modell hat die Zielsetzung, das Verhalten der Kraftwerkskette bei Hochwasser mit ausreichender Genauigkeit nachzubilden. Es wurden zuerst die Daten bezüglich der Stauraumgeometrie, der Wasserspiegelniveaulinien sowie der Zufluß- und Abflußganglinien gesammelt und aufbereitet. Bei der nachfolgenden Erstellung des MM mit Hilfe des Ingenieurbüros Pircher Graz, Österreich, wurde dann nach der anfänglichen Erprobung für einen Stauraum im Jahre 1975 dieses Modell für die Kette von mehreren Stauräumen ausgebaut. Ab 1980 wurde ein MM auch für die Kraftwerksgruppe Obere Drau erstellt und zur Simulation der Auswirkungen verschiedener Kraftwerks-Ausbaumaßnahmen eingesetzt.
Die mathematische Beschreibung der instationären Strömung erfolgt durch die St. Venant'schen Differentialgleichungen:

a) Kontinuitätsgleichung

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial F}{\partial t} = 0$$

b) Energiegleichung

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial H}{\partial x} + g \cdot J = 0$$

Hiebei bedeuten:

x = Variable für die Stationierung in m;
Q = Durchfluß in m^3/s;
F = Querschnitt in m^2;
t = Variable für die Zeit in s;
v = mittlere Geschwindigkeit in m/s;
H = Wasserspiegelhöhe in m;
J = Gefälle der Energielinie (dimensionslos);
g = Erdbeschleunigung in m/s^2;

Dabei handelt es sich um ein System von partiellen Differentialgleichungen vom hyperbolischen Typ. Diese werden räumlich und zeitlich diskretisiert und nach Umwandlungen mit der "Methode der Finiten Elemente" aufgelöst.
Es war notwendig, die für die anfänglichen Testrechnungen angenommenen Fließbeiwerte K_S nach Strickler (getrennt für linkes Vorland, Hauptgerinne und rechtes Vorland) an die praktischen Verhältnisse anzupassen. Für dieses "Eichen" des Mathematischen Modelles wurden markante Hochwasserereignisse von 1965 bis 1984 herangezogen. Es konnten die K_S-Werte schrittweise angepaßt und zwischen gemessenen und gerechneten Wasserspiegelniveaulinien eine Übereinstimmung bis auf $\pm$ 10 cm erzielt werden.

SIMULATIONEN MIT DEM MATHEMATISCHEN MODELL

In den Behördenauflagen (Wasserrechtsbescheiden) für die einzelnen Kraftwerke sind, wie in Abbildung 2 gezeigt - bedingt durch die Einhaltung bestimmter Wendepegelmarken - die Wehrpegel in Form einer geforderten Mindestabsenkung

$$H_{OW,min} = f(Q_{ZUFLUSS})$$

in Abhängigkeit vom jeweiligen Zufluß vorgegeben.

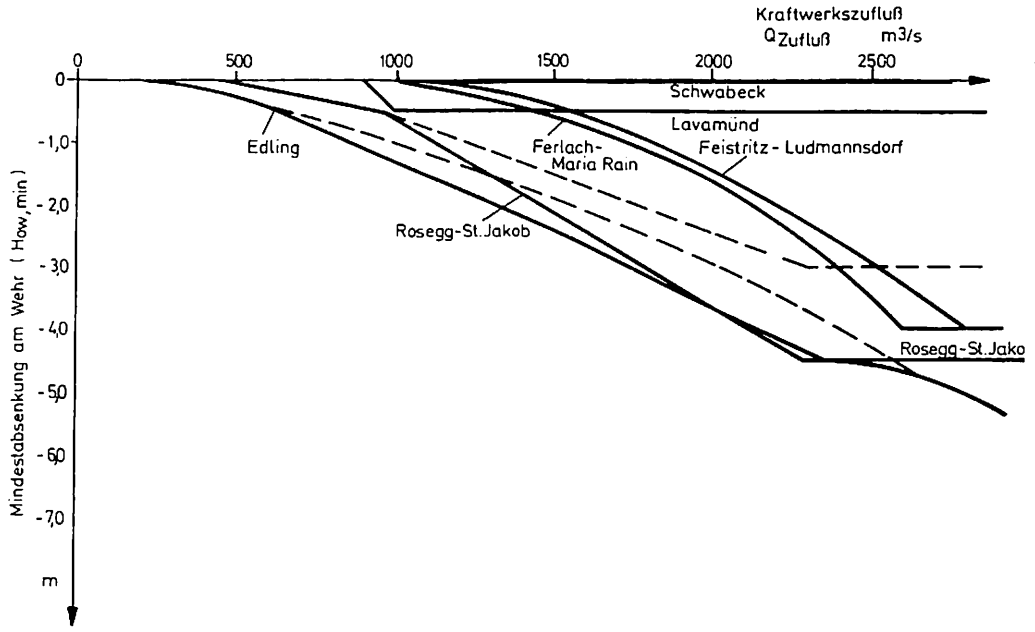


Abbildung 2:
Schematische Darstellung der
Stauregelung in den Flußkraftwerken
(als Mindestabsenkung $H_{ow,min}$ = f (Kraftwerkszufluß))

Bei der Simulation verschiedener Wehrbetriebsvarianten wurde eine Vorabsenkung oder "Variantenabsenkung" $H_{OW,Var.}$ angenommen, die bedeutend unterhalb der Mindestabsenkung liegt. Diese Vorabsenkung in den einzelnen Kraftwerken erfolgt nun auf Grund einer Zuflußprognose über 10 bis 12 Stunden. Um die Untersuchung der Wehrbetriebsvarianten nicht allein auf wenige natürliche Hochwasserwellen aufzubauen, wurden die Verhältnisse bei stilisierten Wellenformen, den sogenannten Trapezwellen, schematisch untersucht.

Hiebei wurden folgende Kenngrößen variiert:

a) Steilheit des Wellenanstieges;
b) Scheiteldauer mit 5, 10 und 20 Stunden;
c) Scheitelform (Einfachwelle, Doppelwelle);
d) Scheitelhöhe mit 1.600, 1.800, 2.000, 2.200, 2.400 und 2.800 m^3/s.

Aus dieser Variation der Hochwasserwellenform und unter Zugrundelegung von 5 verschiedenen Wehrbetriebsvarianten wurde mit Hilfe des Computers eine Vielzahl von Simulationsrechnungen durchgeführt. Der Rechenzeitaufwand steht hiebei zum Ablauf in der Natur im Verhältnis von 1:50 bis 1:20 und ist von den Genauigkeitsschranken der Iterationsberechnungen abhängig. Die Zu- und Abflüsse sowie die verschiedenen, errechneten Pegelganglinien können über eine von der EDV angesteuerte automatische Zeichenmaschine (Plotter) ausgegeben werden.

PRAKTISCHE ANWENDUNGEN

In Abbildung 3 sind als Beispiel die mit dem Mathematischen Modell ermittelten Ganglinien für eine Doppeltrapezwelle dargestellt. Als Ergebnisse der bisherigen theoretischen Untersuchungen ergaben sich:

- die Vorabsenkung sollte im Kippbetrieb für alle Kraftwerke unter Zugrundelegung einer Zuflußprognose über 10 bis 12 Stunden erfolgen;
- bei Hochwasserwellen von 5 bis 10 Stunden Scheiteldauer und Scheitelwerten zwischen 1.600 und 2.200 m^3/s ist eine Scheitelkappung möglich.

Auf Basis der bisher bei der Durchrechnung von Hochwasser-Testbeispielen mit Hilfe des Mathematischen Modells erzielten theoretischen Ergebnisse und den dabei gewonnenen Erkenntnissen, wurde für die Kraftwerkskette an der österreichischen Draustrecke eine provisorische Anleitung zur Wehrsteuerung ausgearbeitet.
Es ist beabsichtigt, bei künftigen Hochwasserereignissen die Wehre nach diesen provisorischen Anleitungen zu steuern, um nach Vorliegen entsprechender praktischer Erfahrungen eine definitive Wehrbetriebsordnung auszuarbeiten.
Das Personal des ÖDK-Lastverteilers, welches für die Steuerung der Wasserabgabe in den Kraftwerken verantwortlich ist, wurde für die Hochwasserabfuhr nach der provisorischen Wehrbetriebsordnung entsprechend unterwiesen.

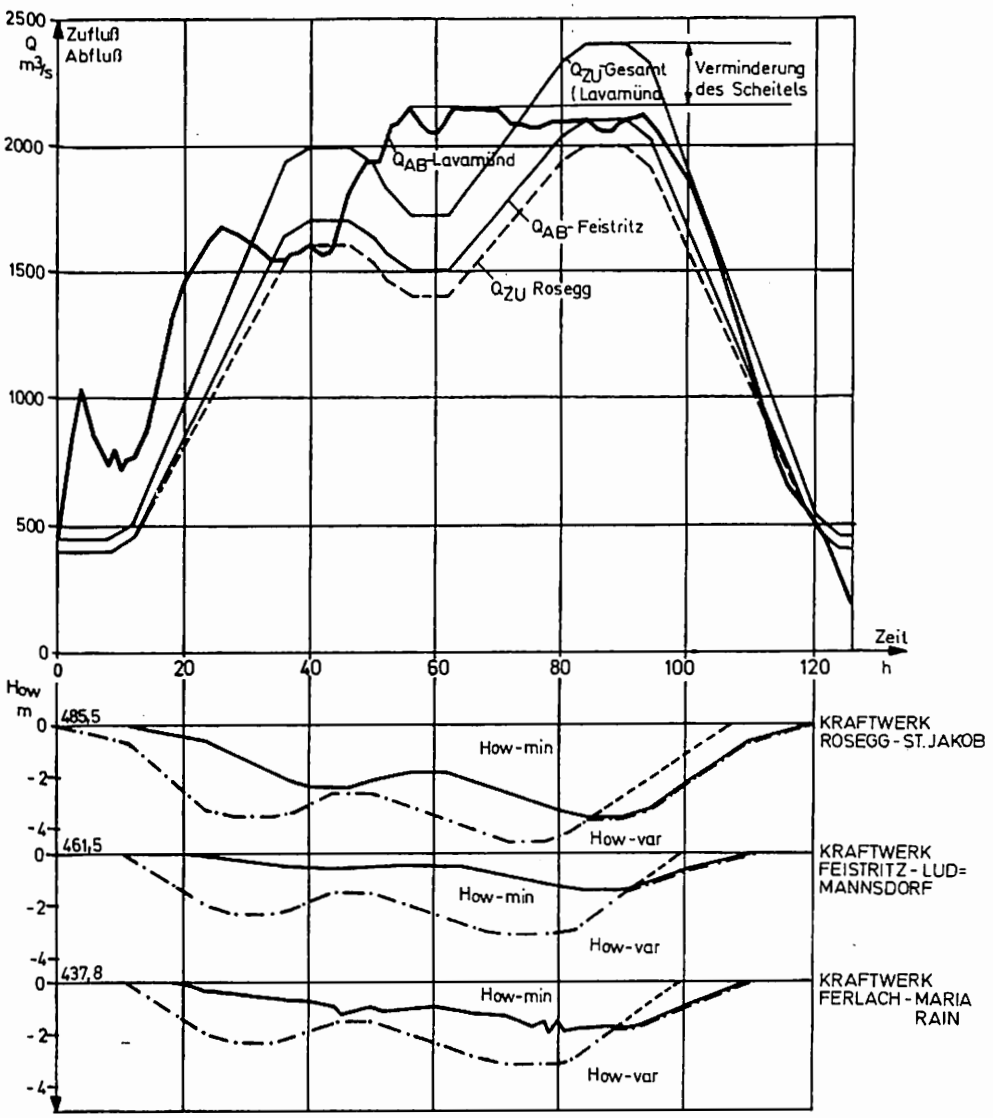


Abbildung 3:
Simulation einer Hochwasserwelle (Doppeltrapezwelle) mit dem Mathematischen Modell der Draustrecke Rosegg-Staatsgrenze

SUMMARY

For many years the Österr. Draukraftwerke AG has made every effort to handle the course of flood waves on the river Drau (section Spittal - Lavamünd) in the best possible way by means of the existing run-of-river plants.
For this, a mathematical model has been used for ten years, which has been continuously developed further. Moreover, the problem of the nonsteady flow is formulated as variational problem, which is solved as such with the method of finite elements.
After having established the geometry of the storage area and flood data the most favourable possibility of discharging flood water (i.e. cutting off of flood-wave-peak) was found with the aid of an DP-simulation of different variations of weir operation.
The favourable weir operation strategies ascertained with the DP-simulation are being tested for practicability before they are accepted as new operating instructions for run-of-river plants.

МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ПАВОДОЧНОГО СТОКА НА РЕКЕ ДРАВА

В течение многих лет компания "Эстеррайхише Драукрафтверке АГ /Акционерное общество Австрийских гидроэлектростанций на реке Драва/" стремится к достижению оптимального стока паводочных волн на реке Драва /участок Шпитталь - Лавамюнд/ с помощью существующего каскада речных гидроэлектростанций.
Для этой цели в течение 10 лет используется математическая модель, которая непрерывно подвергалась усовершенствованию. При этом проблема нестационарного потока формулируется в виде вариационной задачи и как таковая решается методов финитных элементов.

После учета конфигурации и паводковых данных удается моделированием при помощи ЭВМ различных вариантов режима плотины выявить наиболее благоприятную возможность стока паводковых вод /т.е. возможно сильного среза пика паводочных волн/.
Полученные моделированием при помощи ЭВМ наиболее благоприятные стратегии режимов плотин подвергаются опробованию на практике прежде чем они внедряются в виде нового режима эксплуатации речных гидроэлектростанций.

COMPARISON OF STAGE AND STAGE–VARIATION PREDICTING LINEAR MODELS

Nováky Béla
Institute for Water Management
Budapest, Alkotmány u.29. Hungary

ABSTRACT

Comparison has been made between the accuracy of prediction models (2), (3) and (4), where stage variations are also included, and of model (1) based solely on water stages. It has been concluded that the inclusion of stage variations into predictions will increase the accuracy of a prediction only when the stages themselves are also taken into account in the model and when condition (28) with respect to the first two terms in the autocorrelation function of stages is met. The comparison of the accuracy of prediction models based on different stages and stage variations is made possible by the fact that variance (5), the measure of reliability, can be expressed for each alternative model by the use of the coefficient of correlation between stages. Transition from the coefficient of correlation between stages and stage variations to the coefficient of correlation between stages is made possible by formulae (6) and (7) derived by Kontur (1984b).

KEYWORDS

Water stages; stage variations; alternativ prediction models; correlation between stages and stage variations.

INTRODUCTION

In practice the short-term prediction of stages for a given cross section is performed mostly on the basis of previous stages or/and stage variations observed at the given cross section or/and at other upstream cross sections. Connections between stages or stage variations are described by graphical relationships or regression equations. An advantage offered by graphical

relations is that with their use non-linear relationships between variables can also be considered. Regression equations in most of the cases assume linearity for relationships between variables but at the same time there is a possibility for expressing these relationships analytically, by mathematical equations.

The question discussed in the paper is whether better predictions are given by alternative models in which stage variations are also taken into account than by predictions based on stages only, assuming linearity for the models.

ALTERNATIVE PREDICTION MODELS

The basic model of the test (MODEL-0) is a second-order autoregressive model of the form

$$Y_{i+1} = a + b_1 Y_1 + b_2 Y_{i-1}. \qquad (1)$$

As alternative models will be tested prediction models where the basis of prediction is, respectively,
- the difference of previous stages (MODEL-1),
- the difference of previous stages together with one of these stages (MODEL-2),
- the difference of previous stages and both previous stages (MODEL-3).

The three alternative models can be written in the following forms:

MODEL 1: $$Y_{i+1} = a + b_1^* \Delta Y_i, \qquad (2)$$

MODEL 2: $$Y_{i+1} = a + b_1 Y_i + b_1^* \Delta Y_i, \qquad (3)$$

MODEL 3: $$Y_{i+1} = a + b_1 Y_i + b_2 Y_{i-1} + b_1^* \Delta Y_i. \qquad (4)$$

In the models Y_i stands for stages and ΔY_i for stage differences. For the latter: $\Delta Y_i = Y_i - Y_{i-1}$. The parameters of a predictions: a, b_1, b_2 and b_1^* are, of course, different in each model.

TEST METHOD

The basis of comparison between basic and alternative models is variance of the error of prediction. The variance of a prediction model of the form

$$Y(i+k) = a + b_1 X_1(i) + b_2 X_2(i) + \ldots + b_n X_n(i) + e_i$$

$$\sigma_e^2 = \sigma_y^2 \left[1 - \sigma_y^{-1} \sum_{j=1}^{n} \sigma_{x_j} b_j r_{x_j y}(k) \right] . \qquad (5)$$

Obviously, from among two models the one giving lower variance, as defined in Eq.(5), is better.

Parameters b_j in Eq.(5) can be calculated from the normal equation (Box-Jenkins 1970, Kontur 1984a).

The comparison of the accuracy of different alternative models based on stages and stage variations is made possible by formulae derived by Kontur for calculating the functions of correlation between stages and stage variations (Kontur 1984a, 1984b). By using these formulae the functions of correlation between stages and stage variations can be calculated from the correlation functions of original stages while the prediction parameters and variances - as defined by Eq.(5) - can be expressed from the function of correlation between original stages, for any of the four models, so that the comparison of models is possible.

Recall here these formulae relating to autoregression models:

$$r_{y,\Delta y}(k) = \frac{r_{yy}(k) - r_{yy}(k-1)}{\sqrt{2}\sqrt{1-r_{yy}(1)}} , \qquad (6)$$

$$r_{\Delta y,y}(k) = \frac{r_{yy}(k) - r_{yy}(k+1)}{\sqrt{2}\sqrt{1-r_{yy}(1)}} . \qquad (7)$$

ACCURACY OF BASIC AND ALTERNATIVE MODELS

For the basic model (MODEL-0) parameter b_1 and b_2 in Eq.(1) can be obtained from normal equation

$$\begin{bmatrix} 1 & r_{yy}(1) \\ r_{yy}(1) & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} b_1 \\ b_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} r_{yy}(1) \\ r_{yy}(2) \end{bmatrix} . \qquad (8)$$

From the normal equation:

$$b_1 = \frac{r_{yy}(1) - r_{yy}(1) r_{yy}(2)}{1 - r_{yy}^2(1)} \qquad (9)$$

and

$$b_2 = \frac{r_{yy}/2) - r_{yy}^2(1)}{1 - r_{yy}^2(1)} , \qquad (10)$$

and then, by the use of these and after some transformations, the variance of the error of prediction can be written in the following form:

$$\sigma_e^2(\text{MODEL-O}) = \sigma_y^2 \left[1 - \frac{r_{yy}^2(1)+r_{yy}^2(2)-2r_{yy}^2(1)r_{yy}(2)}{1-r_{yy}^2(1)} \right] . \tag{11}$$

This is the variance with which the variances measuring the accuracy of alternative prediction models should be compared.

The first alternative model is described by regression relationship (2). Parameter b_1^* of the prediction model can be calculated from equation

$$b_1^* = r_{\Delta y,y}(1)\frac{\sigma_y}{\sigma_{\Delta y}} , \tag{12}$$

while the variance from formula:

$$\sigma_e^2 (\text{MODEL-1}) = \sigma_y^2 \left[1 - r_{\Delta y,y}(1) \right] . \tag{13}$$

According to Eq.(7), from correlation coefficient $r_{\Delta y,y}(1)$

transition may be made on the coefficient of correlation between original data series; by doing so the variance may be re-written in the form

$$\sigma_e^2 (\text{MODEL-1}) = \sigma_y^2 \left[1 - \frac{r_{yy}^2(1)+r_{yy}^2(2)-2r_{yy}(1)r_{yy}(2)}{2\left[1 - r_{yy}(1)\right]} \right] . \tag{14}$$

After appropriate transformations the difference of variances of MODEL-1 and MODEL-O as given in Eq.(14) and Eq.(11), respectively, can be written in the form

$$\sigma_e^2(\text{MODEL-1}) - \sigma_e^2(\text{MODEL-O}) = \frac{1}{2}\sigma_y^2 \left[\frac{r_{yy}(1)+r_{yy}(2)}{r_{yy}(1)+1} \right]^2 \left[1+r_{yy}(1)\right] . \tag{15}$$

However, as to the right-hand side of the latter, it is easy to realize that its value will never be less than zero since two of its factors are quadratic term each and $1+r_{yy}(1) \geq 0$, since $r_{yy}(1) \geq -1$. This results that

$$\sigma_e^2 (\text{MODEL-1}) \geq \sigma_e^2 (\text{MODEL-O}) , \tag{16}$$

that is a prediction based on stage variations can be at best as good as a prediction based on stages. Equality in reliabilities holds when

$r_{yy} = -1$ or when $r_{yy}(1) = -r_{yy}(2)$.

Let be considered now the second alternative model given by Eq(3). Parameters

$$b_1 = \frac{r_{yy}(1) - r_{y,\Delta y}(0)\, r_{\Delta y,y}(1)}{1 - r^2_{y,\Delta y}(0)} \tag{17}$$

and

$$b_1^* = \frac{\sigma_y}{\sigma_{\Delta y}} \; \frac{r_{yy}(1) - r_{y,\Delta y}(0)\, r_{\Delta y,y}(1)}{1 - r^2_{y,\Delta y}(0)} \tag{18}$$

can be calculated from normal equation

$$\begin{bmatrix} 1 & r_{y,\Delta y}(0) \\ r_{y,\Delta y}(0) & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} b_1 \\ b_2 \frac{\sigma_{\Delta y}}{\sigma_y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} r_{yy}(1) \\ r_{\Delta y,y}(1) \end{bmatrix} \tag{19}$$

of the prediction model and, in their knowledge, variance

$$\sigma^2_e \text{ (MODEL-2)} =$$

$$\sigma^2_y \left[1 - \frac{r^2_{yy}(1) - r_{y,\Delta y}(0)\, r_{\Delta y,y}(1)\, r_{yy}(1)}{1 - r^2_{y,\Delta y}(0)} - \frac{r_{\Delta y,y}(1) - r_{\Delta y,y}(1)\, r_{y,\Delta y}(0)\, r_{yy}(1)}{1 - r^2_{y,\Delta y}(0)} \right] \tag{20}$$

as a measure of the accuracy of prediction can also be determined. Through a transition from correlation coefficients $r_{y,\Delta y}(0)$ and $r_{\Delta y,y}(1)$ to the coefficient of correlation between original data series, by using Eqs.(6) and (7), and after some necessary transformations, Eq.(20) can be re-written in the form

$$\sigma^2_e(\text{MODEL-2}) = \sigma^2_y \left[1 - \frac{r^2_{yy}(1) + r^2_{yy}(2) - 2 r^2_{yy}(1)\, r_{yy}(2)}{1 - r^2_{yy}(1)} \right]. \tag{21}$$

This is identical with Eq.(11) so that

$$\sigma^2_e(\text{MODEL-2}) = \sigma^2_e(\text{MODEL-O}) \tag{22}$$

that is neither the second alternative model can provide more reliable predictions than the basic model.

Finally, let be considered the third alternative model as given in Eq.(4). Coefficients b_1, b_2 and b_1^* can be calculated from normal equation

$$\begin{bmatrix} 1 & r_{yy}(1) & r_{\Delta y,y}(0) \\ r_{yy}(1) & 1 & r_{\Delta y,y}(1) \\ r_{\Delta y,y}(0) & r_{\Delta y,y}(1) & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} b_1 \\ b_2 \\ b_1^* \frac{\sigma_{\Delta y}}{\sigma_y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} r_{yy}(1) \\ r_{yy}(2) \\ r_{\Delta y,y}(1) \end{bmatrix} . \tag{23}$$

In their knowledge the variance as a measure of the accuracy of the prediction model can be calculated by using Eq.(5) which - using in addition Eqs.(6) and (7) - can be written ultimately as

$$\sigma_e^2(\text{MODEL-3}) = \sigma_y^2 \frac{\left[1-r_{yy}(2)\right]\left[3r_{yy}^2(1)-2r_{yy}(2)-1\right]}{2r_{yy}^2(1)-r_{yy}(2)-1} . \tag{24}$$

This should be compared with Eq.(11), expression of the accuracy of the basic model, which can be rewritten in the form

$$\sigma_e^2(\text{MODEL-O}) = \sigma_y^2 \frac{\left[1-r_{yy}(2)\right]\left[1+r_{yy}(2)-2r_{yy}^2(1)\right]}{1-r_{yy}^2(1)} . \tag{25}$$

$\sigma_e^2(\text{MODEL-3})$ will be less than $\sigma_e^2(\text{MODEL-O})$ if condition

$$\frac{3r_{yy}^2(1)-2r_{yy}(2)-1}{2r_{yy}^2(1)-r_{yy}(1)-1} < \frac{1+r_{yy}(2)-2r_{yy}^2(1)}{1-r_{yy}^2(1)} \tag{26}$$

or, respectively - after an appropriate transformation - condition

$$\frac{r_{yy}^2(1)-1}{2r_{yy}^2(1)-r_{yy}(2)-1} < 1 \tag{27}$$

is met. As to the latter, it is apparent that this condition is met if

$$r_{yy}^2(1) > r_{yy}(2) . \tag{28}$$

Concludingly, this is the condition of obtaining more reliable predictions from a prediction model where stage variations are also considered and whose form is as given in Eq.(4), than from model(1) covering stages only.

CONCLUSION

As a conclusion of the test results such a statement can be made that in case of at most second-order autoregressive and linear models the inclusion of stage variations would increase the accuracy of predictions only when they are included together with the stages necessary for their calculation and if condition (28) is met as well. The generalization of this statement for autoregressive and crossregressive prediction models of higher order would require further studies.

СОПОСТАВЛЕНИЕ ЛИНЕЙНЫХ МОДЕЛЕЙ ПРОГНОЗА, ОБОСНОВЫВАЮЩИХСЯ НА УРОВНЯХ И ИЗМЕНЕНИЯХ УРОВНЕЙ

Точность альтернативных моделей прогноза, учитывающих и изменение уровней воды согласно формулам (2), (3) и (4), была сопоставлена с точностью модели, учитывающей только уровни воды. Было установлено, что включение изменения уровней воды в модель повышает точность прогноза только в том случае, если модель учитывает и сами уровни, в то время выполняется и условие (28) для первых двух членов автокорреляционной функции уровней воды. Сопоставление точности альтернативных моделей возможно потому, что среднеквадратическая ошибка прогноза (5) может быть выражена, для всех альтернативных моделей, при помощи коэффициентов корреляции между уровнями воды. Переход от коэффициента корреляции между уровнями и изменениями уровней воды к коэффициенту корреляции между уровнями воды возможно при помощи формул (6) и (7), выведенных Контурым (I984 б).

VERGLEICH DER ZUVERLASSIGKEIT DER AUF WASSERSTANDEN UND AENDERUNGEN DER WASSERSTANDE BERUHENDEN WASSERSTANDSVORHERSAGEN BEI LINEAREN MODELLEN

Die Zuverlassigkeit der Modelle für Vorhersage (2), (3) und (4), die auch die Aenderungen des Wasserstandes berücksichtigen, wurde von uns mit der Zuverlassigkeit des Vorhersagemodells (1), das bloss auf Wasserstanden beruht, verglichen. Es konnte festgestellt werden, dass die Einbeziehung der Aenderungen der Wasserstande zur Vorhersage die Zuverlassigkeit der Vorhersage erst erhöht, wenn das Modell auch die Wasserstande selber berücksichtigt, ferner wenn die Bedingung (28) für beide ersten Glieder der Autokorrelationsfunktion der Wasserstande in Erfüllung geht. Die Vergleichbarkeit der auf verschiedenen Wasserstanden und Wasserstandsanderungen beruhenden Vorhersagemodelle ermöglicht, dass das die Zuverlassigkeit messende Streunndsquadrat (5) bei allen alternativen Modellen aus den Korrelationskoeffizienten zwischen den Wasserstanden auszudrücken ist. Den Übergang vom Korrelationskoeffizient

zwischen den Wasserstanden und den Aenderungen der Wasserstande auf den Korrelationskoeffizient zwischen den Wasserstanden ermöglichen die von Kontur (1984b) abgeleiteten Formeln (6) und (7).

REFERENCES

Box, G.E.P.-Jenkins, G.M. (1970). Time series Analysis. Forecasting and Dontrol. Holden-Day San Francisco 1970.

Kontur I. (1984a). Estimation of the parameter of forecasting models from stages and stage differences (in Hungarian).

Kontur I. (1984b). Korrelationsfunktionen von Summen-und Differenzenzeitreihen. XII. Konferenz der Donaulander über hydrologische vorhersagen. Bratislava, 1984.

A NON–LINEAR CASCADE MODEL

J. Szabó and P. Bartha

Water Resources Development Research Center, VITUKI
Budapest, H-1453, P.O.Box 27. Hungary

ABSTRACT

A new non-linear flood routing technique is presented and application experience is described. Model identification and differential equations describing the model are shown. Existance and unicity of the solution are underlined as the basic condition of applicability. The numerical technique to solve the system is described on a detailed way and convergence of the algorithm is shown. Results are presented for the Hungarian section of River Danube.

GENERAL

The majority of continuous forecasting methods applied to large rivers mostly are based on simplified solutions of the Saint Venant equations, i.e. equations describing unsteady flow in open channel. The system of equations consists the equation of motion

$$\frac{\partial z}{\partial x} + \frac{u \cdot \partial u}{g \cdot \partial x} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\tau_o}{\gamma \cdot R} = 0 \qquad (1)$$

and the continuity equation

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = 0$$

where $z(x,t)$ elevation of weater surface; $u(x,t)$ average velocity of flow through the profile; $\tau_o(x,t)$ average shear stress along the wetted perimeter of the cross section; $R(x,t)$ hydraulic radius; $Q(\varsigma,t)$ discharge; $\omega(x,t)$ cross section area. There are three ways to use these equations:

(i) Solving the system of differential equations in finite differences (this approach is rather used in simulation than in forecasting)

(ii) Simplifying the equation of motion
(a) Diffusion wave model

$$-\frac{\partial Q}{\partial t} = D(Q) \cdot \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} - C(Q) \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} \qquad (2)$$

(b) Kinematic wave model

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = - C(Q) \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} \qquad (3)$$

(iii) Substitution of the equation of motion with other relationship

(a) Kalinin-Milyukov-Nash (linear cascade) model, i.e. a series of linear reservoirs with storage equation

$$q = \frac{1}{k} \cdot V + \frac{dV}{dt} \qquad (4)$$

where V storage; q inflow rate; k storage coefficient; Q outflow rate.

(b) Muskingum method

$$k \cdot (1-\varepsilon) \cdot \frac{dQ}{dt} + Q = - k \cdot \varepsilon \cdot \frac{dq}{dt} + q \qquad (5)$$

where k and ε Muskingum coefficients.

A great number linear and non-linear solutions exists besides those mentioned here and some of them are used for forecasting purposes as well. Still only a few of them can deal with the backwater effect and often under this influence the solutions become too complicated. The Discrete Linear Cascade Model (DLCM) based on the adequate discrete solution of the Kalinin-Milyukov-Nash model is used in a forecasting system developed for the rivers Danube and Tisza (Bartha 1986). The model performs quite effectively in most of the time but it can not handle situations when the formation of ice jams takes place because it is not able to take into account the resulting backwater effect. This shortcoming of the existing model gave the impetus to the development of a similarly structured model which is able to estimate the consequences of the backwater effect.

THE NON-LINEAR CASCADE MODEL

IN SAKE OF THE conceptual description of the NLCM a reach of a regular channel with uniform cross profiles is investigated is. A number of cross profiles are marked and considered as central profiles of n sections constituting the whole described reach. Further these n sectionsare final differential elements of the reach. The continuity (mass conservation) equation can be stated for each such element:

$$\frac{dV_i(t)}{dt} = Q_{i-1}(t) - Q_i(t) \qquad (6)$$

where downscript i number of the element; $V_i(t)$ storage in time in the i-th element m^3; $Q_i(t)$ outflow from the i-th element $m^3 \cdot s^{-1}$; t time s.

The Chezy formula can be applied to any cross profiles of the differential elements:

$$Q_i(t) = \mathrm{sign}(I_i) \cdot \sqrt{|I_i|} \cdot k_i(H_i) \cdot [A_i(H_i)]^{\frac{5}{3}} \cdot [B_i(H_i)]^{-\frac{2}{3}} \qquad (7)$$

where $H_i = H_i(V_i, V_{i+1})$ elevation of water level in the cross section no. i, function of the storage m; $A_i(H_i)$ wetted area of cross section m^2; $B_i(H_i)$ wetted perimeter of cross section m; $k_i(H_i)$ model parameter, supposedly function of water level; I_i actual longitudinal slope of water level in cross section i;

$$\mathrm{sign}(x) = \begin{cases} 1 & \text{if } x>0 \\ 0 & \text{if } x=0 \\ -1 & \text{if } x<0 \end{cases}$$ sign function to determine direction of the flow.

The mathematical model of NLCM consists out of the system of first order ordinary non-linear differential equations described by relationships (6) and (7). Let us to investigate a reach of a stream to convert relationships into a form suitable for practical calculations (Fig.1). It is necessary to know the pro-

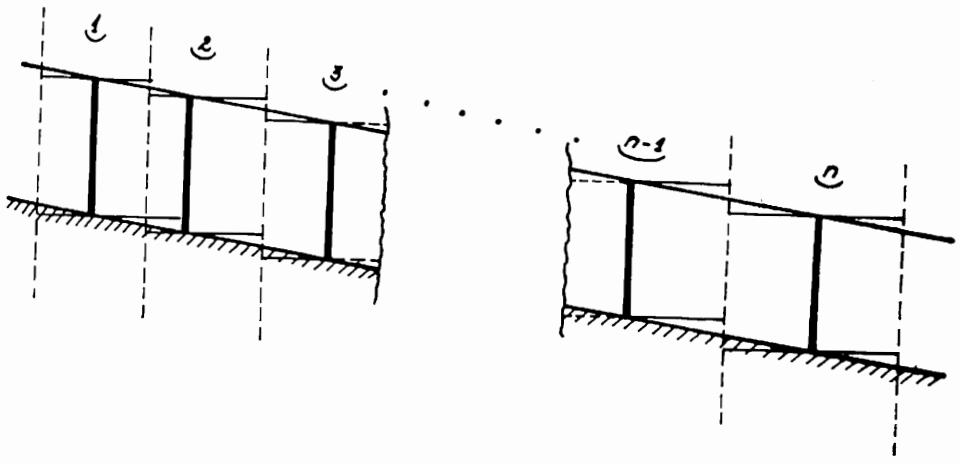


Fig. 1.

file geometry (measured in discrete points) for n cross-sections of the reach. Finite differential elements are determined so that the given profiles are in the centre of the section as in case of the conceptual description. Further assumption is made about the uniformity of profile geometry within each element (Fig.2) and the transition from profile geometry i to i+1 is linear within an infitesimal length.

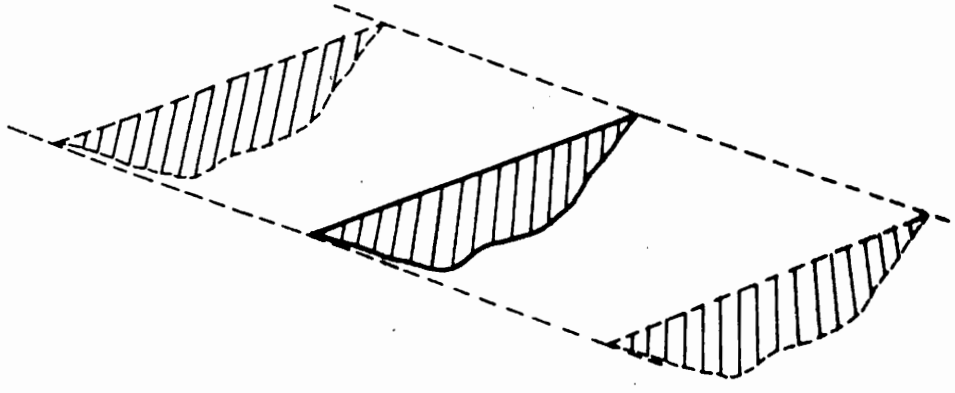


Fig. 2.

error depends upon the time step (Δt). In a case if the cumulated round off error exceeds a given limit the time step isreduced to $\Delta t = \Delta t := \Delta t/2$ and the integration is restarted.

Results

To realize the described algorithms a FORTRAN program was written and run on an IBM PC-XT. The calculations were carriedout for the period between 25.08.1985 - 5.09.1985 for the part of the Hungarian section of Danube river Dunaföldvár - - Baja. The results are shown on Fig.3 for the section Paks.

The computed hydrograf shows fairly good coincidence with the observed one, though the roughness parameters of the cross-sections were kept constant and determined from initial conditions.

The model will be used together with the operational discret linear cascade model (DLCM) in the period of ice-forming characterized with variable backwater effect of ice-cover on the downstream section.

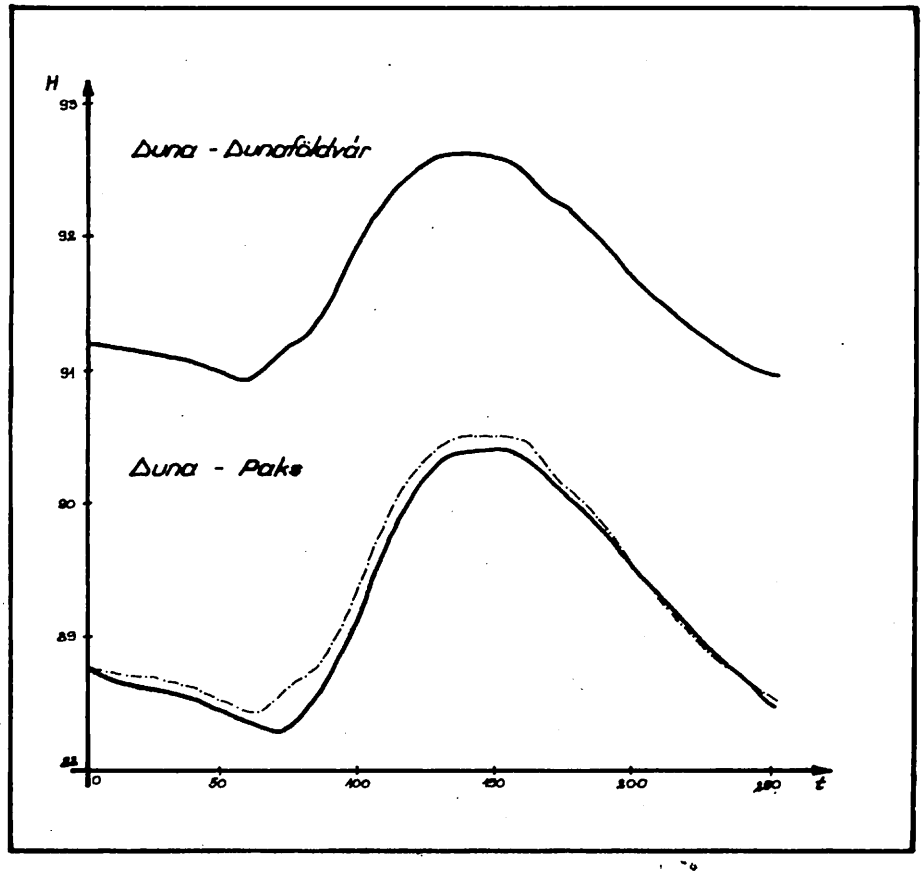


Fig. 3.

The observed ——— and the ---- calculated water level

Представлена новая нелинейная модель для расчета движения воды в естественных водотоках. Приведены основные дифференциальные уравнения и применяемый метод их решения. Подчеркивается существование и единственность решения, а также сходимость применяемых численных алгоритмов. Показаны результаты расчетов для венгерского участка Дуная.

REFERENCES

Bartha,P. (1986). Modular structure forecasting system for large River Basins (Danube and Tisza), Budapest. WMO CHy Workshop on the state of the art of operational hydrology.

Hamming,R.W. (1959). Stable Predictor-Corrector Methods for Ordinary Differential Equations. J.Assoc.Comput.Mach., 6. pp.37-47.

Henrici,P. (1962). Discrete Variable Methods in Ordinary Differential Equations, John Wiley and Sons, Inc., New York.

Ralston,A. (1965). A first course in numerical analysis. McGraw-Hill,Inc.

COMPARATIVE ANALYSIS OF RECURSIVE DETERMINISTIC, STOCHASTIC AND JOINT DETERMINISTIC–STOCHASTIC REAL–TIME HYDROLOGICAL FORECASTING MODELS

A. Szöllősi-Nagy and É. Mekis

Research Center for Water Resources Development (VITUKI),
H-1453 Budapest, P.O.Box 27., Hungary

ABSTRACT

The objective of the paper is to compare three different recursive models suitable to forecast river flow. The advantage of recursive models is that they can be applied for microcomputers and that the updating of forecasts is relatively straightforward. The three models are as follows:
- Purely deterministic discrete linear cascade model (DLCM)
- Purely stochastic autoregressive moving average (ARMAX) time series model and
- Joint deterministic (DLCM)/ stochastic (ARMA) model.

The state-space description of DLCM is given shortly. A direct search technique is used to optimize model parameters. The state space formulation of the ARMAX model enables the recursive estimation of the random walk parameters and the forecast of discharge (by linear Kalman-filter). The correlated error sequence of the DLCM can be described by an ARMA model. The DLCM and the ARMA model can be put together in a joint deterministic-stochastic model. The recursive conditional forecasting and updating of the extended state variables in performed by the linear Kalman-filter. The conditional output forecast is achieved by the linear projection of the a priori state vector. The test data set for comparison is the daily discharge time series of the Dunaföldvár section of River Danube. The input time series is that of the Budapest section, River Danube. Numerical investigations lead to the conclusion that the joint deterministic-stochastic model is the most efficient forecasting model of all the three recursive techniques compared.

KEYWORDS

Real-time forecasting, recursive models, comparison of deterministic, stochastic and coupled models, Danube River.

INTRODUCTION

One of the central problem of operational hydrological forecasting is the real-time forecast of runoff. Real-time hydrological forecasting models are mainly based on state-space modelling techniques. The reason to apply this method in hydrology relies on the fact, that it makes the recursive updating and forecasting of model parameters and states easy. When the appropriate state model is available, the modern digital filtering techniques (first of all the Kalman-filter) can efficiently solve the task of real-time parameter updating and forecasting. The advantage of recursive models is that they can be applied for microcomputers and that the updating of forecasts is relatively straightforward. Therefore the objective of the present paper is to compare different recursive

models suitable for river-flow forecasting. The following models are compared using the same data-base:

- Purely deterministic discrete linear cascade model (DLCM);
- Purely stochastic autoregressive moving average (ARMAX) time series model;
- Joint deterministic (DLCM) / stochastic (ARMA) model.

DETERMINISTIC DISCRETE LINEAR CASCADE MODEL

A first order approximation to the solution of the gradually varying non-steady flow in open channels was given by Kalinin and Milyukov (1958). This solution resulted the same forms as the linear rainfall-runoff cascade model introduced by Nash (1957). Here the state variable approach (Szöllősi-Nagy et al., 1977) is applied to the solution. Szöllősi-Nagy (1982) has shown that the adequate discrete representation of the continuous linear cascade-model at sampled Δt sampling-intervals is given by equations:

$$\underline{x}_{t+\Delta t} = \phi(\Delta t)\underline{x}_t + \underline{\Gamma}(\Delta t)u_t \tag{1}$$

$$y_t = \underline{H}\,\underline{x}_t \tag{2}$$

where $\underline{x}$ is the state-variable, storage for each reservoir of the cascade, u is the input of the upper section and y is the output of the lower section. The state-transition matrix corresponding to Δt is

$$[\phi(\Delta t)]_{ij} = \begin{cases} \dfrac{(k\Delta t)^{i-j}}{(i-j)!}\, e^{-k\Delta t} & i \geq j \\ 0 & i < j \end{cases} \tag{3}$$

which does not depend on t since the model is time invariant. The column vector of the input transition in eq.(1) is obtained in the following form:

$$[\Gamma(\Delta t)]_i = \left(1 - e^{-k\Delta t} \sum_{j=0}^{i-1} \frac{(k\Delta t)^j}{j!}\right) / k \tag{4}$$

and the output vector

$$[H]_i = \begin{cases} 0 & i \neq n \\ k & i = n \end{cases} \tag{5}$$

where k is the inverse of the storage coefficient K, that is identical for each reservoir. Szöllősi-Nagy (1984) has also shown, that the unsteady initial value of DLCM can be determined uniquelly from the first n input/output values:

$$\underline{x}_o = \mathcal{V}^{-1}\,\underline{e}_n \tag{6}$$

where

$$[\mathcal{V}]_{ij} = k\,\frac{(ik\Delta t)^{n-j}}{(n-j)!}\, e^{-ik\Delta t} \tag{7}$$

is the non-singular observability matrix of the DLCM and

$$[e_n]_i = y_i - \sum_{j=0}^{i-1} h_{i-j}\, u_j \tag{8}$$

where h_j, $j=1,2,\ldots,n$, is the j-th ordinate of the impulse-response of DLCM.

Equations (1) and (2) are the basic recursive formolae of DLCM starting off with (6) as initial condition.

The test data set used was for River Danube, Station Dunaföldvár, year

1982. The input time series is that of the Station Budapest. A direct search technique is used to optimize model parameters, yielding n=2 and K=3.12 (day). Figure 1 shows the measured and one-day-ahead DLCM discharge forecasts for Dunaföldvár.

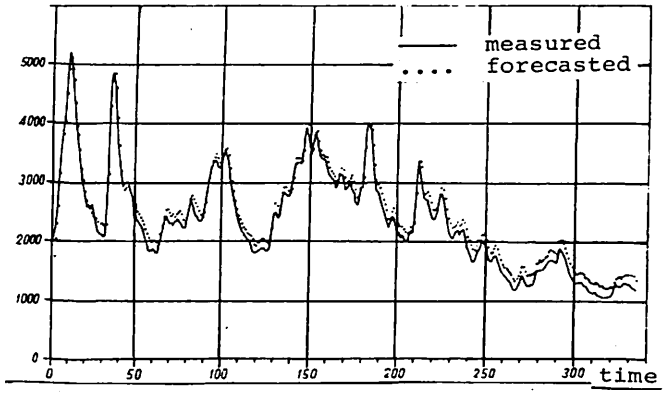


Fig.1. Deterministic one-day-ahead DLCM forecasts

There is a persistence of errors, DLCM gives bias forecasts ($\bar{\varepsilon}$=-111.3 cums) and negative errors are usually followed by negative errors and vica versa positive errors are followed by positive errors indicating a strong persistency in the residual sequence. As Figure 2 shows there is a strong serial correlation in the error sequence ($r_{\varepsilon\varepsilon}(1) = 0.74$), proving that there are some more information not utilized by DLCM. As it is known, for optimal forecasts the error sequence should be a Gaussian white noise (GWN) sequence. Therefore, it is expectable that by modelling the error sequence forecasts can further be improved.

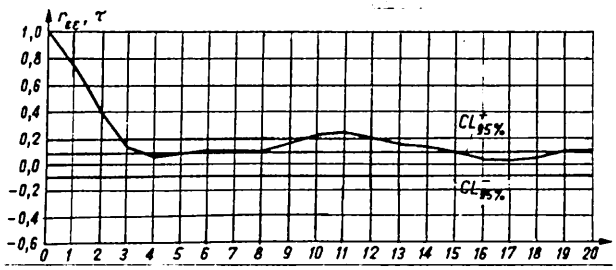


Fig.2. Autocorrelation function of the error sequence of the deterministic cascade model

STOCHASTIC AUTOREGRESSIVE MOVING AVERAGE (ARMAX) MODEL

The assumption in the purely stochastic ARMAX model (Box and Jenkins,1970) is that the connection in between the input and output can be described by the following linear differential equation:

$$y_t = a_{1,t}\, y_{t-1} + a_{2,t}\, y_{t-2} + \ldots + a_{n,t}\, y_{t-n} + b_{1,t}\, u_{t-1} + b_{2,t}\, u_{t-2} + \ldots + b_{m,t}\, u_{t-m} + v_t \qquad (9)$$

where y and u are the discharges at the upstream and downstream cross-sections, n and m are the numbers of input values requested from the past, v is a GWN sequence with zero mean and given variance, a and b are the unknown ARMAX coefficients. With the following definition of the parametervector

$$\underline{\Theta}_t = [a_{1,t}\ a_{2,t}\ \cdots\ a_{m,t}\ b_{1,t}\ \cdots\ b_{m,t}]^T \qquad (10)$$

and the vector of measurements

$$\underline{H}_t = [y_{t-1}\ y_{t-2} \cdots y_{t-n}\ u_{t-1} \cdots u_{t-m}] \tag{11}$$

the ARMAX model can be written in the following form:

$$y_t = \underline{H}_t\ \underline{\Theta}_t + v_t \tag{12}$$

Nothing is known a priori about the variation of parameters in time, so there is an assumption that they follow a random walk pattern (Szöllősi-Nagy et al., 1977)

$$\underline{\Theta}_t = \underline{\Theta}_{t-1} + \underline{w}_t \tag{13}$$

where w is GWN sequence to describe the parameter uncertainty. In fact,this is a special case of the general linear state equation, because the state transition matrix is the identity matrix and the input transition matrix is zero. With the help of state-space formulation of the ARMAX model (Eqs. (12) and (13)) the recursive estimation of unknown parameters (i.e. the state vector) is done by the discrete linear Kalman-filter. In this special case it has the following form:

$$\hat{\underline{\Theta}}_{t|t-1} = \hat{\underline{\Theta}}_{t-1|t-1} \tag{14}$$

$$P_{t|t-1} = P_{t-1|t-1} + Q \tag{15}$$

$$\underline{K}_t = P_{t|t-1}\ \underline{H}_t^T\ [\underline{H}_t\ P_{t|t-1}\ \underline{H}_t^T + R]^{-1} \tag{16}$$

$$\hat{\underline{\Theta}}_{t|t} = \hat{\underline{\Theta}}_{t|t-1} + \underline{K}_t\ [y_t - \underline{H}_t\ \hat{\underline{\Theta}}_{t|t-1}] \tag{17}$$

$$P_{t|t} = (I - \underline{K}_t\ \underline{H}_t)\ P_{t|t-1} \tag{18}$$

The one-day-ahead forecasted discharge is given by the linear projection of the conditional parameter estimates

$$\hat{y}_{t|t-1} = \underline{H}_t\ \hat{\underline{\Theta}}_{t-1|t-1} \tag{19}$$

Figure 3 displays the measured and N=8 dimension ARMAX forecasted (by linear Kalman-filter) one-day-ahead discharge time series.

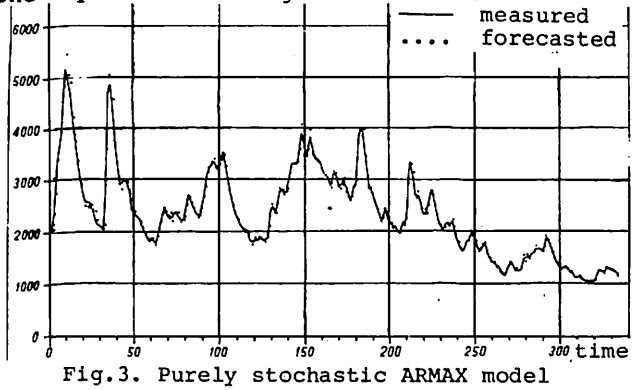


Fig.3. Purely stochastic ARMAX model forecasts for one day ahead

Forecasts are quite efficient as indicated by the autocorrelation function (ACF) of the error sequence (Figure 4), which essentially is the ACF of a white noise sequence with $r_{\varepsilon\varepsilon} = -0.03$.

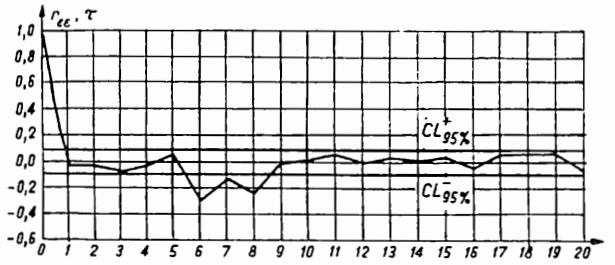


Fig.4. ACF of one-step error-sequence of the ARMAX model

The relatively large errors during the first 50 steps appear due to the recursive learning property of the algorithm, as it is indicated through the change of the trace of the estimation error covariance matrix (Figure 5) which is stabilized after the 50th step.

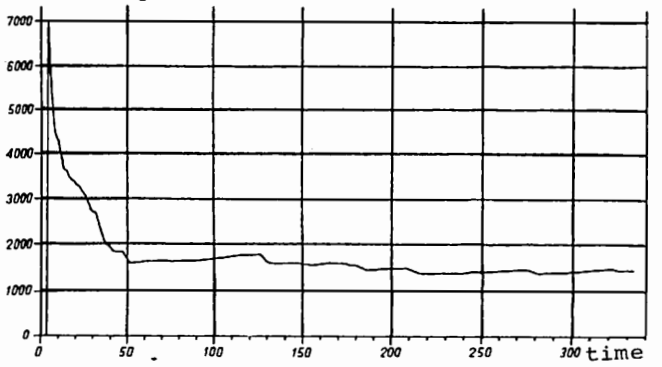


Fig.5. Change of estimation error covariance matrix of the ARMAX model

After these first values the matrix changes only according to the fine tuning. Although the ARMAX model resulted in white noise residuals, the multi-step extension yielded forecast divergency. The model is not able to consider explicitely the phisics of runoff formation and parameter changes cannot be explained on a physical basis. Consequently, the deterministic features of the runoff formation should somehow be considered.

JOINT DETERMINISTIC (DLCM)/STOCHASTIC(ARMA) MODEL

As Fig.2 indicates the error-sequence of the DLCM is highly auto-correlated. To take into consideration the internal connection of the error-sequence $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \ldots \varepsilon_t$ an ARMA (μ,1) model is used:

$$\varepsilon_t = a_1\varepsilon_{t-\Delta t} + a_2\,\varepsilon_{t-2\Delta t} + \ldots + a_\mu\varepsilon_{t-\mu\Delta t} + w_{t-\Delta t} \qquad (20)$$

where μ is order of the autoregressive part and $a_1, a_2 \ldots a_\mu$ are the parameters of the AR process. Equation (20) can be set up in the state-space framework through the following definitions

$$\begin{aligned} x_{n+1,t} &\hat{=} \varepsilon_t \\ x_{n+2,t} &\hat{=} \varepsilon_{t-\Delta t} \\ &\vdots \\ x_{n+\mu,t} &\hat{=} \varepsilon_{t-\mu\Delta t} \end{aligned} \qquad (21)$$

In this case the linear state-equation of an ARMA (μ, 1) model is written in the following form:

$$\begin{bmatrix} x_{n+1,t} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ x_{n+\mu,t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_1 & a_2 & \cdots & a_\mu \\ 1 & 0 & \cdots & 0 \\ \cdot & & & \\ \cdot & & & \\ 0 & 0 & \cdots & 10 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_{n+1,t-\Delta t} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ x_{n+\mu,t-\Delta t} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ \cdot \\ \cdot \\ 0 \end{bmatrix} w_{t-\Delta t} \tag{22}$$

that is

$$\underline{x}'_t = \phi_\varepsilon(\Delta t)\, \underline{x}'_{t-\Delta t} + \underline{\Lambda}_\varepsilon\, w_{t-\Delta t} \tag{23}$$

The unknown AR parameters can be determined from the Yule-Walker equation

$$\begin{bmatrix} 1 & r_{\varepsilon\varepsilon}(1) & \cdots & r_{\varepsilon\varepsilon}(\mu-1) \\ r_{\varepsilon\varepsilon}(1) & 1 & \cdots & r_{\varepsilon\varepsilon}(\mu-2) \\ \cdot & & & \cdot \\ \cdot & & & \cdot \\ r_{\varepsilon\varepsilon}(\mu-1) & r_{\varepsilon\varepsilon}(\mu-2) & \cdots & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ a_\mu \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} r_{\varepsilon\varepsilon}(1) \\ r_{\varepsilon\varepsilon}(2) \\ \\ \\ r_{\varepsilon\varepsilon}(\mu) \end{bmatrix} \tag{24}$$

by taking the inverse of the positive semi-definite correlation matrix, R_ε. After the determination of the order and the unknown AR parameters, one sample of GWN can be expressed from (20) as

$$\hat{w}_{t-\Delta t} = \varepsilon_t - \sum_{j=1}^{\mu} \hat{a}_j\, \varepsilon_{t-j\Delta t} \tag{25}$$

The variance $\hat{\sigma}_w$ can also be estimated from the sample. To extend the state vector of DLCM by the state vector of the error sequence (21), the joint state vector is defined as

$$\underline{x}^*_t = [x_{1,t} \cdots x_{n,t} \vdots x_{n+1,t} \cdots x_{n+\mu,t}]^T = [\underline{x}_t \vdots \underline{x}'_t]^T \tag{26}$$

and the state equation of the coupled structural-stochastic model becomes

$$\underline{x}^*_t = \phi^*(\Delta t)\, \underline{x}^*_{t-\Delta t} + \underline{\Gamma}^*(\Delta t)\, u_{t-\Delta t} + \underline{\Lambda}^* w_{t-\Delta t} \tag{27}$$

where

$$\phi^*(\Delta t) = \begin{bmatrix} \phi(\Delta t) & \vdots & 0 \\ \cdot & \cdots & \cdot \\ 0 & \cdot & \phi_\varepsilon(\Delta t) \end{bmatrix} \tag{28}$$

is the joint state-transition matrix, and

$$\underline{\Gamma}^*(\Delta t) = \begin{bmatrix} \Gamma(\Delta t) \\ \cdots \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} \qquad \underline{\Lambda}^* = \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \\ 0 \\ 1 \\ \cdot \\ 0 \end{bmatrix} \tag{29}$$

$$y_t = \underline{H}^* \underline{x}^*_t \tag{30}$$

where

$$\underline{H}^* = [0, 0, \ldots, k; \quad 1, 0, \ldots 0] \tag{31}$$

Equations (27) and (30) together define the dynamical structural-stochastic model of river-flow. The recursive conditional forecasting and updating of the extended variable is performed again by the linear Kalman-filter. The prediction of the state and the error covariance-matrix is given by

$$\hat{\underline{x}}^*_{t|t-\Delta t} = \phi^*(\Delta t)\, \hat{\underline{x}}^*_{t-\Delta t|t-\Delta t} + \underline{\Gamma}^*(\Delta t)\, u_{t-\Delta t} \tag{32}$$

$$P_{t|t-\Delta t} = \phi^*(\Delta t)\, P_{t-\Delta t|t-\Delta t}\, \phi^{*T}(\Delta t) + \underline{\Lambda}^* Q\, \underline{\Lambda}^{*T} \tag{33}$$

The updating of state-vector and the error covariance-matrix after receiving the new measurements is

$$K_t = P_{t|t-\Delta t}\, \underline{H}^{*T} \left[\underline{H}^* P_{t|t-\Delta t}\, H^{*T}\right]^{-1} \tag{34}$$

$$\hat{\underline{x}}^*_{t|t} = \hat{\underline{x}}^*_{t|t-\Delta t} + K_t \left[(y_t - \underline{H}^*\, \hat{\underline{x}}^*_{t|t-\Delta t}\right] \tag{35}$$

$$P_{t|t} = \left[I - K_t\, \underline{H}^*\right] P_{t|t-\Delta t} \tag{36}$$

The conditional output-forecast is achieved by the linear projection of the a priori state vector:

$$\hat{y}_{t|t-\Delta t} = \underline{H}^*\, \hat{\underline{x}}^*_{t|t-\Delta t} \tag{37}$$

Forecasts are gradually improved and they converge to the real values as a result of the error feedback. The auto-correlated DLCM error-sequence of the Danube case study was modelled by an ARMA(1,1) model with $a_1 = 0{,}74$. Figure 6 shows the results of the joint model (cf. Fig.1).

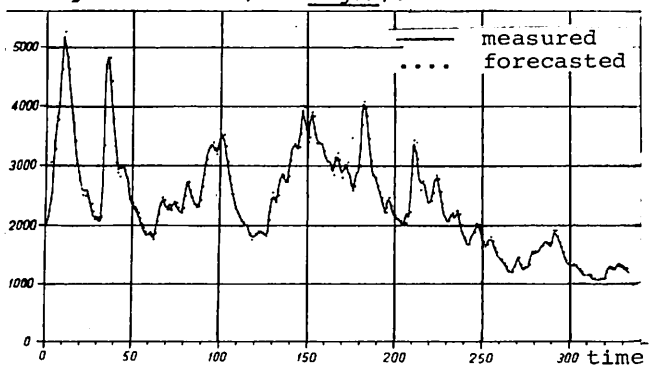


Fig.6. Joint deterministic and stochastic cascade model forecasts

It was seen that the model utilized all information contained in the error sequence, as it became a GWN.

COMPARISON OF RESULTS AND CONCLUSIONS

Table 1 summarize the error statistics of DLCM, ARMAX and DLCM-ARMAX models together with coefficients of effectiveness.

Table 1

Statistics	$\bar{\varepsilon}$	σ_ε	$r_{\varepsilon\varepsilon}(1)$	η (1)
DLCM	-111.3	110.6	0.74	0.71
ARMAX	- 8,46	98.7	-0.03	0.82
DLCM-ARMA	- 5.69	78.8	0.08	0.85

Lag-one correlation coefficient is smaller for the joint model than for the others. The joint model reduced DLCM bias to -5.69 cums while the standard deviation of the forecasts decreased from 110 to 78. Though DLCM yields less efficient forecasts than the ARMAX model, still numerical investigations of the multi step forecasts lead to the conclusion that the joint deterministic-stochastic model is the most efficient forecasting model of all the three recursive techniques compared as its error propagation pattern is much slower than that of the purely stochastic model.

In summary: the coupled model indeed couples the physics of river flow, though given in a simplified manner, and the consideration of uncertainties unavoidable in any hydrological forecast problem. This is performed by the error feedback algorithm that continuously updates forecasts, similarly to all real-life problems, i.e. one learns from the errors of the past.

РЕЗЮМЕ

Целью настоящей работы является сравнительный анализ трех рекурсивных методов прогноза руслового стока в реальном масштабе времени. Преимуществом рекурсивных методов является их применимость на малых ЭВМ и возможность обновления прогнозов путем поступления новых данных. Исследования проводились по следующим моделям:
- детерминистическая модель каскада линейных водохранилищ (DLCM);
- стохастическая модель авторегрессии и скользящего среднего (ARMAX);
- объединенная детерминистическо(DLCM)-стохастическая(ARMA) модель.
В работе кратко изложены уравнения дискретной линейной модели каскадов. Для оптимизации параметров был использован метод сеток. С помощью описания состояния процесса в пространстве по модели ARMAX возможно выполнить рекурсивную оценку параметров со случайным колебанием и прогноз расходов воды (линейный фильтр Калмана). Для описания временного ряда скоррелированных ошибок модели DLCM использовалась модель ARMA. Модели DLCM и ARMA вместе дают объединенную детерминистическо-стохастическую модель. Условное рекурсивное прогнозирование и обновление расширенного вектора состояния решаются с помощью линейного фильтра Калмана. Условное предсказание выхода возможно с помощью линейной проекции априорного вектора состояний. В качестве проверочного временного ряда использовали временной ряд ежедневных расходов воды в створе Дунафёльдвар на Дунае, а в качестве входного временного ряда - данные по будапештскому створу. Результаты численного анализа подтвердили, что среди сравнительных рекурсивных алгоритмов самый эффективный прогноз дает объединеная детерминистическо-стохастическая модель.

x x x

Das Ziel des Aufsatzes ist, drei verschiedene rekursive Modelle für Abflussvorhersage miteinander zu vergleichen. Der Vorteil der Rekursiven Modelle ist,dass sie auf Mikrorechner angewandt werden können und dass eine Nachführung der Vorhersagen leicht ist. Die drei Modelle sind die folgenden:
- ein rein deterministisches diskretes lineares Kaskaden-modell (DLCM)
- ein rein stochastisches autoregressives Zeitreihenmodell vom Typ der gleitenden Mittelwerte (ARMAX) und
- ein vereinigtes deterministisch (DLCM)-stochastisches (ARMA)-Modell.
Eine kurze Zustandsraum-Beschreibung des DLCM ist gegeben. Die Modellparameter werden über eine direkte Suchetechnik ermittelt. Die Zustandsraum-Formulierung des ARMAX-Modells ermöglicht eine rekursive Schätzung der Parameter der zufälligen Herumirrung sowie die Abflussvorhersage (durch einen linearen Kalman-Filter). Die korrelierte Fehlerreihe des DLCM kann mit einem ARMA-Modell beschrie-

ben werden. DLCM und das ARMA-Modell können in ein gemeinsames deterministisch--stochastisches Modell vereinigt werden. Die rekursive bedingte Vorhersage und Nachführung der erweiterten Zustandsvariablen erfolgt über einen linearen Kalman-Filter. Die bedingte Output-Vorhersage ist durch eine lineare Projektion des a priori Zustandsvektors gesichert. Die zum Vergleich verwendete Test-Datenreihe ist die Zeitreihe der am Donaupegel Dunaföldvár beobachteten Tagesabflüsse. Die Input-Zeitreihe ist die des Donaupegels Budapest.
Die numerischen Untersuchungen führten zur Schlussfolgerung, dass von den drei untersuchten rekursiven Methoden das vereinigte deterministisch-stochastische Modell die wirksamsten Vorhersagen liefert.

REFERENCES

Box,G.E.P. - Jenkins,G.M. (1970). Time series analysis, forecasting and control, Holden Day, San Francisco.

Kalinyin,G.P. - Miljukov,P.I. (1958). Priblizsenyij raszcset nyeusztanovivsegoszja dvizsenyija vodnih masz. Trudi CIP, No.66, Leningrad.

Nash,J.E. (1957). The form of the instantaneous unit hydrograph. Proc. IASH Assemblee Generale de Toronto, e, 114-131.

Szöllősi-Nagy,A. - Todini,E. - Wood,E.F. (1977). State-space model for real-time forecasting of hydrological time-series, Journal of Hydrological Sciences, 4.1.

Szöllősi-Nagy,A. (1982). On the discretisation of the continuous Nash-cascade. Journal of Hydrology, Vol.58, No.3-4.

Szöllősi-Nagy,A.: A mederbeli lefolyás real-time előrejelzése dinamikus strukturális-sztochasztikus modellekkel. Kandidátusi értekezés, Budapest,1984.

THE GAPI RAINFALL-RUNOFF FORECASTING MODEL

P. Bartha and K. Harkányi

Research Centre for Water Resources Development (VITUKI)
H-1095 Budapest, Kvassay Jenő út 1. Hungary

ABSTRACT

A new rainfall-runoff model has been developed with consideration of the stochastic character of the runoff losses. The model received its name (GAPI) from the so-called antecedent precipitation index (API) which represented the soil moisture conditions of a catchment. Series of such indices are gamma-distributed. The model has had a modular structure and consisted of three base-modules. The first module stands for the calculation of runoff volumes along with their subdivision into surface flow, interflow and baseflow, as functions of the probabilitiy of the API. The second module of GAPI stands for the routing of surface flow and interflow into river discharge by aid of a combined stage-equation-cascade model. The third module is a simple stochastic process for the description of the remaining uncertainties. The model was tested over a catchment of the Tisza River and some of its tributaries. The program of the GAPI model can be easily adopted to microcomputers.

KEYWORDS

Hydrological forecasting; rainfall-runoff model; Antecedent Precipitation Index; cascade model; Tisza River; microcomputer.

INTRODUCTION

The runoff formation is one of the most complex processes which take place on a drainage basin. It is necessary to model this process to forecast runoff from smaller river basins, and also rainfall-runoff modelling may increase the lead time of forecasts in case of large rivers.

A large number of rainfall-runoff models have been created during the last decades and some of them found their application in operational forecasting as well. Despite this variety there is no a single universal model which has clear advantages against others and which could be applied under the conditions of any basin. Most of the models need a large number of parameters to be optimized, the model application time consuming and laborous.

A new rainfall-runoff model was developed in the framework of the Project of the Development of Hydrological Forecast for Hungary to serve in the system of operational forecasting on Hungarian rivers. This forecasting model is presented in this paper with some results of its application.

General Structure of GAPI rainfall-runoff model

The process of rainfall transformation into runoff can be divided into two phases:

- the formation of effective rainfall i.e. the difference of actual rainfall and interception plus evapotranspiration losses, which initiates surface and subsurface runoff and infiltration into lower zones,
- the routing of surface and subsurface runoff through river bed network and the subsurface layer of soil into the downstream section of the basin. (During this procedure depending on the storage capacity of river bed and soil layer the alternation of flood waves takes place.)

The GAPI model consists of three modules:

- Modul 1 estimates effective rainfall and separates volumes of surface, subsurface and underground flow.
- Module 2. performes the routing of surface subsurface and underground flow to the reference station while taking into account the effect of surface and underground storage capacities.
- Module 3. describes those stochastic processes which are not modelled in deterministic modules and also its aim to decrease the errors produced by those modules.

Modul 1. estimation of effective rainfall and the separation of surface and underground runoff

For a given period part of rainfall forming surface and subsurface runoff can be expressed through the volumetric runoff coefficient:

$$\alpha_i = \frac{\sum_{j=i-M+1}^{i} Q_j - MQ_o}{\sum_{j=i-M-\tau+1}^{i=\tau} u_j} \qquad (1)$$

α_1 volumetric runoff coefficient

Q_o base flow rate (m^3s^{-1})

τ time lag of runoff to rainfall (d)

M period of rainfall and runoff integration (d)

Q_i flow rate at the downstream station (m^3s^{-1})

u_j rate of precipitation (m^3s^{-1})

For sake of simplicity base flow rate (Q_o) is taken as unchanged and estimated using data of autumn-winter low flow season. Estimation of integration period (M) and lag time (τ) is based on the size of the catchment and its morphological characteristics (slope, etc.).

The rate of effective rainfall largely depends on seasonal changes of catchment humidity conditions i.e. indirectly on characteristics of antecedent rainfall.

Usually no operational data are collected concerning surface-subsurface humidity conditions, so in operational forecasting models only indirect characteristics, such as antecedent precipitation is available. It is evident that the earlier a rainfall event took place the less it effects the current conditions on the catchment.

To discribe this kind of retention the Antecedent Precipitation Index (API) is widely used in hydrological practice which infact is a series of weighting coefficients diminishing back in time. Depending on the shape of the weighting function API can be linear, parabolic, exponential etc.

The GAPI model applies an exponential form of precipitation index of the following form.

$$API_i = \sum_{\ell=0}^{n} u_{i-\ell} \cdot e^{-\ell a} \qquad (2)$$

or in a recursive form

$$API_i = API_{i-1} \cdot e^{-3/N} + (u_i - V_i) \qquad [mm] \qquad (3)$$

where N length of API window i.e. the period within API reaches a value 0.05 or less.

The term V_i describes the seasonal changes of losses due to interception and evapotranspiration as and it is expressed through the formula

$$V_i = D[1 + \sin(\Pi \cdot \frac{304.5 - i}{183})] \qquad [mm] \qquad (4)$$

where
D maximal daily rate of losses/2 [mm]
i day number in calendar the year

The API is calculated on the basis of effective daily rainfall values i.e. the value of daily loss is deducted from the actual value of precipitation.

Using the results of some earlier studies (Bartha, 1978) we are not seeking a direct relationship between the volume of surface runoff and API but the ratio of surface runoff is expressed through the probability of API. This approach is applied owing to the probabilistic character of the relationship though it has also a strong deterministic basis.

The distribution of API was investigated for more than ten river basins and the results show that the following form served with the most suitable expression for the density function:

$$f_p(API) = \frac{\lambda^P \, API^{P-1}}{\Gamma(P)} \cdot e^{-\lambda API} \qquad (5)$$

This distribution approaches exponential distribution for the case P=1 and practically Gaussian for the cases when $p \geq 50$.

Assuming that there is a dependence of the effective catchment area on the probability of API, the ratio of surface runoff can be estimated if probability of API is known.

$$A_{f,i} = f[P(API_i)] \qquad (6)$$

and the interflow ratio

$$A_{a,i} = 1 - A_{f,i} \qquad (7)$$

That is Modul 1 separates the total volume of runoff into three parts

(i) Surface flow:

$$u_{1,t} = u_t \cdot A_{f,t} \cdot \alpha_t \qquad [m^3/s] \qquad (8)$$

ii) Subsurface flow (or the time variant part of underground inflow):

$$u_{2,t} = u_t \cdot A_{a,t} \cdot \alpha_t \qquad [m^3/s] \qquad (9)$$

iii) Base flow (or time invariant part of underground inflow):

$$u_{3,t} = Q_o = \text{const.} = Q_{min} \qquad [m^3/s] \tag{10}$$

After the determination of surface, subsurface and base flow values for each time sequence t the routing of these volumes follows as it is effected by the surface and subsurface storage capacities. This operation is performed by Modul 2.

Modul 2. Routing of surface and subsurface flow

Runoff volumes are routed to the downstream station is third parts in the model. The baseflow rate taken as constant for a whole hydrological year, that is why only surface and subsurface flow components are to be routed infact.

The Discrete Linear Cascade Model (DLCM) - Szöllősi-Nagy (1982) - was implemented for the routing of surface and subsurface flow. In sake of simplicity and easy handling of this part of the model the same structure serves for the routing of two flow components.

The structure of Modul 2 is shown on Fig.1 and consists two parallel cascades. The first cascade with parametres (n_1, K_1) routes surface flow and the second with parametres (n_2, K_2) subsurface flow. The discrete linear cascade model for surface flow can be expressed in the following form:

$$x_{1,t} = \phi_1(\Delta t)\, x_{1,t-\Delta t} + \Gamma(\Delta t) u_{1,t} \tag{11}$$

$$y_{1,t} = H_1 \cdot x_{1,t}$$

An identical DLCM can be written for subsurface flow, but there parametres differe from surface flow parametres.

$$x_{2,t} = \phi_2(\Delta t) x_{2,t-\Delta t} + \Gamma(\Delta t) u_{2,t} \tag{12}$$

$$y_{2,t} = H_2 x_{2,t}$$

The general forms of ϕ_1, ϕ_2 state transition vectors, Γ_1, Γ_2 input vectors in the equations, and H_1. H_2 vectors in output equations are as follows:

$$\Phi(\Delta t) = \begin{bmatrix} e^{-k\Delta t} & 0 & \cdots & 0 \\ k\Delta t e^{-k\Delta t} & e^{-k\Delta t} & & 0 \\ \frac{(k\Delta t)^2}{2!} e^{-k t} \cdot & k\Delta t e^{-k\Delta t} & & 0 \\ \vdots & & & \vdots \\ \frac{(k\Delta t)^{n-1}}{(n-1)!} e^{-k\Delta t} & \frac{(k\Delta t)^{n-2}}{(n-2)!} e^{-k\Delta t} & \cdots & e^{-k\Delta t} \end{bmatrix}$$

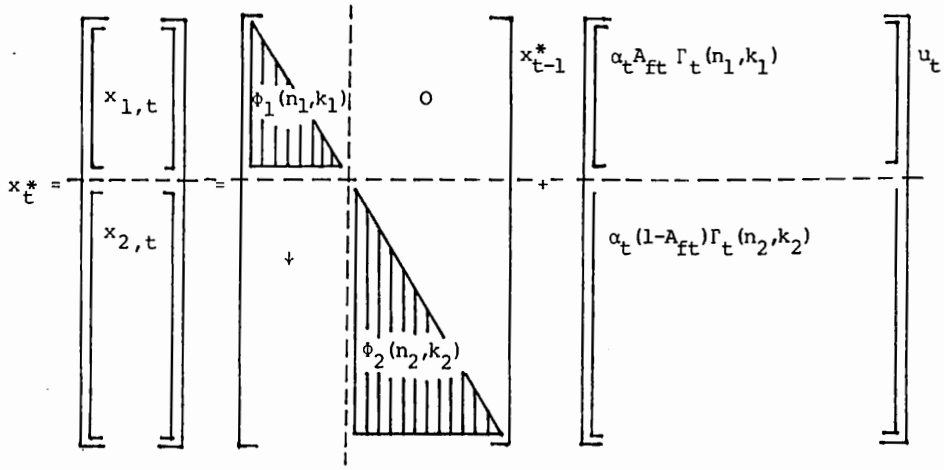
$$\Gamma(\Delta t) = \begin{bmatrix} (1-e^{-k\Delta t} \\ [1-e^{-k\Delta t}(1+k\Delta t)/\,]k \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ [1-e^{-k\Delta t} \sum_{j=0}^{n-i} \frac{(k\Delta t)^j}{j!}\,]/k \end{bmatrix} \qquad (13)$$

$$H = [0,0,\ldots,k\,]$$

$$k = \frac{1}{K}$$

Where x_t state vector, Γ input transition vector of the size n_1+n_2, H output vector also of the size n_1+n_2, ϕ united state transition matrix (n_1+n_2) infact constituting state transition matrices Φ_1 and Φ_2 state transition in the united state equation.

A single state can describe the model of surface flow with parametres n_1,K_1 and accordingly with state and input matrices, Φ_1, Γ_1, H_1 and that of for subsurface flow with parametres n_2, K_2 and accordingly with state and input matrices Φ_2, Γ_2, H_1, H_2.



$$y_t^* = \left[0.0\ldots\ k_1 \;\middle|\; 0.0\ \ldots\ k_2\right] \begin{bmatrix} x_t^* \end{bmatrix}, \qquad (14)$$

Model GAPI produces the resulting flow (discharge rate at the downstream station) for each discrete time step as the sum of the routed values of surface, subsurface and base flow.

$$\hat{y}_t = \hat{y}_{1,t} + \hat{y}_{2,t} + Q_o \qquad (15)$$

Modul 3. Stochastic submodel

The stochastic submodel for model GAPI is a simple type of continuous correction known from the practice of hydrological forecasting (Bartha, 1969).

The procedure is based on the differences of calculated "forecast" values and actual measured values for each discrete time step.

$$\varepsilon_t = \hat{y}_t - y_t \tag{16}$$

The correction for the lead time of the forecast

$$\Delta y_{t+\Delta t} = -\varepsilon_t \tag{17}$$

and the corrected forecast

$$\hat{y}^{(k)}_{t+\Delta t} = \hat{y}_{t+\Delta t} + \Delta y_{t+\Delta t} \tag{18}$$

This continuous correction serves for the interests of error handling and gives satisfactory results even in cases when in, the error sequence only the one-step autocorrelation is significant. Though it is not recommended to use continuous correction when one-step autocorrelation coefficient is less than 0.5 because even higher error level - in terms of mean square error - can be expected.

Evaluation of the results

While creating the structure of model GAPI the basic aim was to fulfill the needs of operational forecasting practices. To meet this condition model performance was checked for a number of drainage basins using data which were collected through the operational data network in nearly real-time mode. There is a further requirement towards model behaviour, namely its stability under different flow conditions. That is why chosing basins of different tributaries of river Tisza the year 1980 was selected because during this period a number of high floods passed these rivers. The drainage area for the 11 catchments varies between 2000-30000 km^2 and there are substantial differences in relief and climatical conditions as well.

Although there are plenty possibilities to test model performance as related to some measures of quality in case of a new model it is more reliable to base our judgement on the intercomparison of the model with other existing rainfall runoff models. The well known CLS model (Todini and Wallis, 1974) and GAPI were run for the same test periods for a number of basins (Table 1).

River - Station		Mean square error of forecasts σ m^3/sec	
		CLS	GAPI
Tisza	- Tiszabecs	111	117
Kraszna	- Ágerdőmajor	21	12
Szamos	- Csenger	105	105
Bodrog	- Felsőberecki	84	30
Sajó	- Felsőzsolca	28	10
Hernád	- Gesztely	32	15
Berettyó	- Berettyóujfalu	23	17
Sebes-Körös	- Körösszakál	28	46
Fekete-Körös	- Sarkad	35	28
Fehér-Körös	- Gyula	37	27
Maros	- Makó	107	43

This comparison resulted that out of 11 drainage basin for 9 catchment GAPI gave slightly or in some cases significantly better forecasts than CLS. Testing

results are shown on Fig.2 and Fig.3. The lead time of forecasts was 1 day. On the basis of these positive results it is planned that model GAPI will be used as a rainfall-runoff model modul in the forecasting system which is under elaboration for the Tisza Basin.

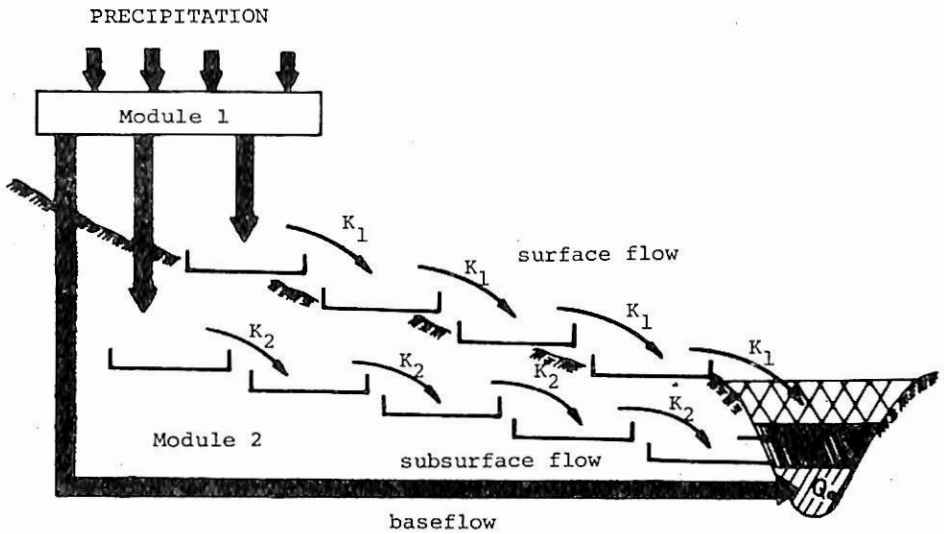


Fig. 1.

Modular structure of the GAPI model

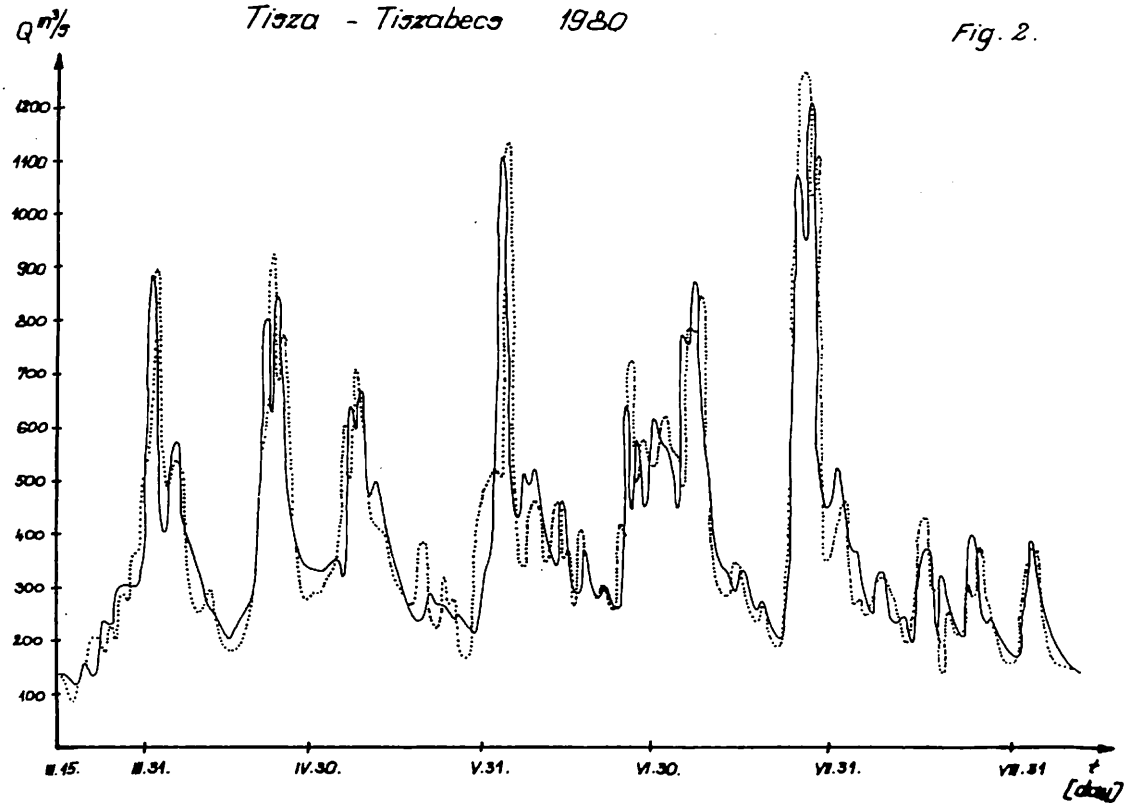

Q m³/s
Tisza - Tiszabecs 1980
1200
1100
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
II.15.
III.31.
IV.30.
V.31.
VI.30.
VII.31.
VIII.31
t
[dny]

Fig. 2.

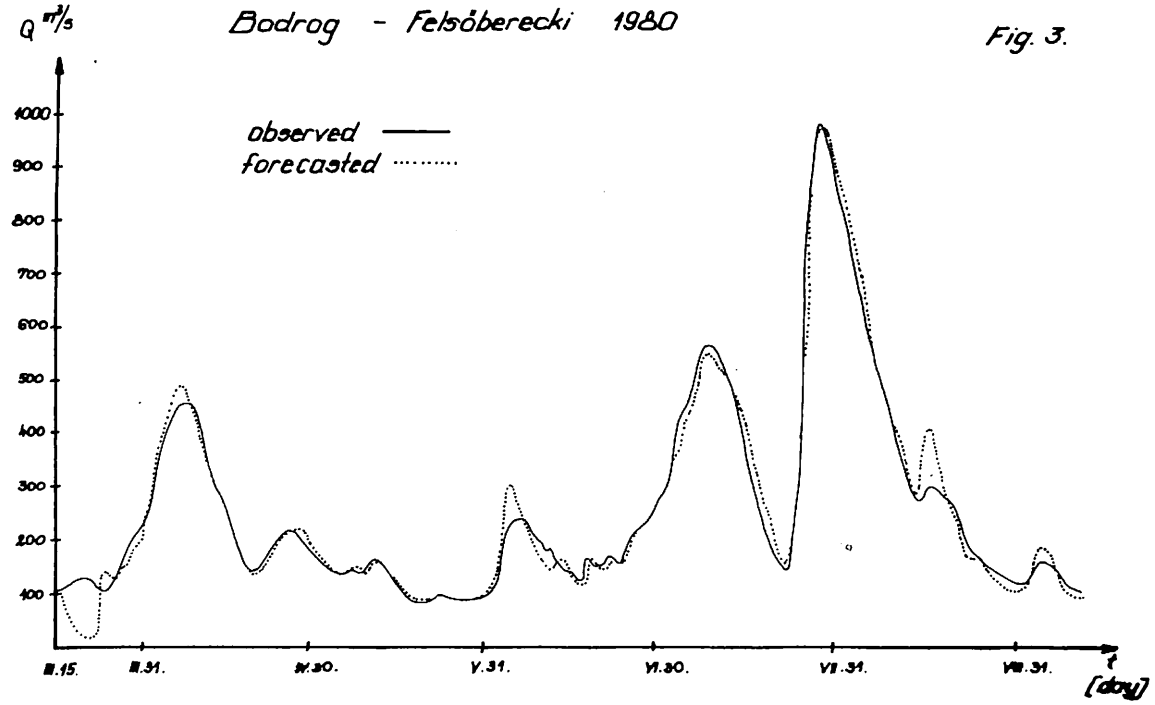

Q m³/s
Bodrog - Felsőberecki 1980
observed
forecasted
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
II.15.
III.31.
IV.30.
V.31.
VI.30.
VII.31.
VIII.31.
t
[dny]

Fig. 3.

Авторами разработана новая модель типа "осадки-сток", позволяющая учитывать стохастический характер потерь стока. Структура модели тождественна с ранее разработанной моделью типа "сток-сток". Название модели (GAPI) происходит от индекса предыдущей увлажненности водосбора, который подчиняется гамма-распределению (A.P.I. = antecedent precipitation index). Модель имеет модульную структуру и состоит из трех основных модулей. Первый модуль - в зависимости от вероятности индекса предыдущей увлажненности (A.P.I.) определяет количество стекающей воды и распределение этого количества по видам: поверхностный, подпочвенный и базисный сток. Второй модуль GAPI определяет трансформацию поверхностного и подпочвенного стоков при помощи каска,ной модели стока с объединенным уравнением состояния стока (рис. 1). В качестве третьего модуля GAPI применена простая стохастическая процедура (непрерывная корректировка погрешностей) для описания остаточной ненадежности. Испытание модели произведено в условиях водосборов Тисы и ее притоков (рис. 2-3). Выполнены также сравнения моделью CLS (Constrained Linear System) (таблица I). Сравнительный анализ ошибок показал, что модель GAPI выдает более надежные прогнозы, чем модель CLS, к тому же модель GAPI нетрудно приспособить к микрокомпьютерам благодаря модульной структуре и возможностям совершенствования.

x x x

Von den Verfassern wurde ein neues Niederschlags-Abflussmodell entwickelt, welches auch den stochastischen Charakter der Abflussverluste berücksichtigt. Die Struktur des Modells ist der des früher entwickelten Abfluss-Abfluss-Modells ähnlich. Das in der Abhandlung vorgeführte Modell GAPI wurde nach dem Niederschlagsindex benannt, der die Feuchteverhältnisse des Einzugsgebiets charakterisiert (A.P.I. = antecendent precipitation index) und einer Gamma-Verteilung folgt. Das Modell hat einen Modulaufbau und besteht aus drei Modulen. Der erste Modul ermittelt, in Abhängigkeit von der Wahrscheinlichkeit des vorangehenden Niederschalgsindexes API die zum Abfluss kommende Wassermenge sowie ihre Aufteilung auf Oberflächen-, hypodermischen und Basisabfluss. Der zweite Modul von GAPI ermittelt, mit Hilfe der vereinigten Zustandsgleichung des Abfluss-Kaskadenmodells, die Transformation des Oberflächen- und des hypodermischen Abflusses (Bild 1). Als dritter Modul von GAPI wurde, zur Beschreibung der zurückbleiben den Unsicherheit, ein einfaches stochastisches Verfahren (Namentlich eine kontinuierliche Fehlerkorrektion) angewandt. Das Modell wurde in den Einzugsgebieten der Theiss und ihrer Nebenflüsse ausprobiert (Bilder 2 bis 3) sowie mit dem begrenzten linearen Systemmodell CLS verglichen (Tabelle I). Eine vergleichende Fehleranalyse zeigte, dass das Modell GAPI zuverlässigere Vorhersagen liefert, als CLS, wobei GAPI auch mit Mikrorechner leicht anwendbar ist, eine Modulstruktur hat und weiterentwickelt werden kann.

REFERENCES

Bartha,P. - Szöllősi-Nagy,A. - Harkányi,K. (1984). Operational flood forecasting models for microcomputers WMO Techn. Conf. "Use of microcomputers in Operational Hydrology Geneve, P. 12.

Bartha,P. and Szöllősi-Nagy,A. (1984). A vizrajzi előrejelzés fejlesztési programja és eddigi eredményei. The research and development program of hydrological forecasting in Hungary. In Hungarian, Vizügyi Közlemények Vol.64, No.1. pp. 7-30.

Bartha,P. (1973). Analógiás berendezések felhasználása az árvizi előrejelzésekben. B 202-5. Előrejelzés csapadékból a Tisza tiszabecsi szelvényére. VITUKI témajelentés, kézirat. Témaszám: III.1.2.23. Budapest, 1973.

Harkányi,K. - Bálint,G. A korlátos lineáris rendszermodell alkalmazása csapadékból származó lefolyás számítására. Vizügyi Közlemények, 1985. 1.füzet.

Szöllősi-Nagy,A.: State space models of the Nash-cascade, kinematic and diffusion waves. Research Report TULE. University of Lulea, Lulea,1981.

Szöllősi-Nagy,A. (1982). The discretization of the continuous linear cascade by means of state space analysis, Journal of Hydrology, Vd.58, No.1-2.pp.223-236.

Szöllősi-Nagy,A. - Bartha,P. - Harkányi,K. (1983). Microcomputer based operational hydrological forecasting system for river Danube.Technical Conference on mitigation of natural hazards through real time data collection systems and hydrological forecasting. Sacramento,California (USA) 19-23 september, 1983.

COMPUTATION OF LONGITUDINAL PROFILES ON THE DANUBE RIVER DURING FLOODS

I. Biró and L. Iritz

Institute of Hydrology, Research Centre for Water Resources Development (VITUKI), H-1095 Budapest, Kvassay Jenő út 1. Hungary

ABSTRACT

Hydrological forecast are issued for waterstages but the flood control operation needs longitudinal profiles of water level. For operational evaluation of the flood control situation an unsteady flow computation program have been adopted for a given reach of the Danube river. The program numerically solves the Saint-Venant equations. The method based on a simplyfied solution. Linear dependence are assumed between discharges and storages in the river channels or on flood plains. The numerical stability is ensured by step-by-step transfer of the downstream boundary condition upto the upstream cross-sections. Computations are carried out separately for each cross-section for all the time periods. In this case within one time step only characteristics of one elementary reach are needed. This approach avoides the long hydraulic chane very often causing unstability. The paper presents the theory and algorithm of solution and of computations results.

KEYWORDS

Longitudinal profiles of water level, unsteady flow computation, floods, Danube, microcomputer.

INTRODUCTION

Owing to their nonlinear nature the one-dimensional gradually-changing flow equations together with appropriate initial and boundary conditions constitute a difficult mathematical problem.

The two partial differential equations for unsteady flow can be analytically integrated only under very restrictive and simplifying conditions, and the solutions obtained are generally not acceptable for current practical problems.

The prediction of wave shapes and movements by numerical solutions of Saint-Venant equations requires a considerable amount of trial-and-error-work, especially when the channel network is complex with flood flow through river branches (Magmood and Yevjevich, 1975).

Operational practice requires models with relatively simple solution techniques, high numerical stability and high degree of accuracy.

A model based on a simplyfied solution technique have been adapted for the reach of the Danube between Dunaföldvár and Szekszárd-Gemenc. Linear relationships one

assumed between discharges and water volumes stored in river channels of on flood plains.

The model computes water levels water levels separately for each cross section for all the time periods. This approach avoides the long hydraulic chane very often causing unstability (Havyts, 1984).

Computed results correspond well to the measured longitudinal profiles of flood waves (Biró and Iritz, 1986).

THEORY

Equations used:
Equation of conservation of mass:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = 0 \tag{1}$$

Dynamic equation:

$$\frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{v}{g}\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{Q^2}{K^2} = 0 \tag{2}$$

Initial and boundary conditions:

$$Q(x, 0) = f(x) \tag{3}$$

$$Z(x, 0) = \varphi(x) \tag{4}$$

$$Q(0, t) = \varepsilon(t) \tag{5}$$

$$Z_n = \beta(Q_n) \tag{6}$$

Z = water surface elevation above datum
Q = discharge
K = discharge modul (conveyance)
v = mean cross sectional velocity
ω = live cross sectional area
g = acceleration due to gravity
t = time
x = longitudinal space coordinate
n = last cross section number

Discrete form of the de Saint Venant equations (1) and (2):

$$\frac{Z_{i-1} - Z_i}{\Delta x} + \frac{v_{i-1}^2 - v_i^2}{2g\Delta x} + \frac{\Delta Q \omega_t - \Delta \omega Q_t}{g \cdot \omega_t^2 \cdot t} + \frac{\bar{Q}|\bar{Q}|}{\bar{K}^2} = 0 \tag{7}$$

$$Q_i - Q_{i-1} - Q_{(i-1,i)} + \frac{w_{t+\Delta t} - w_t}{\Delta t} = 0 \tag{8}$$

Δx, t = spatial and time step, respectively
ΔQ = change of discharge and cross sectional area for Δt
i = number of the cross section

In equations (7) and (8) we assume, that for every elementary reach there exists a relation

COMPUTATION OF LONGITUDINAL PROFILES ON THE DANUBE RIVER DURING FLOODS

I. Biró and L. Iritz

Institute of Hydrology, Research Centre for Water Resources Development (VITUKI), H-1095 Budapest, Kvassay Jenő út 1. Hungary

ABSTRACT

Hydrological forecast are issued for waterstages but the flood control operation needs longitudinal profiles of water level. For operational evaluation of the flood control situation an unsteady flow computation program have been adopted for a given reach of the Danube river. The program numerically solves the Saint-Venant equations. The method based on a simplyfied solution. Linear dependence are assumed between discharges and storages in the river channels or on flood plains. The numerical stability is ensured by step-by-step transfer of the downstream boundary condition upto the upstream cross-sections. Computations are carried out separately for each cross-section for all the time periods. In this case within one time step only characteristics of one elementary reach are needed. This approach avoides the long hydraulic chane very often causing unstability. The paper presents the theory and algorithm of solution and of computations results.

KEYWORDS

Longitudinal profiles of water level, unsteady flow computation,floods, Danube, microcomputer.

INTRODUCTION

Owing to their nonlinear nature the one-dimensional gradually-changing flow equations together with appropriate initial and boundary conditions constitute a difficult mathematical problem.

The two partial differential equations for unsteady flow can be analytically integrated only under very restrictive and simplifying conditions, and the solutions obtained are generally not acceptable for current practical problems.

The prediction of wave shapes and movements by numerical solutions of Saint-Venant equations requires a considerable amount of trial-and-error-work, especially when the channel network is complex with flood flow through river branches (Magmood and Yevjevich, 1975).

Operational practice requires models with relatively simple solution techniques, high numerical stability and high degree of accuracy.

A model based on a simplyfied solution technique have been adapted for the reach of the Danube between Dunaföldvár and Szekszárd-Gemenc.Linear relationships one

assumed between discharges and water volumes stored in river channels of on flood plains.

The model computes water levels water levels separately for each cross section for all the time periods. This approach avoides the long hydraulic chane very often causing unstability (Havyts, 1984).

Computed results correspond well to the measured longitudinal profiles of flood waves (Biró and Iritz, 1986).

THEORY

Equations used:
Equation of conservation of mass:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = 0 \tag{1}$$

Dynamic equation:

$$\frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{v}{g}\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{Q^2}{K^2} = 0 \tag{2}$$

Initial and boundary conditions:

$$Q(x, 0) = f(x) \tag{3}$$

$$Z(x, 0) = \varphi(x) \tag{4}$$

$$Q(0, t) = \varepsilon(t) \tag{5}$$

$$Z_n = \beta(Q_n) \tag{6}$$

Z = water surface elevation above datum
Q = discharge
K = discharge modul (conveyance)
v = mean cross sectional velocity
ω = live cross sectional area
g = acceleration due to gravity
t = time
x = longitudinal space coordinate
n = last cross section number

Discrete form of the de Saint Venant equations (1) and (2):

$$\frac{Z_{i-1} - Z_i}{\Delta x} + \frac{v_{i-1}^2 - v_i^2}{2g\Delta x} + \frac{\Delta Q\omega_t - \Delta\omega Q_t}{g \cdot \omega_t^2 \cdot t} + \frac{\bar{Q}|\bar{Q}|}{\bar{K}^2} = 0 \tag{7}$$

$$Q_i - Q_{i-1} - Q_{(i-1,i)} + \frac{w_{t+\Delta t} - w_t}{\Delta t} = 0 \tag{8}$$

Δx, t = spatial and time step, respectively
ΔQ = change of discharge and cross sectional area for Δt
i = number of the cross section

In equations (7) and (8) we assume, that for every elementary reach there exists a relation

$$W = f(Q)$$

and for every cross section a relation

$$Z = Z(Q) + \Delta I \tag{10}$$

$Z(Q)$ = discharge curve for steady flow
ΔI = moment of inertia appearing in equation (7)

$$I = \frac{\Delta Q_t - \Delta \omega Q_t}{g.\omega_t^2 . \Delta t} \tag{11}$$

SOLUTION ALGORITHM

The solution algorithm consists of the sequential steps:

- transformation of the boundary condition (6) to the upstream cross sections and construction of the volume curves (9) for each elementary reach,
- computation of discharges for every Δt,
- computation of water levels for every Δt.

First computational cycle:

Starting from the downstream boundary and omitting the inertia term equation (7) is applied for discharges given by the rating curve (equation (6)) supplied as a boundary condition. The discharge between two cross sections is constant. For every discharge value we find, by iteration the corresponding water level at the cross section immediately upstream. So the rating curve of this upstream cross section is obtained. After this the program constructs the following function for the same elementary reach:

$$w(\bar{Q}) = \bar{w}_p . \Delta l_p + \bar{w}_n . \Delta l_n \tag{12}$$

$\bar{w}_p$, $\bar{w}_n$ = average river and flood plain cross section area, respectively
Δl_p, Δl_n = distance between two cross sections along the river bed and along the flood plain, respectively.

Going upstream, the construction of curves $Z = f(Q)$ and $W = (Q)$ is repeated for each cross section until the upper boundary.

Second computational cycle:

Applying the equation for conservation of mass (8), the equation for the volume curve (9) and the initial conditions (equations (3) and (4)) and the known discharge (equation (5)) at the upper boundary for time step $t + \Delta t$, we can estimate the discharge in the next cross section. This procedure is repeated for each cross section until the downstream boundary.

Third computational cycle:

We now have the discharge at the downstream boundary at time level $t + \Delta t$ and from the rating curve (equation (5)) we get the corresponding water level. Applying equation (9) we get a first estimate of the water in the previous cross section. Using iteration techniques and equation (7), now taking the inertia term into account, the final value of the water level will be obtained for this cross section. The process is then continued all the way to the upstream boundary.

For each time step the water level and discharge values computed at the previous time step are used as initial values.

APPLICATION FOR THE DANUBE

The reach of the Danube between Dunaföldvár and Szekszárd-Gemenc is particularly interesting from the point of view of flood protection.

For trial-and-error parameter estimation flood events of 1965 (May-June), 1975 (June-July), 1984 (September-October) and 1985 (August) were selected. These were floods of different size. This fact allowed to estimate the roughness coefficient for different conditions.

The whole reach was described with 39 measured cross sections. A time step of 24 hours was used.

The model calibration was carried out by changing roughness coefficients for the river bed and flood plain untill the best coincidence with measured water levels was obtained.

The best correspondence with the model was achieved by using roughness coefficient (Manning) 0.03 and 0.04 for river bed and flood plain respectively:

Computed and measured peak-levels of the flood of 1975 (June-July) are given in Table 1.

TABLE 1 Comparison of computed and measured peak values of water levels for the flood of 1975 (June-July)

(Gauge heights in metres above sea level)

Stations	Gauge heights is metres above the sea level		
	Computed	Measured	Difference
Szekszárd	91.01	91.01	0.00
Dombori	91.73	91.79	-0.06
Paks	93.47	93.49	-0.02
Dunaföldvár	95.89	95.38	0.51

Note: Downstream boundary conditions are given as discharge curve and time-series at water levels at station Szekszárd.

Computed longitudinal profiles of the same flood are shown in Figure 1.

DISCUSSION

The paper presented an unsteady flow comutational model developed for operational practice of flood controll.

For the realization of the algorithm a micro computer based program package has been developed (Szabó and Iritz, 1984).

The calibration procedure showed that the model was very much influenced by the changes of roughness coefficients. The estimation of this friction parameter is therefore crucial but a priori it is difficult to determine it. For the calibration an accurate trial-and-error procedure is needed.

The application for the given the Danube reach has been justified the application of the model. The results obtained by the model are quite accurate.

РЕЗЮМЕ

Гидрологические прогнозы выпускаются для гидрологических постов, но при прохождении паводков управление зашитой требует продольных профилей отметок воды. Для оперативной оценки обстановки при прохождении паводка была адаптирована программа расчета неустановившегося движения воды для заданного участка реки Дунай.

Программа численно решает систему уравнений Сэн-Венана. Методика основана на упрощенной схеме решения. Предполагается линейная связь между расходом воды и зарегулированным объемом в русле реки на данном участке. Численная устойчивость обеспечивается специальным подходом к трансформации нижнего граничного условия вверх по течению, именно она переносится отдельно от каждого поперечного сечения в следующий вышележащий створ. Расчет всего периода производится для каждого створа отдельно. Таким образом характеристики находятся одновременно только для одного участка. Такой подход исключает длинную гидравлическую цепь, которая часто вызывает численную неустойчивость. Доклад представляет в такой форме теорию, алгоритм решения и результаты.

x x x

Die hydrologische Vorhersage liefert Wasserstände, der Hochwasserschutz benötigt jedoch Wasserstands-Längsschnitte. Für die operative Bewertung der Hochwasserschutzsituation wurde auf eine gegebene Donaustrecke ein nicht-stationäres Rechnerprogramm angewandt. Das Programm löst numerisch die Saint-Venat'schen Gleichungen. Die Methode basiert auf einer vereinfächten Lösung. Zwischen den Abflüssen sowie den Speicherungen im Flussbett und auf den Überschwemmungsgebieten wird eine lineare Beziehung vorausgesetzt. Die numerische bilität wird dadurch gesichert, dass die untere Randbedingung schrittweise für die übrigen Querschnitte flussaufwärts versetzt wird. Für jede Zeitperiode werden die Berechnungen je Querschnitt, gesondert durchgeführt. In diesem Fall werden für jeden Zeitschritt nur die Charakteristika des betreffenden elementaren Abschnittes benötigt. Diese Annäherung vermeidet die lange hydraulische Kette,die oft zu Instabilitäten führt. Der Aufsatz bietet die Theorie und den Algorithmus der Lösung sowie die Berechnungsergebnisse.

REFERENCES

Biró,I. and Iritz,L. (1986). Calculation of water surface for the floods of River Danube, section Dunaföldvár-Szekszárd. Res.Report. VITUKI, No.7622/1/45 Budapest (in Hungarian)

Khavich,V.A. (1984). Methodical recommendations for the assessment of optimal parameters in the design of levee systems and in flood protection (p.22-29), Polymia, Minsk (in Russian)

Mahmood,K. and Yevjevic,V. (1975) eds. Unsteady flow in open channels. WRP, Fort Collins (Colorado)

Szabó,J. and Iritz,L. (1984). Programme package on microcomputer PC MO8X for unsteady flow computation. Res Rep. Report. VITUKI No 7611/1/41. Budapest (in Hungarian)

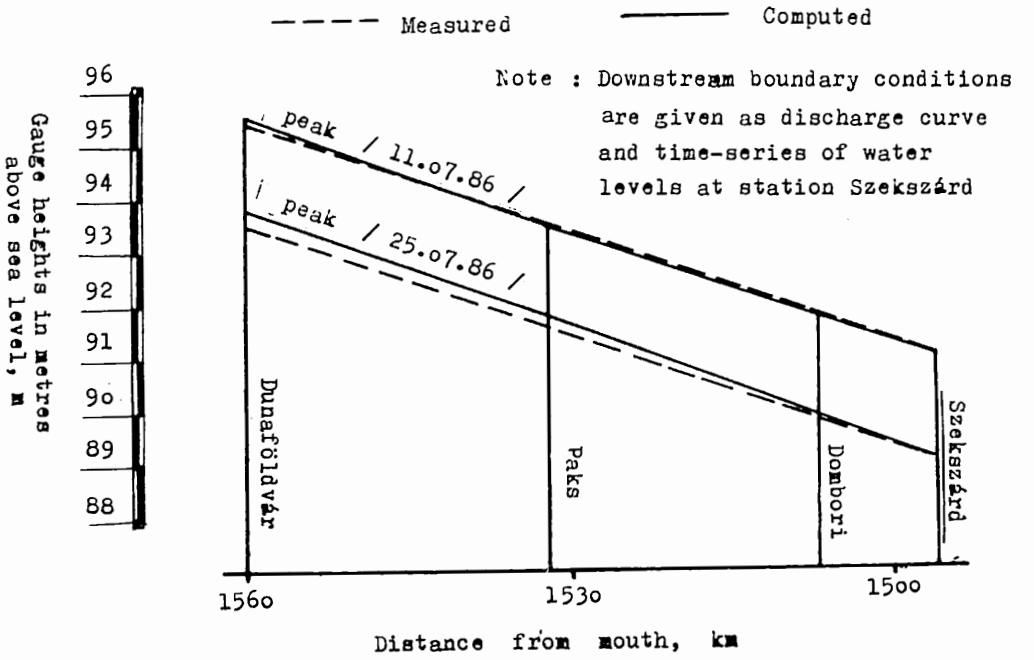


Fig.1. Comparison of computed and measured water surfaces of the flood of 1975 / June - July /

AN ADAPTIVE DISTRIBUTED MODEL FOR REAL TIME FLOOD HYDROGRAPH FORECASTING

Z. Radić and S. Jovanović

University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering
Bulevar Revolucije 73, 11000 Beograd, Yugoslavia

ABSTRACT

A method for flood flow forecasting which incorporate the effects of spacial distribution of the rainfall and the basin nonhomogenity is presented. The mathematical model is based on the isochronal method. The distributed model is obtained by discretizing the catchment by means of a square grid. To each square three labels are atributed, typifyng the rainfall and watershed characteristics. For on-line rainfall excess computation, a method based on the convolution summation is applied. A method for the base flow estimation is developed. The procedure is demonstrated on the catchment of the river Drina, in the Central part of Yugoslavia.

KEYWORDS

Real time flood forecasting; spacial distribution of rain; isochronal method; linear and nonlinear reservoir; distributed model; rainfall excess; base flow estimation.

INTRODUCTION

Traditional methods for continuous or event flow forecasting are based on lumped system models. In this approach, the runoff is predicted taking the rainfall as a lumped system input. By its very nature, the rainfall process is variable in time and space. The rainstorm moves across the catchment and its velocity and direction influence the shape of the runoff hydrograph. Several authors have investigated this fenomenon in nature and in laboratory and they have concluded that the space distribution and the direction of the storm travel over a drainage basin may be instrumental in aggravating or reducing the flood peaks. Jovanović et al (1983) and Niemczynovicz (1984) have obtained similar results using mathematical models.

The method for flow forecasting which is presented in this paper incorporates in a simple way the effects of both the spatial distribution of rain and the storm movement over a given catchments, as well as the basin nonhomogenity conserning infiltration and other characteristics influencing the losses, which cannot be ignored when a large catchment is conserned.

THE MODEL

The original model for flow simulation and forecasting developed by the authors has been a lumped one (Jovanović and Radić, 1982). It consists of two components. The first could be represented as the product of a matrix and a vector, in the form:

$$\begin{bmatrix} i_1 & 0 & \dots & 0 \\ i_2 & i_1 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ i_n & i_{n-1} & \dots & 0 \\ 0 & i_n & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & i_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ \vdots \\ a_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ \vdots \\ Q_{2n-1} \end{bmatrix} \qquad (1)$$

where a_j are the areas within boundaries defined by lines connecting points in space which have equal travel times to the basin outlet profile (isochronal lines); i_j are the average excess rainfall intensities over the basin during the time increments Δt (equal to the time of travel between adjacent isochrones) and Q_k are the ordinates of the elementary hydrograph.

Equation (1) is used for calculation of the ordinates Q_j of the elementary direct runoff hydrograph. This method is referred to as the isochronal method. Because such a hydrograph is based purely on translation and does not take into account the storage effects in the basin, the translated hydrograph is taken as an inflow hydrograph to a hypothetical linear or non linear reservoir located at the basin outlet.

In general, when a nonlinear and time variant reservoir is in question, the model of the second component of the composite forecasting model is presented with the storage equation

$$S = K(t)\, q^n \tag{2}$$

and the continuity equation

$$\frac{dS}{dt} = Q - q \tag{3}$$

where S is the storage of the system, Q is the inflow, q is the outflow, t is the time and K is the storage constant.

For n=1 and K(t) = K = const, the storage equation is S = K q (linear reservoir) which, with the continuity equation (3), gives the differential equation for a linear, time invariant system:

$$K \frac{dq}{dt} = Q - q \tag{4}$$

Eq. (4) can be expressed in finite difference form and explicitely solved for q_j.

Differential equation for a nonlinear, time invariant system ($n \neq 1$; K = const) has the form:

$$K\, n\, q^{n-1} \frac{dq}{dt} = Q - q \tag{5}$$

which, expressed in finite difference form, has the implicit solution for the output q_j.

In the first stage of investigations, the equation (4) has been used as the second component of the forecasting model. Thus, the model is named the "ILR model" (Isochrones plus Linear Reservoir). Both of its two parameters, the time of concentration t_c and the constant of the linear reservoir K, for a gaged basin can be optimized. In the procedure of model calibration, two approaches are possible: (1) the use of several observed events (rainfall and corresponding runoff), on the basis of which the optimum values of K and t_c are found, or (2) to define the averaged unit hydrograph for the catchment and the use of this hydrograph for findig the values of two parameters of the ILR model.

To get a distributed model, the catchment area has to be discretized by means of a square grid. Two, three or more labels, denoting the rainfall and watershed characteristics can be attributed to each cell. Three labels have been used in the model under consideration: (1) for the time of travel to the outlet (related to the corresponding isochrone), (2) for total rain depth (related to the nearest rain gaging station), and (3) for the loss function (referred to the zone of loss in the catchment).

This approach together with the fact that the watershed characteristics which influence the rainfall losses are heterogeneous in space provide the possibility to solve the problem of rainfall nonuniformity in time and space.

TIME OF CONCENTRATION AND ISOCHRONAL LINES

The time of concentration primarily depends on topographic characteristics of the catchment area. When the catchment is regarded as a linear and time invariant system, the influence of the intensity, duration and spatial distribution of rainfall on the time of concentration and the time-area diagram, are neglected.

Bonacci and Roglić (1981) have developed a method for estimating the time of concentration and for determining isochrones, which is based on the application of dynamic programming for

overland flow of excess rain. The outlet of the computer program, which has been developed for this calculation, is a time-area diagram as well a graphical presentation of osochrones over the basin. The time of concentration, beeing the time-basis of the time-area diagram, is then taker as the first approximation of this parameter in ILR model.

RAINFALL EXCESS

The inputs of the ILR model, i.e. the elements in the matrix of eq. (1), are the intensities of excess rain. Classical methods for direct runoff estimation are not capable of using the current information from meteorological and hydrological stations during an event. For operational forecasting, it is necessary to estimate the net rain as the rain-storm progresses. A procedure for the on-line computation of rainfall excess, proposed by Chander and Shanker (1984), can be used for that purpose. In this method, for any given time step, the average rainfall-excess R (mm) is calculated as the difference of the average precipitation P and loss F:

$$R = P - F \tag{6}$$

where F is the value of the Φ-index expressed in mm.

Introducing (6) in equation for the convolution summation, the following expression is obtained:

$$Q_i = \sum_{j=1}^{m} (P_{j-j+1} - F)u_j \tag{7}$$

Where Q_i is direct runoff in time i, u_j are T-hour unit-hydrograph ordinates ($j = 1,2,\ldots,m$), and T is the time step of the discrete equation (7).

For $i = 1$:

$$Q_i = (P_i - F)u_1 \tag{8}$$

and

$$F = P_1 - \frac{Q_1}{u_1} \tag{9}$$

In eq.(9) F is the first estimate of the Φ-index, which is obtained using the observed rainfall P_1 and observed runoff Q_1 up to the end of the first unit time period.

A general equation for estimating the value of the Φ-index, at the kth stage, which represents the current best (least square) estimate of F in any step, has the form:

$$F = \frac{\sum_{j=1}^{k}[(Q_j - \sum_{i=1}^{j} P_{j-i+1}\, u_i)(\sum_{i=1}^{j} u_i)]}{\sum_{j=1}^{k} (\sum_{i=1}^{j} u_i)^2} \tag{10}$$

Note that all the terms on the right hand side of the above equation are known, including the unit-hydrograph ordinates for the given watershed, which have to be determined in advance. The updated estimate of F may be used to compute the time distribution for excess rain intensities for all rainfall amounts up to time k.

It can be noticed that in this stage of the procedure, the watershed is considered as a lumped system, the estimate of F beeing considered as the average loss for the catchment in question. In the next step, the weights for different zones of loss in the catchment are applied to determine the loss for each zone or, more precisely, for each square in that zone.

BASE FLOW

The principle applied for calculating the base flow ordinates is shown in Fig. 1. The corresponding equations are given below:

$$Q_t^b = \alpha\, Q_{t-1}^b \tag{11}$$

$$Q_t^b = Q_{t-1}^b + \beta \Delta t \tag{12}$$

$$Q_t^b = \gamma\, Q_{t-1}^b \tag{13}$$

$$Q_t^b = \delta\, Q_{t-1}^b + \varepsilon\, Q_{t-2}^b \tag{14}$$

where Q_t^b, Q_{t-1}^b, Q_{t-2}^b are the ordinates of the base flow hydrograph in time t, t-1 and t-2 and Δt is the interval of discretization.

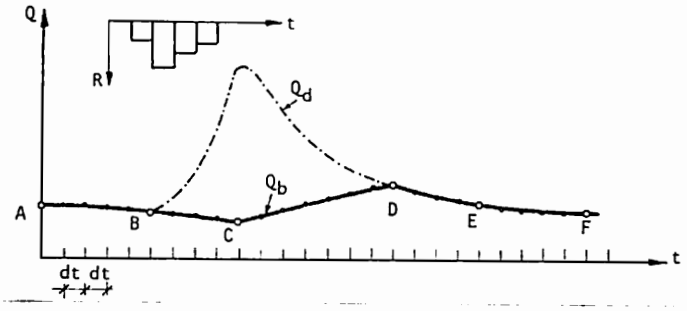


Fig. 1. Base flow separation and simulation

Equation (11) is valid for the period of rise of direct runoff hydrograph (segment BC), equation (12) corresponds to the period of the recession limb of the direct runoff hydrograph (segment CD of the base flow hydrograph) and the equations (13) and (14) are valid for the period where direct runoff does not take place (segments DE and EF). For segment AB, (eq. (13) is applied. The parameters $\alpha,\beta,\gamma,\delta$, and ε of the above equations are optimized using several observed hydrographs after the separation of characteristic hydrograph segments. The model for the base flow is adaptive in that sense that the current ordinate depends only on the previous base flow ordinate (s).

CASE STUDY

The suggested procedure is demonstrated on the catchment of the river Drina (basin area 13.350 km^2). The watershed (Fig. 2) is discretized by means of 126 squares having an area of 106 km^2 each. Each cell was labelled by three numbers defining the corresponding isochrone, the nearest raing gauging station and the zone of loss to which the cell belongs.

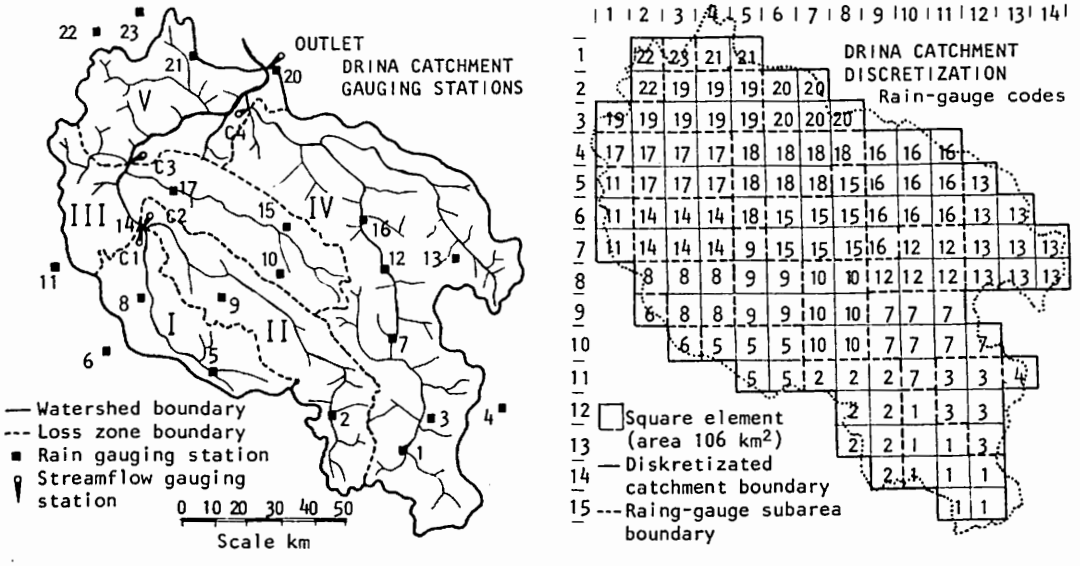


Fig. 2. Drina river catchment. Gauging stations and catchment discretization

Using the preliminary estimate of the time-area diagram, the definitive form of that diagram and the time of concentration was adopted in the course of the calibration procedure.

The analysis of the isohyetal patterns of many storm events has shown that during all the events a significant nonuniformity in the spatial rainfall distribution is present (Radić and

Jovanović, 1986). To take into account the space and time distribution of rainfall, the data from 23 rain gauging stations in this region have been used. Four control profiles (C1 to C4 in Fig. 2) have been used to define five zones of loss in the watershed.

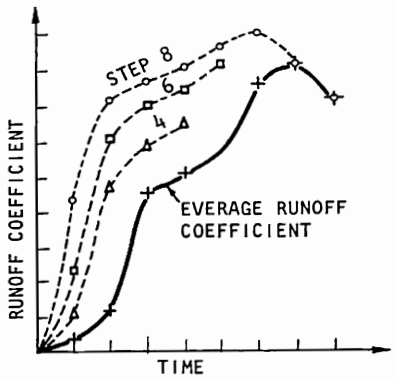


Fig. 3. Variation of the runoff coefficient in time

On the basis of a number of recorded events, the relation between the average loss in the whole catchment and the losses in the individual zones has been determined. The estimation of the rainfall excess is done in each step of the calculation, from the begining of the rain. That means that the runoff hydrograph is predicted at a given moment, using all the previously observed rainfall data (and the discharge at the outlet profile at that moment). Although the ϕ-index is used as the loss function (see eq. (10)), it can be noted that in this way a different runoff coefficient is obtained in each time step. A typical example is shown in Fig. 3, where the runoff coefficient are plotted for steps 4,6 and 8. In the same figure, the average runoff coefficient for the entire catchment is also plotted.

The observed and real time forecasted hydrographs are shown in Fig. 4 for the event in december 1968. Time step of discretization was 12 hours.

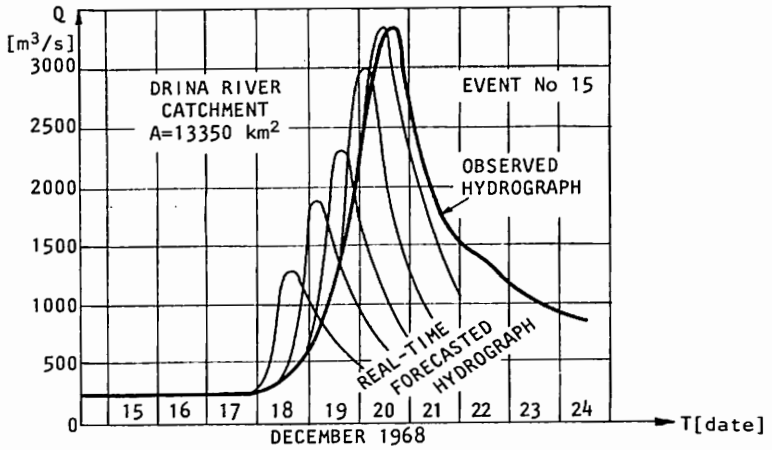


Fig. 4. Observed and real time forecasted hydrographs

CONCLUSION

The advantage of the described method for real time hydrograph forecasting is in its simplicity and in the fact that the observed rainfall and runoff data are used in all the steps. Besides, the model provides the possibility to take into account the effects of the spatial and temporal distribution of rainfall and losses in the catchment. However, having in mind that in reality the catchment represents a nonlinear and time variant system, a number of improvements have to be made in the model. With regard to the observed tendency of constant K to change its value with time, the catchment will at first, be considered as a linear and time variant system with pavameter K beeing a function of time. Similarly, for the second component of the composite forecasting model, equation (5) will be used, which gave good results in modelling urban drainage systems.

РЕЗЮМЕ

Приведен метод прогнозирования паводочных волн, учитывающий эффекты пространственного распределения осадков и неоднородность водосбора. Математическая модель основывается на методе изохрон. Пространственно распределенная модель получается таким образом, что целая площадь водосбора разбивается на дискретные участки с помощью квадратной сети. Каждый квадрат характеризуется значениями трех переменных: интенсивности осадков, времени добегания и инфильтрации. Определение слоя стока в процессе прогнозирования производится по методу, использующему интеграл свертки. Разработан метод оценки подземного стока. Показано практическое применение изложенной процедуры на примере паводочной волны на реке Дрине, водосбор которой расположен в центральной части Югославии.

ZUSAMMENFASSUNG

In diesem Referat darstellt man eine Methode für Flutwasser vorhersage die enthält die Effekten der Niederschlagsraumverteilungen und der Nichthomogenitäts des Flussgebeits. Das distributives Modell ergibt sich Diskretisierung des Gebietes durch quadratische Netz. Jedes Quadrat hat drei Merkmal die bezeichnen Eigenschaften der Niederschlagen und des Gebits. Für stufenweise Berechnung des Nettoniederschlags verwendet man Convolutionssumme. Man entwickelt eine Methode für die Abschätzung des Basisdurchflusses. Die vorgeschlagene Prozedure verwendet man mit hidrologischen Angaben auf dem Drinagebiet.

REFERENCES

Jovanović,S. and Radić,Z. (1982) The model ILR. Tech.Report Institute of Hydraulic Engineering, Faculty of Civil Engineering, Belgrade.

Jovanović,S., Jovanović,M. and Radić,Z. (1983) The effects of meteorological inputs on the variability of runoff with time, Proceedings of the Hamburg Symposium, IAHS Publ. No 140.

Niemcsynowicz, J. (1984) An investigation of the areal and dynamic properties of rainfall and its influence on runoff generating processes, Lunds Institute of Technology, University of Lund, Report No. 1005, Lund.

Chander,S. and Shanker,H. (1984) Unit hydrograph based forecast model, Hydrological Science Journal, 29.3.9/1984.

Bonacci,O. and Roglić,S. (1982) Application of discrete dynamic programming for overland flow analysis, Urban Drainage Systems, First International Seminar, Southampton.

Radić,Z. and Jovanović,S. (1986) ILR model for maximum flood simulation, part of the research project Maximum probably flood, Yugoslav association for Hydology.

ON THE REAL-TIME HYDROLOGICAL FORECASTING OF INFLOWS TO DJERDAP RESERVOIR

T. Petković, M. Lazović
FEDERAL HYDROMETOROLOGICAL INSTITUTE
P.O. Box 604 Beograd, Yugoslavia

ABSTRACT

This paper gives a brief review on mathematical models and techniques used in operational practice by Hydrological forecasting center of Federal Hydrometeorological Institute, Belgrade. The models have been developped to utilize the power production of "Djerdap" hydro power plant, by issuing the short and medium range inflow forecasts into Djerdap reservoir.

KEYWORDS

Hydro power plant, reservoir, short and medium range inflow forecasting.

INTRODUCTION

Assessing the importance of reliable hydrological forecasts in effective managing of the water resources the Authorities of Djerdap hydropower plant in 1979. ordered "The inflow to Djerdap reservoir forecasting study". The following models have been developped:

- Dunav (Danube river), crossection Ilok
- Sava (Sava river), crossection Sremska Mitrovica
- Tisa (Tisa river), crossection Novi Bečej
- Morava (V.Morava river) crossection Ljubičevski Most
- Left and right tributaries

The infow forecasts are issued one to four days in advance. In 1981. the models were tested and subjected to verification by Federal Hydrometeorological Institute (see the Ref. 4) and then, beeing approved by the Djerdap Authorities, introduced in operational practice in Hydrological forecasting center of F.H.I.

THE MODEL COMPONENTS

In order to ensure the reliability of the forecasting service it was suggested that the input data should be supplied from the regular existing network of hydrological and meteorological stations. Those restrictions together with the different river regimes determined the model type as follows:

The "Dunav" model

The multiple nonlinear regression method has been used. The general form of the forecasting equation is:

$$Q_{t+1} = Q_t + K_1 Q_{u,t} + K_2 Q_{u,t-1} + K_3 Q_t + K_4 Q_{t-1} + K_5 Q_{n,t} \qquad (1)$$

where

$K_1, K_2, \ldots K_5$ are the regression coefficients estimated from observed discharge values

Q_t are current values of the discharge for the gauging station the forecasts are issued

$Q_{u,t}$, $Q_{n,t}$ are current values of the discharge for the upstream and downstream gauging stations

The above mentioned scheme has been used in establishing the discharge forecasting equation for selected gauging stations on river Drava and Danube. The lead time was from 1 to 5 days. The Ilok gauging station has been considered as refferent inlet crossection to Djerdap reservoir.

The "Tisa" model

The afore stated method has also been implemented. The refferet crossection - Novi Bečej.

The "Sava" model

At first, the general form of the forecasting dependence was of multiple nonlinear correlation type:

$$Q_{sm_{t+\tau}} = f\left[\alpha_1^{(\tau)} . U_1(Q_{sm_t}) + \alpha_2^{(\tau)} U_2(Q_{z,t}) + \ldots \alpha_8^{(\tau)} . U_8(Q_{ds,t})\right] \quad (2)$$

where are

$\alpha_j^{(\tau)}$ $(\tau = \overline{1,4} : j = \overline{1,8})$ the regression coefficient

τ - the anticipation period

j - the number of input stations

$Q_{j,t}$ - the current discharge at the input gauging stations $j = \overline{1,8}$

$U_j = f(Q_{j,t})$ nonlinear dependence between standardized variable and the discharge at j-th input gauging staton

Second form of the forecasting dependence suggested by the same author was of multiple linear correlation type:

$$Q_{sm_t} = \sum_{j=1}^{L} \sum_{k=1}^{K} b_{j,k}\, Q(t-\tau_{j,k}) + b_o \quad (3)$$

where are

$b_{j,k}$; b_o the regression coefficients (model parameters) determined according to the least square method

Q_{sm_t} forecasted value of the discharge, Sremska Mitrovica crossection

Q_j ; $J = 1,8$ the current discharge at j-th gauging station

The "Velika Morava" model

The general form of the foracasting model for 1 day anticipation period for the river reach between two crossections is as follows:

$$Q^{iz}_{t+1} = \alpha(Q^{iz}_t) . Q^{ul}_t + \beta(Q^{iz}_t) . Q^{iz}_t a_o + a_1 P_t + a_2 P_{t-1} \quad (4)$$

whera are

Q^{iz}, Q^{ul}	input and output current discharge on the t-date of the forecast issue
$\alpha(Q_t^{iz})$; $\beta(Q_t^{iz})$	nonlinear function of the output dischare
P_t, P_{t-1}, P_{t-2}	the volume of precipitations on the t-date of the forecast issue, a day and two days ago registred on the preselected rainfall gauging stations
a_o, a_1, a_2	the regression coefficients

Based on (4) 8 forecasting equations have reen established for computing the discharge for one day lead time, 4 equations for two days lead time, 2 equations for three days lead time and at last one equation for computing the discharge at Ljubičevski Most, four days lead time. After some operational experience the same author suggested futher modifications in the model so called "Mans".

$$Q_{t+1}^{iz} = \alpha(Q_t^{iz}).Q_t^{ul} + \beta(Q_t^{iz}).Q_t^{iz} + \sum_{j=1}^{n} \gamma_j . (Q_t^{iz}) . P_{i-j+1} \qquad (5)$$

with γ being the nonlinear function of output discharge

At the same time, for the same gauging station, the linear model with constrains (CLS) have been proposed, for each day of anticipation one forecasting equation. For example, for one day anticipation period the equation is as follows:

$$Q_{t+1} = 0,9774\ Q_t^{Bagrdan} + 0,0256\ Q_{t-3}^{Bagrdan} + 0,0043\ P_t^* + 0,0027\ P_{t-1}^* + 0,0005\ P_{t-2}^* \qquad (6)$$

$Q_t^{Bagrdan}$	curent discharge at gauging station Bagrdan on the day of forecast issue
$P_t^* = \frac{1}{2}(P_t^{sp} + P_t^{kg}) . K$	mean precipitation value on the day of forecast issue observed at Smederevska Palanka and Kragujevac raingauging stations
K	correction parametar (K = 428,24)

The other forecasting equations are of the same type but with more variables included.

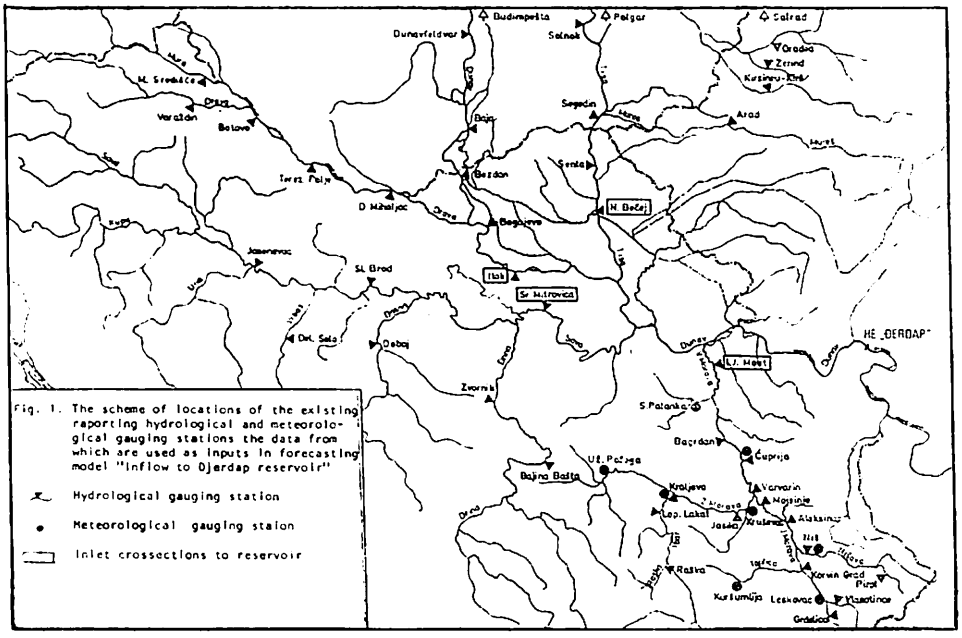
"Left and right tributaries to reservoir" models

In right tributaries (Mlava, Pek, Porečka reka) forecasting modeling three types of models have been implemented, two of them based on the unit hydrograph theory (JH and HEC-1), the third one - TANK model.

In estimation of the effective rainfall for JH model the linear regression and the graphical (nonlinear) models have been developped, the last obtaining better results. The effective rainfall amount has been determined based upon total rainfall amont, the duration and Antedecent Precipitation Index (API). The best results have been obtained by the model based on the unit hydrograph theory and so that one was proposed to be introduced in operational practice.

Left tributary forecasting model has been of the same type as model for Tisa, the input data are inflow foracsts from Rumanian hydrological network.

The sheme of the positions of the hydrological and meteorological gauging stations the data from which are included in forecasting models is presented on Fig. 1.



PRACTICAL IMPLEMETATION

All models have been presented in Fortran IV form, adjusted to IBM 370/135 and installed on it. At first, they were tested and subjected to verification according to World Meteorological organization criteria as well as others various graphical and numerical criteria united in model "ERROR" (by S. Stevanović).

The forecasting models Dunav, and Velika Morava have been accepted, also models for Sava and Tisa but after minor modifications. Since 1983, the models have been introduced into operational practice in Hydrological forecasting centre of F.H.I, the forecasts issued daily and despatched to "Djerdap" power plant.

At the end of each year the final report is issued and presented to Autorities at "Djerdap" power plant. The conclusion has been reached that there is the constant need for model improvements. That is the main task forthe forecaster in his everydays duty. On Fig. 2. the results of the forecastsissued by improved models together with those issued through original models have been presented.

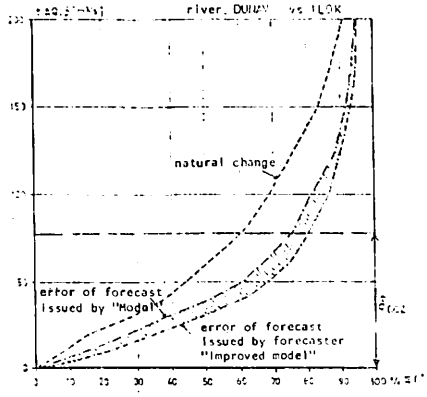


Fig. 2. The cummulative relative frequencies of error, one day anticipation period ($\pm\delta$) and natural change ($\pm\Delta Q$) period 01.01-31.12.1985.

INSTEAD OF THE CONCLUSION

One of the main activity in the forecasting center is the evaluation of forecast accuracy and effectiveness, meaning that a hydrological forecasting system is likely to be in a permanent state of development and expansion. Also, a well-developped network of hydrological and meteorological stations supplied with facilities for rapid and reliable communication for collecting and distributing the data are the main conditions for efficient operation.

REFERENCES

"Energoprojekt" - Hidrološko-hidraulički model za doticaj vode sa Dunavskog sliva do HE "Djerdap", Beograd, 1980

Institut "Jaroslav Černi" - Hidrološki model za prognoziranje u akumulaciju HE "Djerdap", Beograd, 1980

Republički hidrometeorološki zavod: Modeli za prognozu srednjih dnevnih proticaja reke Morave u profilu vod. stanice Ljubičevski Most, Beograd 1980

Savezni hidrometeorološki zavod: Testiranje prognostičkih modela dotoka vode u akumulaciju HE "Djerdap", Beograd 1982

Savezni hidrometeorološki zavod: Rezultati analize izdatih hidroloških prognoza dotoka vode u akumulaciju HE "Derdap" u toku 1985

Petković T i saradnici: Neki rezultati testiranja prognostičkih modela dotoka vode u akumulaciju HE "Djerdap", Savetovanje "SOAREN", Beograd, 1983

Petković T: Stanje hidroloških informacija i prognoza u hidrometeorološkoj službi Jugoslavije, II Kongres o vodama, Ljubljana, 1986.

Janković D; Klem M: Nelinearni model rečnog oticaja, MANS-II Vodoprivreda br. 85, Beograd 1983

Prohask S; Bartoš V: Razvoj prognostičkog modela "Sava" za izdavanje kratkoročnih prognoza u realnom vremenu, Vode Vojvodine 1982, Novi Sad

Stevanović S; Petković T: Programme for the efficincy evaluation of the forecasting models and methods (ERROR), Homs refference manual, 1981.

HYDROLOGICAL MODEL MKMARX FOR REAL TIME RESERVOIR INFLOW FORECASTING

S. Prohaska, M. Markus
"Jaroslav Cerni" Institute for the Development of
Water Resources, P.O. Box 530
11000 Belgrade,Yugoslavia

ABSTRACT

The structure of the MKMARX model for the inflow into the hydroelectric power plant reservoir forecasting is presented in this paper. The model actually represents the combination of the MKM Flood Routing Model and the ARX forecasting model. The flood routing is performed starting from the inflow sections up to the reach of the river affected by the backwater. The inflow into the reservoir is forecasted using the ARX Model four days in advance on the basis of known routed discharge and inflows in the moment of the forecast issue. The method is illustrated by a practical example. The computational results were tested using the World Metheorological Organization Criteria for the evaluation of the forecasts issued.

KEYWORDS

Reservoir, hydro power plant, inflow forecasting, modified Kalinin-Milyukov method, ARX model

INTRODUCTION

The MKMARX mathematical model was developed for the forecasting of the inflow into the reservoir of hydro power plants at large rivers. The model deals with the case when the total quantity of water flowing through the section of the dam can not be controlled by the inflow reservoir sections. In other words, the model is applicable for the basins when the lateral flow from the immediate watershed is an important component of the hydro power plant production.

According to the conception of the model, the inflow into the reservoir is computed using the known production of electrical energy and the known water levels along the reservoir in the moment of the forecast issue. The computed inflow is "located" at the profile of the river where the backwater wedges out from the hydro power plant dam.

The model is concieved in such a way that flood routing is performed starting from the inflow sections up to the reach of the river affecetd by the backwater. The forecasts are issued four days in advance on the basis of the combined auto and cross correlation forecasting dependence and the routed discharges as well as on the basis of the inflow considered in the moment of the forecast issue.

THE MKMARX MODEL COMPONENTS

The MKMARX model is, in a sense, a combination of two models: the flood routing model MKM and the forecasting model ARX. A short review of the models used for the creation of the

general forecasting MKMARX models for the inflow into a hydro power plant reservoir are given in the following text.

The MKM Model

The Modified Kalinin-Milyukov Method (MKM) is used for computing the routing of flood waves. The computations are performed for characteristic river sections (2) from the inflow sections that are most upstream towards the control and outflow sections. The general form of the equation of flood routing is the following:

$$\tilde{Q}OUT\ (t) = QINF\ (t-1)\ (1-\exp\ (-\Delta t n_j\ /\tau(QINF_t;\ QAVER_{t-1}))) + (\ QINF\ (t) - QINF\ (t-1))\ (1 - \tau(QINF_t;\ QAVER_{t-1})\ /\Delta t\ n_j)\ (1-\exp\ (\Delta t\ n_j\ /\tau(QINF_t;\ QAVER_{t-1}))) + QINF\ (t-1)\ \exp\ (\Delta t\ n_j\ /\tau(\ QINF;\ QAVER_{t-1})\ ). \quad (1)$$

where

QINF (t) - are the known discharge values at the inflow section at the time t,
$\tilde{Q}$OUT (t) - are the computed values of discharges at the outlet of the first characteristic section at the time t,
QOUT (t-1)- are the known discharge values at the outlet of the characteristic section at the time t-1,
τ(QINF; $QAVER_{t-1}$) - the propagation time at the considered river section
$QAVER_{t-1}$ = (QINF (t-1) + QOUT (t-1) / 2
Δt - is the time increment
n_j - is the number of characteristic river sections on the considered reach,
j - is the ordinal number of the characteristic river section

The computation of flood routing is conceived in such a way that the computed outflow from one characteristic river section represents input to the next section. At the confluence of the river and a tributary, the outflows from the last characteristic sections auperpose and represent the inflow to the first characteristic section of the main flow, downstream from the mouth of the tributary.

The way of determining the MKM Method parameters, the number of characteristic sections and the functions of time and routing , is described in detail in the literature.

The ARX Model

The ARX component represents, actually, the forecasting dependence used for forecasting the inflow into the reservoir on the basis of the values of the discharges routed (the MKM component outlet) and the inflow (calculated by the energy generated)at the time of the forecast issue. The general form of the forecasting dependence of the combined auto and cross correlation type, is

$$\tilde{Q}\ (t + \tau) = B_o^{(\tau)} + \phi_1^{(\tau)} Q\ (t) + \phi_2^{(\tau)} Q\ (t-1) + \phi_3^{(\tau)} Q\ (t-2) + \theta_1^{(\tau)} QUOUT\ (t) + \theta_2^{(\tau)} QOUT(t-1) + \theta_3^{(\tau)} QOUT\ (t-2) \quad (2)$$

where

$\tilde{Q}$ (t + τ) - forecasted value of the inflow into the reservoir for the anticipation period
Q (t) - known values of the inflow into the reservoir at the time of the forecast issue t,
QOUT (t) - computational value of the routing discharge at the backwater wedging out section (the MKM component outlet) at the time of the forecast issue t,

$B_o^{(\tau)}$, $\phi_1^{(\tau)}$, $\phi_2^{(\tau)}$, $\phi_3^{(\tau)}$, $\theta_1^{(\tau)}$, $\theta_2^{(\tau)}$ and $\theta_3^{(\tau)}$ - combined auto and cross regression parameters determinated according to the least squares method

The inflow into the reservoir is computed using the known discharge from the hydro power plant at the time t according to the following formula:

$$Q(t) = q(t) + \frac{\Delta W(t)}{\Delta t} \tag{3}$$

where

q(t) - is the discharge from the hydro power plant at the time t.

$$q(t) = \frac{E}{9{,}81\,\eta\,HT} \tag{4}$$

where

E - is the generated energy,
η - efficiency of the set of machines
H - net head

$\Delta W(t) = W(t) - W(t-1)$ - change of water storage in the reservoir
W (t) - water storage in the hydro power plant reservoir
T - time

PRACTICAL IMPLEMENTATION

Defining the Basic Parameters of the Models

The MKMARX Model parameters are:

a) for the MKM component
- number of characteristic sections at different parts of the considered river system
- flood routing time function

b) for the ARX component
- linear regression coefficients
- $B^{(\tau)}$ - independent term
- $\phi_1^{(\tau)}, \phi_2^{(\tau)}, \phi_3^{(\tau)}$ - auto-regressive coefficients
- $\theta_1^{(\tau)}, \theta_2^{(\tau)}, \theta_3^{(\tau)}$ - cross-regressive coefficients
- τ - anticipation period

The computational scheme of the basin the MKMARX Model is applied to is shown in Fig. 1. There are three water courses flowing into the hydro power plant reservoir: $QINF^{(1)}$ is the inflow from the main water course; $QINF^{(2)}$ and $QINF^{(3)}$ represent the inflow from the tributaries. The total inflow, which includes the inflow from the main water course and the tributaries (two), as well as the inflow from the uncontrolled watershed is marked by Q. Fig. 1. also presents the location of the total inflow as well as the end zone of the backwater.

The values of the number of characteristic sections and the types of the routing time function are given in Table 1.

TABLE 1. Number of Characteristic Sections and the Routing Time Function Types for Different Parts of the River System

No.	River Section	No. of Char. Sec.	Routing Time Funct.
1.	Main water course from inlet section up to the first tributary	2	$\tau(QINF_t;\ QAVER_{(t-1)})$
2.	Main water course from first tributary mouth up to the second tributary mouth	1	$\tau(QINF_t;\ QAVER_{(t-1)})$
3.	First trib. from inlet section up to the confluence into the main water course	1	$\tau(QINF_t;\ QAVER_{(t-1)})$
4.	Second tributary from inlet section up to to the confluence into the main water course	4	$\tau(QINF_t;\ QAVER_{(t-1)})$

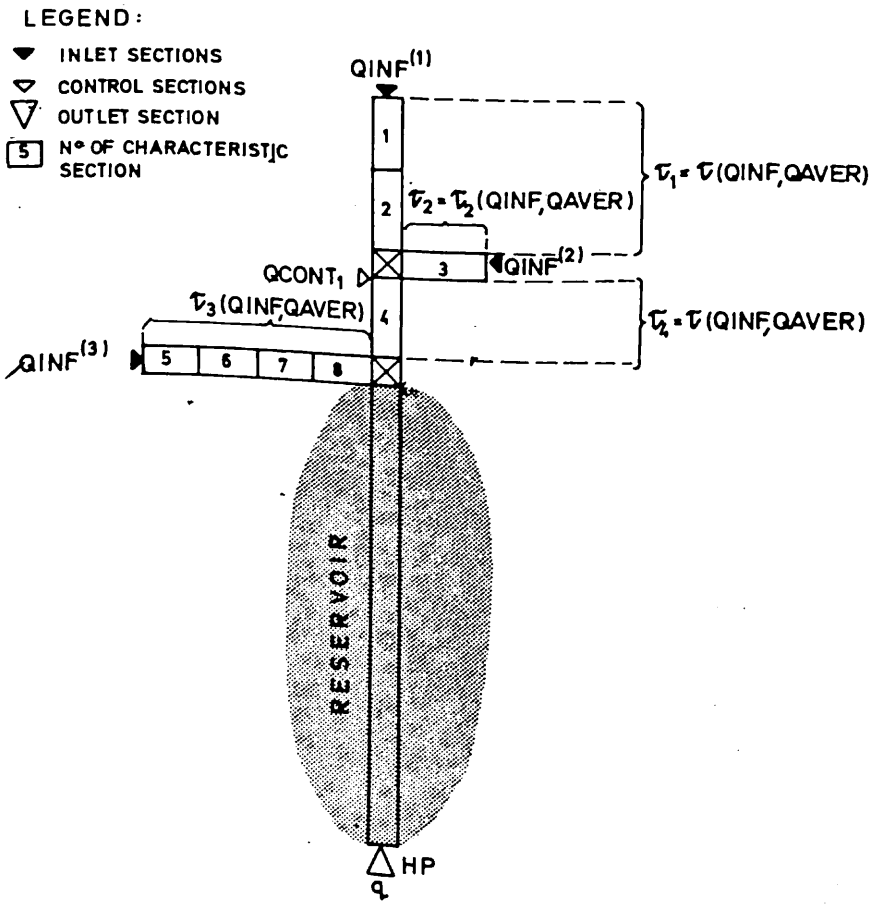


Fig. 1. The Computational Scheme of the Basin for the MKMARX Model

The parameters of the ARX forecasting unit component were tested for the anticipation period τ = 1,2,3 and 4 days. Their numerical indicators are shown in Table 2.

TABLE 2. ARX Component Parameters

Anticipation period τ in days	Auto-regressive			Cross-regressive			Independent term
	$\phi_1^{(\tau)}$	$\phi_2^{(\tau)}$	$\phi_3^{(\tau)}$	$\theta_1^{(\tau)}$	$\theta_2^{(\tau)}$	$\theta_3^{(\tau)}$	$B_o^{(\tau)}$
1	1,523	-0,424	-0,093	0,561	-1,032	0,448	67,325
2	2,028	-0,767	-0,230	0,864	-1,902	0,962	179,997
3	2,503	-1,040	-0,399	0,840	-2,399	1,401	340,948
4	3,010	-1,611	-0,292	0,544	-2,262	1,476	543,049

Verification of the Model

The verification of the model was performed using the data from 1984. The mean daily values of water discharge and inflow into the reservoir were used.

The computational results during the verification period are shown in Fig. 2 (for daily forecasts) and tabularly. The Table 3. presents the issued forecasts quality indicators, namely:

- the multi correlation coefficient $R^{(\tau)}$
- standard error of estimation $S^{(\tau)}$

$$S^{(\tau)} = \sqrt{\frac{\Sigma(\tilde{Q}(t+\tau) - Q(t+\tau))^2}{n-1}} \qquad (5)$$

where

n - is the number of forecasts issued
- natural limits of the forecasts $\Delta S^{(\tau)}$

$$S_\Delta^{(\tau)} = \sqrt{\frac{\Sigma(Q(t) - Q(t-\tau))^2}{n-1}} \qquad (6)$$

and the relation

$$\delta = \frac{S^{(\tau)}}{S_\Delta^{(\tau)}} \qquad (7)$$

TABLE 3. Presentation of the Forecasts Issued During the Verification Period

Anticipation period τ	R	$S^{(\tau)}$	$S_\Delta^{(\tau)}$	δ
1	0,997	134,9	213	0,62
2	0,988	264,9	398	0,66
3	0,973	400,6	570	0,70
4	0,951	547,6	727	0,74

The results, graphically presented in Fig.2 and in Table 3. show that the model MKMARX offers satisfactory results for all four periods of anticipation ($\delta < 0.8$), so that it could be recommended for practical implementation.

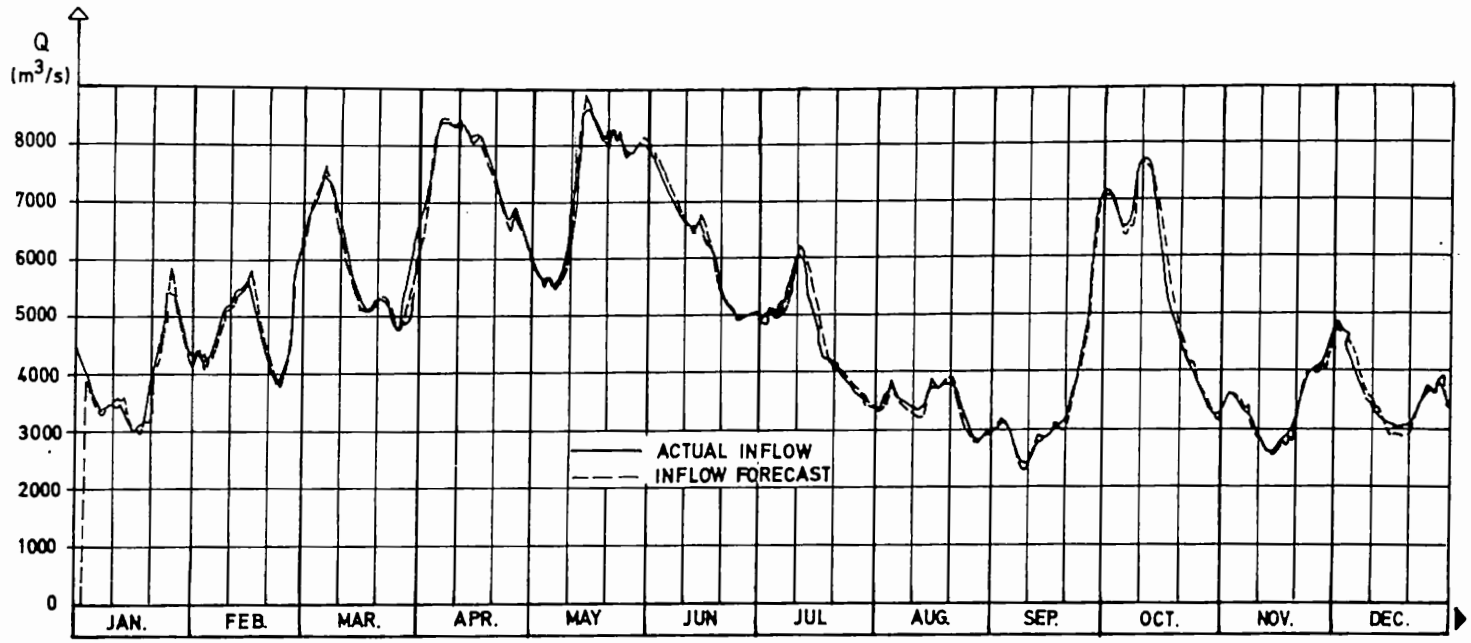


Fig. 2. Comparison Between the Actual Reservoir Inflow and the One Day Forecast at the HP Profile (Period Januar 1, 1984 - December 31, 1984)

REFERENCES

Kalinin, G.P., Milykov, P.I. (1958) Priblizznyy raschet dvizheniya neustanovishchegosya dvizheniya vodnyh mass, Trudy CIP-a,1958.

O'Connell, P.E. (1980) Real-time Hydrological Forecasting and Control, Proceedings of the First International Wokshop.

Prohaska, S. (1979) Hydrological Model for Computation of Flood Waves Routing at the Downstream Reaches of the Sava and the Drina,Vode Vojvodine.

Prohaska, S. Bartos, V. Sopostavlennyy analiz treh modeley dlya kratkosrochnogo prognozirovaniya rechnogo stoka, Konferenciya pridunayskih stran po gidrologicheskim prognozam, Bratislava, 1984.

Salas, J.D.,Delleur, J.W. Yevjevich, V., Lane, W.D. (1984), Applied Modelling of Hydrologic Time Series, Water Resources Publications

MULTIPLE LINEAR CORELATION AS A FORECASTING FLOOD MODEL

B. Todorovski* C. Popovska*
*Faculty of Civil Engineering
91000 Skopje - Yugoslavia

ABSTRACT

This study shows the way of application of the Multiple Linear Corelation in the Forecast Flood Model. The model has been tested for freely selected waves of flod waters, precisely for the river Vardar in Skopje. The total corelation coefficient has a great value and gives a possibility for a successful application of the model. The shown method gives a possibility for modification, i.e for the flood waters forecast in other conditions and places. The work on this model is continued with Multiple Non-Linear Corelation which will be more realistic

KEYWORDS

Flood Wave ; Flow Profiles ; Forecast ; Multiple Linear Corelation ; Arithmetic Mean ; Regression Coefficient ; Computer Programm; Total and Partial Coefficient; Strength of Corelation.

INTRODUCTION

The Forecasting Flood Model in the river bed represents a valuable information for security and protection of the material goods.Even the short-term flood forecasts can help the prevention or reduction of flood consequences which almost always represent a potential danger for destruction of the material goods, and sometimes a cause for people's tragedies, taking away their lives. Depending upon the physical - geographical and especially teh climate characteristics, the river flow can be increased, although shortly,for 100 times in relation to the average flow.The most frequent conditions for flood occurance are the short-term intensive or long-term rains,fast snow melting,or the joint action of rain and snow melting.

In our country almost every year some of the streams or more of them,transfering the flood waves,cause tremendous material damages.The consequences of the waves transfering,especially when there are settlements in the river valleys,significiant industrial,scientific and cultural centres,can be very great.The capital of Macedonia,Skopje,is situated on banks on the river Vardar,almost at the mouths of the tributaries,rivers Treska and Lepenec,which makes the flood forecast and protection more complex.

This study results from the need of finding a good forecasting flood model of the river Vardar in Skopje,with the use of Multiple Linear Corelation.

DESCRIPTION OF THE FORECASTING FLOOD MODEL

The flood waters of the river Vardar are formed out of the tributary waters of the rivers of Treska and Lepenec as well as out of the waters of the river Vardar up to the entrance to the city of Skopje.The watershed area with flow gages included in the model,are shown in the figure 1, while the above mentioned flow gages belong to the Common Hydrological Network,This flow gaging stations are near enough to Skopje,so that the individually formed waves do not incrase in a great degree,but at the same time far awway enough to organize a protection and defence of the valley of Skopje at the eventual rise of the flood waters.

Fig.1, The watershed area with flow gages

The flood waters wave of the river Vardar in Skopje is formed with super-infiltration of the waters of the three conveying profiles,Knowing the wave passing time and taking into consideration its changebility regarding the function of the flow,it can be forseen when this wave will reach the control profile,Taking the analysis of the already occured flood waves,the following passing times for this model have been adopted:

TABLE 1 Occured flood waves with passing times

River	Upstream gage	Mean gage	Hours
Vardar	Radusa	Skopje	4
Treska	St,Bogorodica	Skopje	2
Lepenec	Gen.Jankovich	Skopje	4

The Table shows that the Flood Wave Forecast in Skopje can be carried out two hours before its occurance in this city.The exposed Forecasting Flood Model is flexible and can be also used for forecast in the other areas with a similar hydrological configuration.The test of this model was carried out on the flood waves occured in 1970/71 in Skopje,and excelent results were obtained which does not mean that the same results will be obtained for all flood waves,nevertheless,they guarantee a successful forecast.With a particular modification of the inlet parameters (number of tributaries,passing time,etc.) the shown method of multiple linear corelation can successfully forecast the flood waters in other conditions and places.

RECTILINEAR CORELATION AMONG FOUR CHANGEABLES

The corelation of the flows with the selected passing times is determined with the Method of Rectilinear corelation which determines the analitical expression of the regressive line as well as the corelation degree. The method of rectilinear corelation with four changeables will be briefly exposed here. Suppose that X_1, X_2 and X_3 are the flows in the three conveying measuring profiles of the rivers which form the flood waters in the control profile. The regression equation for such case will be:

$$Y = b_1X_1 + b_2X_2 + b_3X_3 + (\bar{Y} - b_1\bar{X}_1 - b_2\bar{X}_2 - b_3\bar{X}_3) \qquad ...(1)$$

in which $\bar{Y}$, $\bar{X}_1$, $\bar{X}_2$ and $\bar{X}_3$ are the arithmetic mean (Y-control profile flow) of the flow lines which define the corelation, while the values b_1, b_2 and b_3 are the regression parameters and are calculated with the following equations:

$$b_1 = \frac{\Sigma yx_1 - b_2 \Sigma x_1x_2 - b_3 \Sigma x_1x_3}{\Sigma x_1} \quad ; \quad b_2 = \frac{E - b_3B}{A} \quad ; \quad b_3 = \frac{BE - AG}{B^2 - AF} \qquad ...(2)$$

$$y = Y_i - \bar{Y} \quad ; \quad x_1 = X_{1i} - \bar{X}_1 \quad ; \quad x_2 = X_{2i} - \bar{X}_2 \quad ; \quad X_3 = X_{3i} - \bar{X}_3 \qquad ...(3)$$

$$A = (\Sigma x_1 x_2)^2 - \Sigma x_1 \Sigma x_2^2$$

$$B = \Sigma x_1 x_2 \Sigma x_1 x_3 - \Sigma x_2 x_3 \Sigma x_1^2$$

$$E = \Sigma x_1 x_2 \Sigma y x_1 - \Sigma y x_2 \Sigma x_1^2 \qquad \ldots(4)$$

$$F = (\Sigma x_1 x_3)^2 - \Sigma x_1^2 \Sigma x_3^2$$

$$G = \Sigma x_1 x_3 \Sigma y x_1 - \Sigma y x_3 \Sigma x_1^2$$

The determination of the regression coefficients can be also made with the use of matrix calculation. The mean-quadrat deviations of the lines are determined:

$$\sigma_{xi} = \frac{\Sigma x_i}{n-1} \qquad \ldots(5)$$

The partial ceofficients of corelation are determined:

$$r_i = \frac{\Sigma x_i y}{\Sigma x_i^2 \Sigma y^2} \qquad \ldots(6)$$

$$r_{ij} = \frac{\Sigma x_i x_j}{\Sigma x_i^2 \Sigma x_j^2} \qquad \ldots(7)$$

$$r_{ii} = 1 \qquad \ldots(8)$$

which means $r_{11} = r_{22} = r_{33} = r_{44} = 1$.

$$r_1 = \frac{\Sigma x_1 y}{\Sigma x_1^2 \Sigma y^2} = r_{1y} \; ; \quad r_2 = \frac{\Sigma x_2 y}{\Sigma x_2^2 \Sigma y^2} = r_{2y} \; ; \quad r_3 = \frac{\Sigma x_2 y}{\Sigma x_3^2 \Sigma y^2} = r_{3y} \; ; \quad r_4 = r_{4y} = r_{44} \qquad \ldots(6.1)$$

$$r_{12} = \frac{\Sigma x_1 x_2}{\Sigma x_1^2 \Sigma x_2^2} \; ; \quad r_{13} = \frac{\Sigma x_1 x_3}{\Sigma x_1^2 \Sigma x_3^2} \; ; \quad r_{23} = \frac{\Sigma x_2 x_3}{\Sigma x_2^2 \Sigma x_3^2} \qquad \ldots(7.1)$$

The matrix of partial coefficients r and the matrix of parametres a will be:

$$\begin{bmatrix} r_{11} & r_{12} & r_{13} & r_{1y} \\ & r_{22} & r_{23} & r_{2y} \\ & & r_{33} & r_{3y} \\ & & & r_{4y} \end{bmatrix} \qquad \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} \\ & a_{22} & a_{23} & a_{24} \\ & & a_{33} & a_{34} \\ & & & a_{44} \end{bmatrix} \qquad \ldots(9)$$

$$a_{ii} = 1 \qquad \ldots(10)$$

$$a_{ij} = (r_{ij} - a_{1i} a_{1j} - a_{2i} a_{2j} - \ldots\ldots - a_{i-1} a_{j-1}) \qquad \ldots(11)$$

$$a_{ii}^2 = 1 - a_{1i}^2 - a_{2i}^2 - \ldots\ldots - a_{i-1,j}^2 \qquad \ldots(12)$$

which gives:

$$a_{11} = 1 \; ; \quad a_{22} = \sqrt{1 - a_{12}^2} \; ; \quad a_{33} = \sqrt{1 - a_{13}^2 - a_{23}^2} \; ; \quad a_{44} = \sqrt{1 - a_{14}^2 - a_{24}^2 - a_{34}^2}$$

$$a_{12} = r_{12} \; ; \qquad a_{13} = r_{13} \; ; \qquad a_{14} = r_1 = r_{1y}$$

$$a_{23} = (r_{23} - a_{12}a_{13})/a_{22} \; ; \quad a_{24} = (r_{24} - a_{12}a_{14})/a_{22} \qquad \ldots(11.1)$$

$$a_{34} = (r_{34} - a_{13}a_{14} - a_{23}a_{24})/a_{33}$$

The coefficients b are calculated:

$$b_3 = a_{34}/a_{33} \; ; \quad b_2 = (a_{24} - a_{23}b_3)/a_{22} \; ; \quad b_1 = (a_{14} - a_{12}b_2 - a_{13}b_3)/a_{11} \qquad \ldots(13)$$

while the ceofficients before the changables will be:

$$B_1 = b_1\sigma_y/\sigma_{x1} \; ; \quad B_2 = b_2\sigma_y/\sigma_{x2} \; ; \quad B_3 = b_3\sigma_y/\sigma_{x3} \qquad \ldots(14)$$

$$A_1 = (\bar{Y} - B_1\bar{X}_1 - B_2\bar{X}_2 - B_3\bar{X}_3) \qquad \ldots(15)$$

Finally, the regression equation can be composed:

$$Y = A_1 + B_1X_1 + B_2X_2 + B_3X_3 \qquad ..(16)$$

The strength of corelation is estimated according to the total and partial coefficient of corelation:

$$R = \sqrt{1 - \frac{\Sigma\lambda^2}{\Sigma y^2}} \; ; \qquad R_p = 1 - \sqrt{1 - R^2} \qquad ..(17)$$

where there is: $\lambda_i = Y_i^{calculated} - Y_i^{measured}$.

TABLE 2 Flood Waves from 31.12.to 2.01.1971

Number	Time		Discharges (m^3/s)			
	day	hour	Y	X_1	X_2	X_3
1	31.12	12	92,0	47,2	25,0	10,0
2	"	16	122,0	78,0	28,0	11,0
3	"	20	175,0	90,0	32,0	14,0
4	"	24	222,0	122,0	52,0	32,0
5	1.01	4	272,0	119,0	112,0	57,0
6	"	8	335,0	130,0	146,0	100,0
7	"	12	395,0	140,0	158,0	63,0
8	"	16	370,0	141,0	160,0	52,0
9	"	20	400,0	140,0	212,0	48,0
10	"	24	390,0	105,0	235,0	41,0
11	2.01	4	322,0	72,0	213,0	38,0
12	"	8	263,0	57,0	181,0	30,0
13	"	12	218,0	50,0	152,0	23,0
14	"	16	195,0	46,0	133,0	18,0
15	"	20	178,0	45,0	120,0	13,0
16	"	24	166,0	44,0	112,0	11,00

STATEMENT OF THE PROGRAMME "MNOCOR"

```
        X24=X24+X2N(I)*X4N(I)
        X34=X34+X3N(I)*X4N(I)
30      CONTINUE
C CALCULATION OF THE COEFFICIENTS A,B,E,F,G
        A=X23*X23-X22*X33
        B=X23*X24-X34*X22
        E=X23*X12-X13*X22
        F=X24*X24-X22*X44
        G=X24*X12-X14*X22
        BAF=B*B-A*F
        TYPE *,'BUF=',BAF
        IF(BAF.EQ.0) GO TO 105
C CALCULATION OF THE REGRESSION COEFFICIENTS
        B4=(B*E-A*G)/BAF
        B3=(E-B4*B)/A
        B2=(X12-B3*X23-B4*X24)/X22
        SL=0.
        DO 40 I=1,N
        X(I)=B2*X2(I)+B3*X3(I)+B4*X4(I)+(X1S-B2*X2S-B3*X3S-B4*X4S)
        DL(I)=X(I)-X1(I)
        SL=SL+DL(I)*DL(I)
40      CONTINUE
C CALCULATION OF THE TOTAL COEFFICIENT OF CORELATION
        R=SQRT(1-SL/SX1)
C CALCULATION OF THE PARTIAL COEFFICIENT OF CORELATION
        RP=1-SQRT(1-R*R)
        WRITE(3,101)A,B,E,F,G
101     FORMAT(10X,'A=',G14.7/10X,'B=',G14.7/10X,'E=',G14.7/10X,
     *'F=',G14.7/10X,'G=',G14.7///)
        WRITE(3,102)B4,B3,B2
102     FORMAT(10X,'B4=',G14.7/10X,'B3=',G14.7/10X,'B2=',G14.7///)
        WRITE(3,103)(I,X(I),I=1,N)
103     FORMAT(10X,I4,F10.2)
        WRITE(3,104)R,RP
104     FORMAT(10X,'R=',F10.3,10X,'RP=',F10.3)
105     CONTINUE
        STOP
        END
```

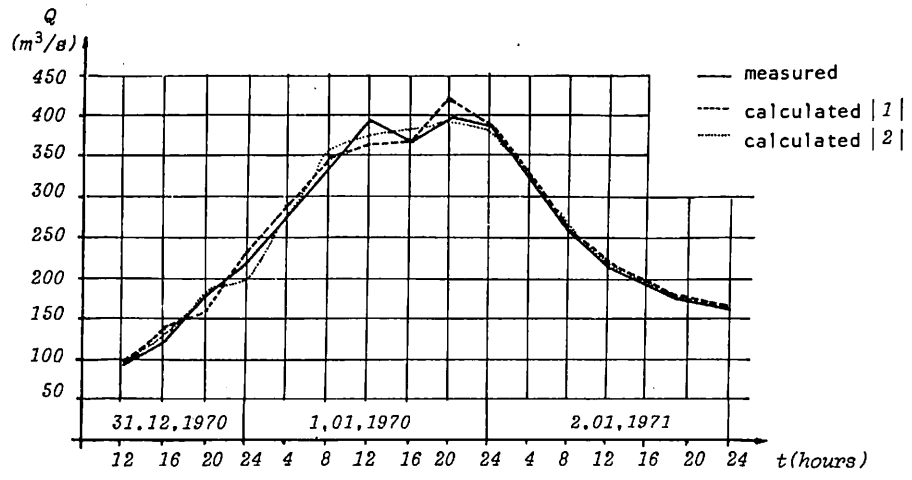


Fig.2 Flood wave of the river Vardar-Skopje 12..1970-1.01.1971

CONCLUSION

The four-times linear regression in the example shown above gives excelent results and can be used in the Flood Waters Forecast,The high corelation coefficient does not need to be repeated at each occurance of flood waters, but in any case the corelation must be strong also in other relations of the flood water occurance in the upstream profiles.

The model has to be tetsted also for other waves occured,especially for those with disaster consequences,There will also be tests of the model with registered waves of flood on the distant ustream flow gages which applies especially for the river Treska,The proposed model can also be used for flood wave detection on some upstream flow gaging station with a provision of required data for the control profile.

ZUSAMMENFASSUNG

Im Referat wurde gezeigt wie die mehrfächige lineare korrelation als prognosishes Model fur Hochwasser angewendet werden kann.Das Model wurde für freiwillig gewählte wellen von Hochwasser testiert,konkret für den Fluss Wardar in Skopje.Der totale koeffizient der korrelation hat hohes wert und gibt eine Hoffnung für erfolgreiche Anwendung des Models.Die dargestellte Methode bietet eine Möglichkeit fur Modifikation an,bzw. für Prognose der Hochwasser unter anderen Bedingungen und auf anderen Stellen.

РЕЗЮМЕ

В докладе показывается возможност исползованя множественную корреляцию каи прогностички модель для паводков.Модель проверен для случайный выбраны волны бошых водь ,для прогнозы паводкы р.Вардар в Скопие.Савокупный коэффициент корреляции очен высокий и дает возможност для успешно примененыя моделя. Множественная коррелация в этом прымере дала положительные резултаты и она можно ползоватся и в другые условия и другые профили.

REFERENCES

|1| *Apolov,Kalinin,Komarov(1960) Hydrology Forecasts,Leningrad (in Russian)*

|2| *Jevdžević V. (1956) Hydrology I part,Begrade (in Serbocroatian)*

|3| *Knežević B. (1974) Correlation Methods in Hydrology,Trebinje (in Serbocroatian)*

|4| *Linslei,Koler,Paulus(1962) Appropriate Hydrology,Leningrad (in Russian)*

|5| *Popov E,G. (1968) Basis of Hydrology Forecast,Leningrad (in Russian)*

|6| *Srebrenović D. (1970) Application of the Mathematical-Statistical Methods in Hydrology,Zagreb (in Serbocroatian)*

REAL TIME HYDROLOGICAL FORECASTING BY USE OF THE PATTERN RECOGNITION METHOD

V.S. Vujačić *, Z.V. Stojiljković **

* R. J. Automatika, Institute "Mihailo Pupin", Volgina 15, 11050 Belgrade, Yugoslavia

** Center for multidisciplinary studies, University of Belgrade, Slobodana Penezića - Krcuna 35, 11000 Belgrade, Yugoslavia

ABSTRACT

In order to simplify the generation of hydrological forecast provided by the conceptual hydrological approach, this paper proposes fast and high quality hydrological forecasting by using a simple nonparametrical method of pattern recognition. The method is used on a part of the Zapadna Morava river watershed.

Three classes of watershed behaviour represent the basis of the method. The clases are formed by the historical records of the input - output watershed values (temperature, rainfall, streamflow) and their names are: "normal state" class, "flood state" class and "post-flood state" class in the watershed. One class is made up of a group of measurement vectors in a six - dimensional measurement space, grouped by the streamflow quantity criterion on the output river profile. The six - dimensional measurement vector defines the state of the input parameters of the watershed (rainfall, temperature), since its components are the averaged values of the rainfall and temperature over the watershed during a five-day period measured in three rainfall gauging stations. A new measurement vector is formed on the basis of meteorological forecast for the observed watershed. The hydrological forecast is generated by assigning the vector to one of the already formed classes of watershed behaviour. Since the number of calculations is in this case relatively low, the system for generation of the hydrological forecast operates in real time and on a relatively small computer (up to 1/2 Mbyte main memory).

In order to minimize the false forecast probability, the system for classification of measurement vectors is permanently educated. Education is performed according to specific rules autonomously or by instructions of the man as a teacher.

The method for generating the hydrological forecast is open for further upgrading in three directions:

- increasing the number of input values of watershed, which, as components of the measurement vector, are used to more precisely define the state of the watershed,
- increasing the number of classes of watershed behaviour in order to forecast the magnitude of the flood wave, besides the moment of its appearance,
- upgrading the system for classification by the operation experience to be obtained in the several years long exploitation period.

KEYWORDS

Hydrological forecasting, flood: Pattern recognition, nonparametrical method, 1-Nearest similarity measure, 1-Nearest neighbour classifier.

INTRODUCTION

One of the prerequisites of efficient water resources management is successful river flow forecasting special attention devoted to flood forecasting. These forecasts are employed for early warning of flood hazard in river basins or for the control of reservoirs, gates and pumping stations in man-made water resources management systems.

The possibility for flood forecasting from the standpoint of pattern recognition theory is analyzed in this paper. Research carried out at the Mihajlo Pupin Institute has shown this method to have certain advantages over conceptual river basin models that rely on systems analysis methods. A brief comparative analysis of these two approaches for the same river and for a similar period of time is given in this paper to permit a comparison to be made between the two methods.

The nonparametric method of pattern recognition that will be used here, was first described by Stojiljković (1976). A preliminary analysis of the application of this method to hydrologic forecasting was given by Vujačić and Stojiljković (1981) and a detailed analysis by Vujačić (1981). The conceptual approaches to methods for model parameter identification similar to the one that will be presented here were described in papers reporting on the work done at the Mihajlo Pupin Institute in Belgrade in (1974, 1975, 1976 and 1979), papers by Cohon and Marx (1975), etc.

HYDROLOGIC FORECAST GENERATION BY APPLYING ADJUSTED RAINFALL-RUNOFF MODEL

The mathematical model used for basin process simulation for the West Morava river is referred to as SAR (Streamflow and Reservoir) model (Mihajlo Pupin Institute, 1974). It is intended to simulate the rainfall-runoff process for the West Morava river basin and synthesize hydrogram for a selected location on the river. In the case considered the location at the Gugalj bridge water gauge was selected. The model comprises a set of mathematical relations that describe river basin processes and express the relationships among hydrologic quantities. In addition, the model includes a structure of hypothetical linear reservoirs to simulate the flow of runoff components. Out of a large number of model parameters, 18 were chosen as important. Parameter adjustment was performed by multicriteria optimization using an extended criterion function (Mihajlo Pupin Institute, 1979). The river basin model with adjusted parameters was used to generate the forecast for the location near the Gugalj bridge for a few days ahead.

Figure 1 presents the results of model parameter adjustment for the West Morava river basin for a 68-day spring period starting from the 1st of May, 1967. As may be seen, the reconstructed hydrogram agrees very well with the reserved one, which was the aim of model parameter adjustment. Such a model may be used for generating a hydrologic forecast for the immediate future on the basin of a meteorological forecast for precipitation and temperature values for a number of the following days. So, identification has been completed in this way. Further adaptive parameter identification is a process accompanying this mode of hydrologic forecasting.

To give an example of a hydrologic forecast, we take the meteorological forecast for two days ahead, starting from the 8th of July, 1967, since the identification period ended on the 7th of July, 1967. The numerical values of forecasted precipitation, observed and forecasted flows are given in Table 1. As may be seen, a rather good agreement between forecasted and observed flow values was achieved.

Table 1 Meteorological forecast, observed and forecasted flow for the Gugalj bridge location

Date	Forecasted precipitation (mm)	Forecasted flow (m^3/s)	Observed flow (m^3/s)	Flow Deviation (%)
8.7.1967	0	37	35,1	-5
9.7.1967	0	3o, 5	31,8	4

SOME ASPECTS OF CONCEPTUAL APPROACH TO HYDROLOGIC FORECASTING

The following notes may be given on the use of rainfall-runoff model for generating a hydrologic forecast.

The SAR model belongs to the group of complex rainfall-runoff models. It has the following advantages for hydrologic forecasting: it requires a relatively modest data base, which is usually available in Yugoslavia; it incorporates an algorithm for automatic parameter adjustment, which provides ease of operation; it has large river basin modelling capabilities, which means that it is an exact model; it performs continuously hydrogram simulation; it permits monitoring of the behaviour of other, relevant, hydrologic components such as soil moisture, actual evapotranspiration, etc.; the model configuration is easily expandable to include simulation of the effects of snowmelt, etc.

The problems arising in the application of the SAR model may be described as follows. Because of the model complexity, the number of adjustable parameters exceeds 18-the number of parameters adjusted in the example presented here. But this gives rise to constraints relating to the efficiency of automatic parameter adjustment algorithm (a shortened search algorithm). In other words, if the simulation were to incorporate all phenomena of a river basin, including reservoirs, the number of adjustable parameters would increase considerably, and this would represent a serious identification problem. One among the ways to solve it is to use complex gradient algorithms or to employ manual adjustment; this would, in turn, require a person familiar with hydrologic practice.

Another problem is the use of the model in dynamic conditions. The iterative parameter adjustment procedure may be rather time consuming. This time may be of invaluable importance in flood forecasting.

To provide as accurate a forecast as possible immediately before the expected flood, the model must be adjusted to the river basin as well as possible. Since the time of flood occurrence is unknown, continuons parameter identification must be performed as well as a posterior analysis of forecasting error with respect to the actual situation. This requires the presence of an expert (a systems engineer, hydrologist, etc.).

As is also the case with other mathematical models, the input, raw information(precipitation temperature, flow) is processed by applying numerous linear and nonlinear relations that are only approximations to actual natural processes. It is therefore justifiable to say that this information, which is the richest, is impoverished in quality by the processing.

USE OF PATTERN RECOGNITION METHOD

The basic idea is to form at least two-clases of behaviour of a hydrologic system. The number of classes is limited only by the amount and quality of hydrometeorological data depends on the stated objective. Each system state is assigned to one of these two, or more, classes. This information is used to forecast the flow value for the considered location.

Classification system training is a continuous process accompanying the decision-making and is intended to reduce the probability of a false forecast. The forecast of flood decurrence is analyzed in this paper, although, in principle, there are no obstacles to forecasting the flow value as well.

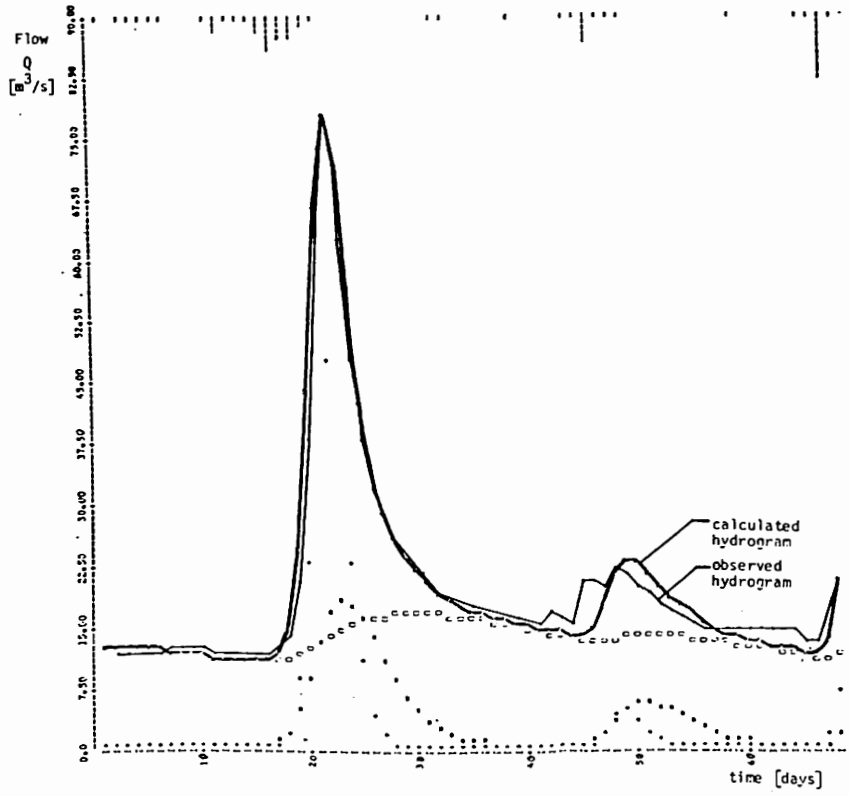


Fig. 1. Observed and calculated hydrograms for adjusted model parameters values.

In statistical pattern recognition theory, a pattern is represented as one point in the Euclidean n-dimensional space. Such a space is referred to as the feature space, X is the feature vector, and its components, resulting from measurements performed on the object under consideration, are referred to as the components of feature vector. The river basin is the object in this case.

The feature vector may now be represented by:

$$X = [x_1 x_2 \ldots x_n]^T \qquad (1)$$

FORMATION OF FEATURE VECTOR

The feature vector and classes were formed using historical hydrologic records for the West Morava river basin upstream of the Gugalj bridge water gauge. The used river flow data were recorded at the Gugalj bridge water gauge, and the rainfall and temperature data at the following rain gauge: Zlatibor-Palisad, Titovo Užice, Užička Požega and Čačak. Data for a spring period of approximately 68 days for 1968, 1969 and 1970 were taken. The value of flow was measured in m^3/s, of rainfall in mm, and of temperature in ^oC.

The feature vector comprises six components:

$$X = [x_1\ x_2\ x_3\ x_4\ x_5\ x_6]^T \tag{2}$$

where the first three components are the average rainfall depths for 5 days, and the other three components are the average temperature values in the same period.

BEHAVIOUR CLASSES OF RIVER BASIN

To give a forecast of flood occurrence, three classes that describe the river basin behaviour in the period under consideration were formed:

- the "normal state" class in the river basin, ω_1
- the "flood state" class in the river basin, ω_2
- the "post-flood" state class in the river basin, ω_3

These classes are symbolically denoted by the events ω_i, $i = 1, 2, 3$ respectively. If Q denotes the river flow, the formation of classes was performed according to the following algorithm:

$$X \in \begin{cases} \omega_1 & \text{for } Q < Q_{krl} \\ \omega_2 & \text{for } Q_{krl} < Q < Q_{kr2} \wedge Q \\ \omega_3 & \text{for } Q > Q_{kr2} \end{cases} \tag{3}$$

The class of "normal states" is determined by the fact that the river flow observed on the water gauge does not exceed a prespecified value Q_{krl}, which was accepted to be the critical flow for that water gauge above which flood will occur. The precipitation (rainfall) and temperature data, arranged in the vector X which refers to the same period of time in which $Q < Qkrl$, form the class of "normal state" in the river basin.

The other two classes were formed in a similar way. If the flow increases and exceeds the lower critical value Q_{krl}, flood occurs, and the precipitation and temperature data that are arranged in the vector X form the "flood state" class, ω_2. If the flow exceeds the upper critical value Q_{kr2}, the "post-flood state" class, ω_3 is formed.

DIMENSIONALITY REDUCTION OF MEASUREMENT VECTOR

The characterization stage was followed by optimal reduction of feature vector dimensionality from 6 to 2. This reduction made possible: a graphical representation of classes in a two-dimensional space, Fig. 2, and the use of a simple classification improvement. The vector of this new, reduced feature space is $Y=AX$, where A is the eigenvector matrix.

The class separability coefficient in the reduced feature space is an absolute measure of the efficiency of pattern recognition problem solving. In this case the coefficient value is high, $J = 4.1629$. In other words, the separability of "normal state" and "flood state" classes is good.

HYDROLOGIC FORECAST GENERATION

Generation of a hydrologic forecast is based on a meteorological forecast for temperature and precipitation values for two days ahead. To ensure the feature vector to represent the average state in the river basin in a 5-day period, the temperature and precipitation data for the preceding 3 days are used. This is how we obtain a newly arrived feature vector that should be classified into one of the three already formed classes. For the period April 12-16, 197o, the value of the newly arrived feature vector in the reduced feature space is $Y = A^T X = [y_1\ y_2]^T = [-57,71\ \ 31,83]^T$. As may be seen from Fig. 2, the vector

belongs to the "flood state" class, but visual classification, although the simplest, is not always the most reliable one. This is why we employ a very reliable classification of feature vector Y based on nonparametric pattern recognition method. This classifier is known as the 1-nearest neighbour classifier, and the classification relies on E clidean distances of the vector Y from the samples of all three classes in the reduced measurement space (Stojiljković, 1976). After applying this classification procedure for l=5, the value of l-Nearest similarity measure of the vector Y with respect to all three classes is obtained. The values of l-Nearest similarity measure are:

- the "normal state" class: $d_1(Y) = 13647,26$
- the "flood state" class: $d_2(Y) = 9109,13$
- the "post-flood" state class: $d_3(Y) = 10663,73$

As may be seen, the l-Nearest similarity measure $d_2(Y)$ for the "flood state" class has the smallest value, i.e. the vector Y is most similar to that class, so it should be assigned to that class. Thus, one may state, with a certain error probability, that flood will occur in the next two days.

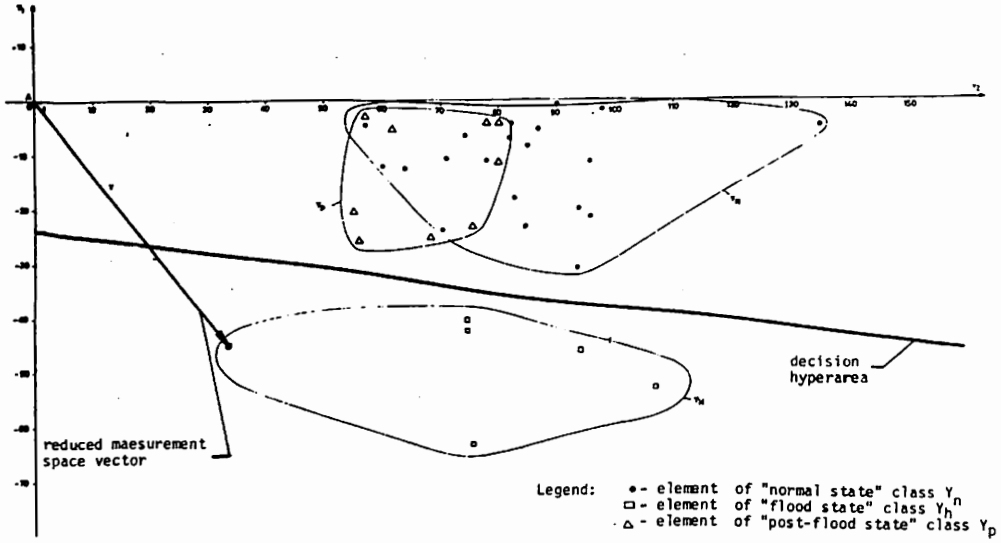


Fig. 2. Arrangement of classes in the reduced two dimensional measurement space.

CLASSIFICATION SYSTEM TRAINING

As was already mentioned, classification system training improves the quality of decesion-making in the critical regions of classes. Boundary clustering of samples is performed in such a way that classes are encircled by a band of their samples in those parts in which they overlap adjacent class. On the basis of a replacement criterion defined by Stojiljković (1976), and after some calculations (Vujačić, 1981), it follows that the newly arrived measurement vector Y should not be included in the set of initial samples of "flood state" class, but should be rejected. Thus, the number of samples in the class has remained unchanged (N=6), and "the old" samples have been retained in the class, since they are near that part of the boundary which overlap the other two classes. In this way, the 1-Nearest neighbour classifier with boundary clustered samples tends with a probability 1 to the optimal Bayes classifier as well.

CONCLUSION

In river basins with relatively modest variation of hydrologic and meteorological quantities, the conceptual approaches yield good results, since they are exact and since a sufficiently long time is available to adjust the complex mathematical model used for basin simulation purposes. In small river basins,such as those in Yugoslavia, changes are abrupt and a model that is always adjusted must be available to permit a timely flood forecast to be given. The approach based on a nonparametric pattern recognition method that is proposed in this paper is intended to simplify the preparations for forecast generation and improve the forecasting accuracy. It employs a simple, real-time implementable algorithm that requires a small--size computer. The classifier is trained during the practical application of the method, i. e. learning is a progressive natural process accompanying the decision-making.

This method for generating a hydrologic forecast is open to further improvement in three directions:

- to increase the number of river basin input quantities that are used as the components of measurement vector to describe the river basin state as exactly as possible,
- to increase the number of classes of river basin behaviour to allow the forecast to include not only the moment of flood occurrence but also flood volume,
- to enrich the classification system by the experience to be gained through the practical use of the method over a large number of years.

REFERENCES

1. Cohon, J., Marks, D., (1975). A review and evaluation of multiobjective programing technique, Water Resources Research, Vol. 11, No. 2.
2. Mihailo Pupin Institute, Belgrade (1974). SAR-a program for simulation of the conversion of precipitations into outflow. Program description. Program developed for ZOVP "Morava".
3. Mihailo Pupin Institute, Belgrade (1975). A deterministic model for hydrological forecasting. A summary of the literature. Report for the Republic' s Union of Science of Serbia.
4. Mihailo Pupin Institute, Belgrade (1979). Application of SSARR program for hydrological forecasting. The study made for the Republic' s Water Management Union of Serbia.
5. Mihailo Pupin Institute, Belgrade (1979). Analysis of the expanded criterion function for adjustment of SAR-model parameters. Report for the Republic' s Union of Science, Serbia.
6. Rakočević, Radojević, D., Medanić, J., (1976). Preliminary results on the development of methodology for adaptive hydrological forecasting, ETAN, Opatija.
7. Z. Stojiljković: (1976). Learning and Classification by Distorting the Natural Structure of Initial Set of Samples, Ph. D. dissertation, University of Belgrade, Yugoslavia.
8. Vujačić, V., Stojiljković, Z., (1981). Pattern recognition applied to hydrological forecasting, ETAN, Mostar.
9. Vujačić, V., (1981). Application of nonparametric method of classification with permanent teaching for hydrological forecasting. M.S. thesis at Electrotechnical Faculty University of Belgrade, Belgrad.

1. Real time hydrological forecasting models

A CONVERSATIONAL SYSTEM MAN–MACHINE FOR FLOOD FORECASTING IN BASINS WITH HYDRAULIC STRUCTURES

P. Serban and V. Plesa

Institute of Meteorology and Hydrology
Sos. Bucureşti - Ploieşti no. 97 Bucharest, Romania

ABSTRACT

This paper shows the general characteristics of the flood forecasting model in basins with hydraulic structures "VIDRA" and the way of establishing a dialog "man-machine" in view of working out and updating hydrological forecasts by means of the conversational version used in real time operation mode. The main stages in modelling the rainfall-runoff process used and the stages in forecasting are presented function of the available information.
The final part describes the programmes contained in the "VIDRA" pack and provides a detailed analysis of the actual procedures by which the conversation is achieved in four stages, i.e.
- the introduction and validity of the input data;
- the dynamic re-calibrating of the model;
- the choice of operating versions of the reservoirs;
- forecast up-dating.
Finally, the results obtained by modelling in comparison with the recorded real data are presented.

KEYWORDS

Interactivity(dialogue); reservoir operation; flood forecasting; simulation

INTRODUCTION

The demand for turning into account the hydro-power potential and the expansion of water uses called forth the achievement of hydraulic structures in most basins; these structures, reservoirs included, are part of more complex water management systems. Under these circumstances the anthropic factors interfere as an ever more dynamic and complex component with the process of natural streamflow modification within a basin contributing to a significant extent to the development of mathematical models and computer procedures for working out hydrological forecasting.

The operation of each reservoir within the system should take into account certain local restrictions, the operation of the upstream and downstream reservoirs and the way of flood formation over the entire basin. In other words, in basins with hydraulic structures there is a very close connection between hydrological forecasting and reservoir operation under flooding conditions. Therefore, on account of the floodwave forecasting, an optimum reservoir operation mode is established, materialized in outflow hydrographs which are further on used in working out the hydrological forecast for the downstream structures.

The rapidness in decision taking under floods calls forth a thorough knowledge, step by step, of the floods and of the water stage in the reservoir for their judicious operation in order to avoid the occurrence of critical situations consequence to inadequate operation of the weirs and to the practical application of the simulation-optimization models on computer support aimed at water management surveillance.

The simulation-optimization models should have a modular structure (fig. 1) that covers a "sheer hydrological"model formed of two basic components: one for overland runoff formation and another for flood routing along the riverbed as well as a water management model. It is advisable that the two models should be connected and implemented on the same computer or an"on-line" connection should be established between models (computers) to face the large amounts of information needing transfer from one model to another and backwards.

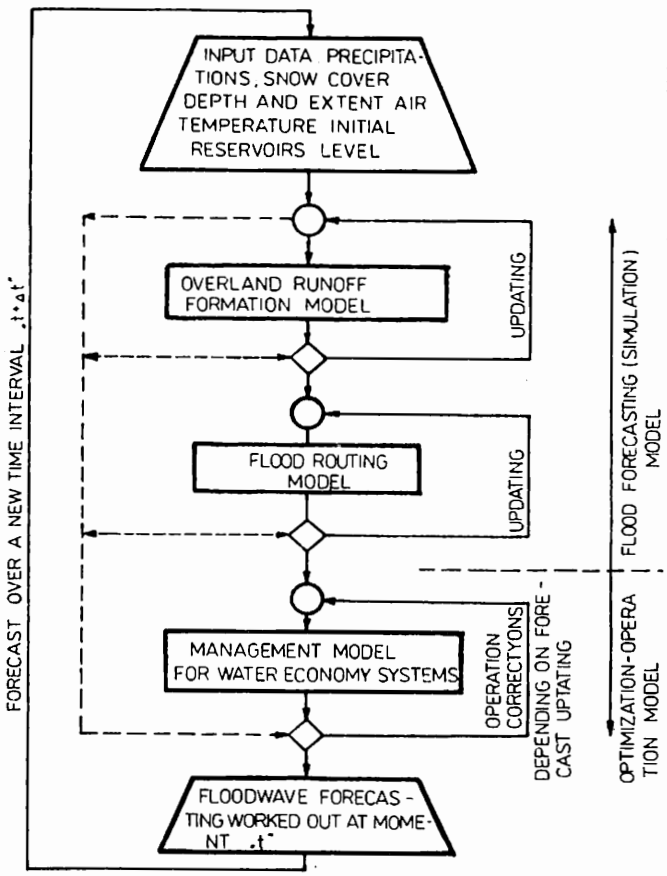


Fig.1 Module structure of a simulation optimization model

Such a model requires meteorological,hydrological and management data, of a certain degree of uncertainty and strong variability in time and space. Considering this,the forecaster has to work out several versions of a forecast by means of some interactive programmes and update them in certain sections of the basins any time additional information occurs on the development of the phenomenon under study or from the hydraulic structure. This activity consisting in working out and automatically updating the hydrological forecasts may be carried out in real time using interactive systems and programmes with conversational facilities. This interactivity involves the possibility of direct contact between man and computer, of computers coupling with one another and of interaction between computer and other technical systems.

MODELLING OF THE RAINFALL-RUNOFF PROCESSES AND THE FORECASTING STAGES

he general strategy of maximum runoff modelling in a basin with hydraulic tructures for flood wave forecasting purposes, consists of a two-sided modeling: for the given basin and for the rainfall-runoff process.

asin modelling lies in:
dividing the basin into small sub-basins homogeneous from a geomorphological tandpoint;

- dividing the river into characteristic reaches taking into account the evenness of the hydraulic and morphometric characteristics of the riverbed and flooding plain.

Modelling of the rainfall-runoff process supposes a successive integration of overland runoff into the riverbed and reservoirs based on:
- determination of the amount of water released by the snow cover over each sub-basin (Serban, 1984);
- computation of the average water inflow over each sub-basin - i.e. the amount of rainfall and snowmelt water;
- determination of the effective rainfall over each sub-basin(the runoff depth) by subtracting the infiltration and evaporation losses from the average inflow (Diaconu and Stănescu, 1976; Serban 1984);
- effective rainfall integration over the valleyside and the primary hydrographic network which results in discharge hydrograph drawing for each sub-basin (Serban, 1984);
- floodwave composition over each sub-basin and their routing along the riverbed (Serban, 1984);
- floodwave alleviation in the reservoirs and the latter's coordinated operation (Serban and Pleşa, 1986).

On account of the previously presented algorithm floodwave forecasts are produced in steps depending on the amount of available information as follows:
- forecasts forewarded before the rain has ceased;
- forecasts forewarded after the flood inducing rain has stopped.

The preliminary forecasts belonging to the former category,benefit from lesser information and involve the use of greater amounts of forecast rainfall distributed over a certain time interval, depending on the available meteorological data.

They will be obviously less accurate but provide information on the possible development of the hydrological state of the basin with a significant lead time. The forecast may be updated after a certain time interval as the amount of information is larger and the forecast reliability increases but the lead time gets shorter.

Soon after the rain has ceased the forecast is updated this time introducing the entire recorded rainfall and the values of the recorded hydrographs up to the forecasting time at all rivergauging stations being compared.

The following stages in forecast updating generally begin after the maximum discharges were recorded in the warning basins. Using the method of the warning basins(Diaconu and Stănescu,1976)the runoff coefficients are determined and compared to the ones supplied by the programme.

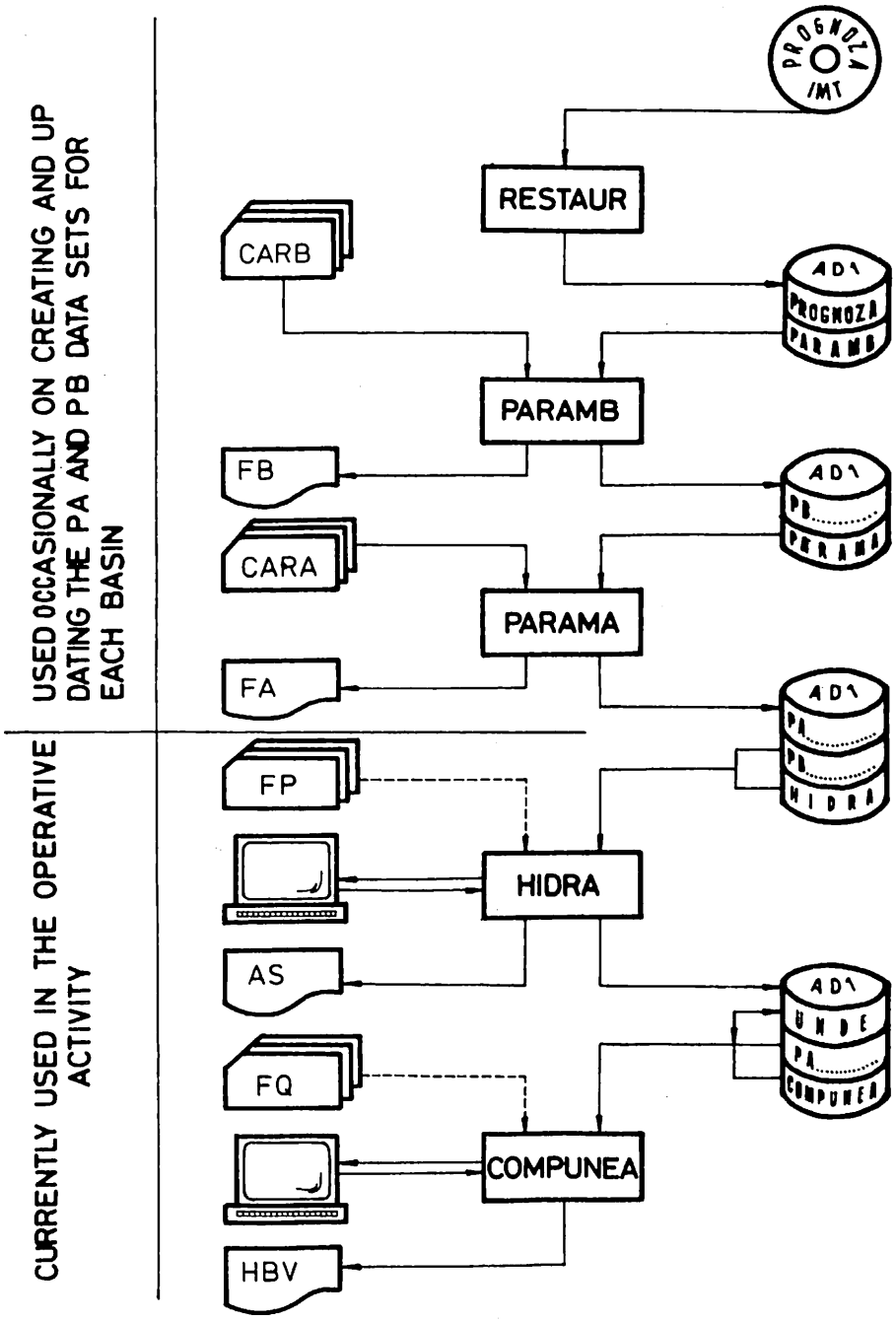
"VIDRA" - A CONVERSATIONAL SYSTEM; FACILITIES

The VIDRA package of programmes(forecasting and decision taking under floods in basins with hydraulic structures)is based on the previously presented model allowing of:
- floodwave hydrograph forecasting in various sections of a basin;
- supplying optimal decisions for reservoirs operation;
- forecast updating and reservoir operation correction depending on the development of the phenomenon being studied.

The VIDRA package of programmes consists of four programmes: PARAMA;PARAMB ; MIDRA and COMPUNEA of which the last two are of conversational type and are used in the operative forecasting (Annex 1):

The first two programmes make up the fixed data sets required in model running, that is: watershed characteristics, riverbed characteristics and reservoir peculiarities as well as the mathematical model parameters.

Annex 1



Block scheme of the VIDRA programmes

The HIDRA programme (representing the hydrographs of the tributaries) compute the floodwaves over small basins (tributaries or sub-basins) based on a model for effective rainfall and unit hydrograph computations.

The COMPUNEA programme (referring to floodwave composition in basins with hydraulic structures) performs the floodwave composition and routing both on the main river and/or on the tributary(ies),floodwave alleviation through reservoirs with uncontrolled weirs and the modofication of the outflow hydrograph shape according to some preestablished procedures(Serban and Pleşa, 1986) for reservoirs with controlled weirs.

Therefore, the HIDRA and COMPUNEA programmes allow of establishing a "man-machine" dialogue for hydrological forecasting working out and updating.

This dialogue is required in:
- input data validation;
- dynamic model re-calibration;
- choosing the reservoir operation policy;
- forecast updating function of the meteorological and hydrological information concerning the development of the phenomenon being investigated.Each forecast updating involves the three previous stages.

A detailed analysis of the procedures for man-machine conversation at each of the four stages is given below:
The input data are entered at the terminal the moment the request for a certain type of information occurs on the display. As far as the data from the automated gauging stations are concerned they are entered the data set for rainfall while the forecaster performs the data validation both in terms of quality and presentation. Visualization of the values introduced in view of correction and replacing (in case they are erroneous or unavailable) may be performed by consulting the rainfall data set sequential or calling any rain-gauging station so that the space interpolation aimed at data correcting or accomplishing should be facilitated.

This way the precipitation data set is updated for certain times during forecast elaboration by accomplishing with measured or predicted values dependent on the forecasting stages shown under the previous chapter.

Real-time model recalibration (fig.2), aimed at reducing the computation error of the forecast hydrograph as against the measured hydrograph along computations, is necessary as long as:
- the model was calibrated for some limitted cases (lo-15 floods);
- the basin and riverbed characteristics change;
- damages may occur at various structures during floods (dike breaking,pond overflow, etc.);
- the way of forecast flood formation (floods determined by heavy rainfalls) differs greatly from the way the floods used in model calibration were formed.

Recalibrating the model at the level of parameters is quite difficult taking into account their great number and the fact that some of them are interrelated. Therefore, the dynamic recalibration of the model is not applied to the level of parameters but to the level of basic components, namely:
- the averaging rainfall component over the basin in terms of radar information;
- the effective rainfall determination component (inflitration model)by using the data obtained on runoff plots or/and warning basins;
- the overland runoff integration procedure by selecting another type of unit hydrograph (previously defined) function of rainfall intensity;
- flood routing along the riverbed by modifying flood displacement duration.

After analysing the table with runoff data supplied by the VIDRA programme on the terminal(line printer and display) a validation of the average rainfall over the sub-basins and of the runoff coefficients is performed which allows of modifying their values, on demand, for any sub-basin. This table covers,besides the name and the surface of the sub-basin, the mean rainfall, the meltwater depth, the total precipitations, the runoff depth and

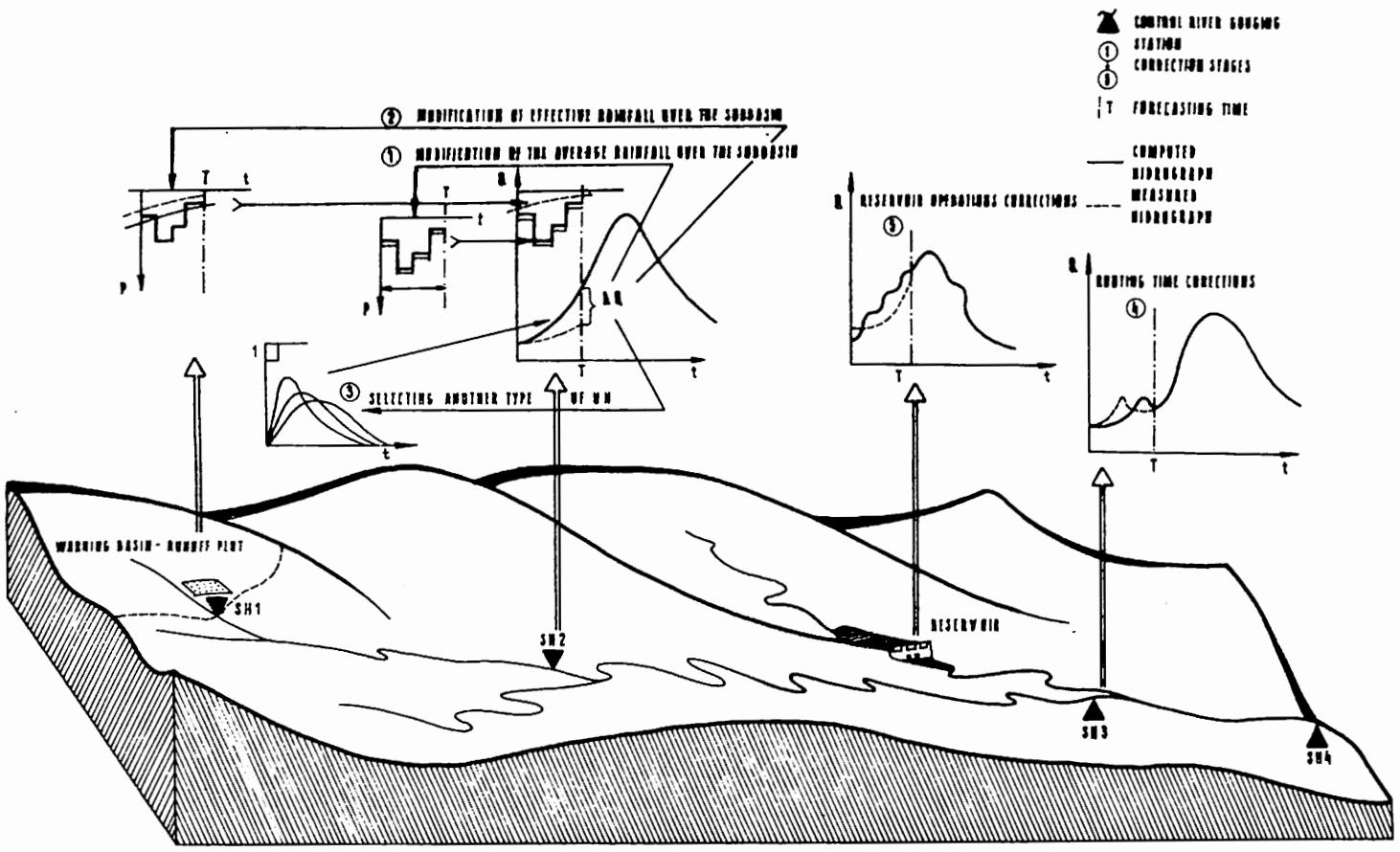


Fig.2 Dynamic recalibration procedure for the "VIDRA" model

the meltwater depth, the total precipitations, the runoff depth and the corresponding runoff coefficient.

If, the visual inspection on the display reveals discrepancies in the shapes of the computed and recorded hydrographs up to the moment being considered an option for another type of the three HUS existing in the computer memory may be forewarded in the tributary stretch of interest in terms of the rainfall intensity. Similarly, the predictionist may ask the computer to substitute the measured values instead of the computed ones (up to the time of forecasting) to be further used in computation.

In case the comparative visual inspection of the computed and recorded hydrographs at a main river control station suggests a displacement of the former hydrograph to the right or to the left, preserving its shape (routing time error) the predictionist may perform a translation along the time axis by means of a lag coefficient. On demand from the operator, the predictionist supplies the programme with the number of time steps and the sense of translation by means of the lag coefficient.

The selection of the reservoir operation policy is performed by a specially trained dispatcher after having analysed the floodwave formation and development and the local optimal programme policy. The transformation of the reservoir inflow hydrograph into an outflow hydrograph having a certain shape is performed taking into account the conditions imposed by the initial reservoir state vector, the operation restrictions and the most efficient use of the existing or created flood control reservation. The procedure lying at the basis of these operation rules and their choice is presented in "Procedure for co-ordinated flood control operation of a multi reservoir sistem" (Serban and Pleşa, 1986).

The forecaster may test all versions for flood outlet from a reservoir under the above stated conditions before passing on to another computation stage. The type of selected operation rule is entered from the terminal the required data being demanded by the computer and introduced by the dispatcher into an interactive dialogue all long the computation process.

Forecast updating is performed depending on the additional meteorological and hydrological information about the development of the phenomenon under consideration. Each updating covers the stages a,b,c mentioned above thus introducing the recorded values instead of the forecast values in the computation.

The VIDRA conversational programme is written in FORTRAN language aimed at running on INDEPENDENT or CORAL type of minicomputers adjusted to operate in conversational mode and with easy data set handling.

The conversational way of approaching floods in basins with hydraulic structures provides certain flexibility at the disposal of the predictionist in facing unexpected events and solutioning them in real-time under flood conditions that call forth man's experience.

CASE-STUDY

Along most Romanian significant tributaries of the Danube, complex projects of hydropower structures are being developed. The VIDRA programme is operational over a large basin equipped with 13 operating hydro-power stations and three major structures more, along the large tributaries.

Under flood conditions a control dispatching centre provides the control, over the entire chain of hydro-power structures, as the reservoirs play a complex rôle in water supply, irrigations, flood prevention. The optimized operation, under floods, of such a system of hydro-power stations with reservoirs of varying capacities involves forecasting with satisfactory lead time and accuracy of the inflow hydrographs as a first stage. The second stage consists in the optimization of flood control storage and the better operation of the system of hydro-power plants during floods.

The complexity of the floodwave forecasting as well as the optimization and coordination of hydropower system and reservoir operation calls forth the use of computer-based informatic system in practice for real time decision taking.

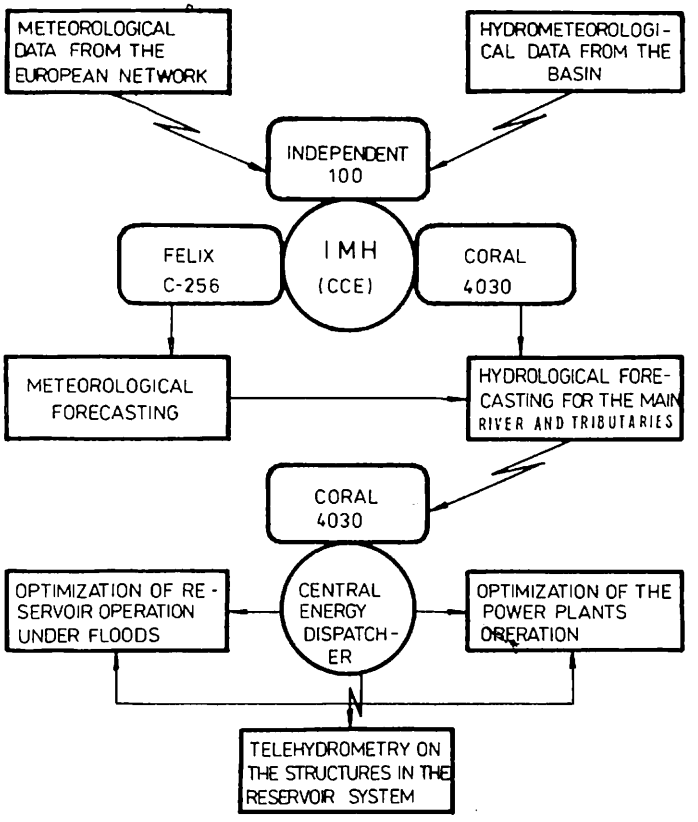


Fig. 3. Block diagram of the informatic system for optimizing the operation of a reservoir system with hydro-power stations under floods

This informatic system covers the informational system for data acquisition in view of providing the input for simulation-optimization models and the data processing programmes, forecasting routines including operational decision taking as implemented on the dispatcher's computer. These computers operate in interactive terms being on-line connected with each other (by hired telephone line) and with telemetric systems. Figure 3 shows the block scheme of the informatic system for the optimized operation with a chain of hydro-power stations discussed above.

Under such circumstances the control over the operation of hydro-power stations and reservoir systems is in the charge of the hydro-power dispatcher using a Romanian made CORAL 4o3o computer which establishes the link to the Computation Centre in the Institute of Meteorology and Hydrology endowed with the same type of computer. It is at this centre that the hydrometeorological data are gathered under flood conditions and hence the VIDRA package of programmes is produced in terms of which a forecast is issued and sent to the central energy dispatcher along direct link : computer-computer. On account of the

forecast hydrographs at the reservoir inlet the central dispatcher will run the programme for optimal operation of the chain of power stations under the given circumstances. This cycle is resumed each time the forecast is updated as the accurate data are more numerous; however the more accurate the forecast the shorter the lead time.

1. Methoden der kurzfristigen hydrologischen Vorhersagen und Systeme zur Verbreitung der operationellen Vorhersagen

DAS KONVERSATIONSSYSTEM MENSCH-MASCHINE FUR DIE AUSARBEITUNG DER HOCHWASSERVORHERSAGEN IN AUSGEBANTEN BECKEN

ZUSAMMENFASSUNG

Es werden die allgemeinen Charakteristiken eines Vorhersagemodells "VIDRA" dargestellt sowie die Art und Weise eines Dialogs "Mensch-Maschine" für die Ausarbeitung hydrologische Vorhersagen mit Hilfe einer Konversationsvarianten. Die wichtigsten Etappen der Modellierung des Vorgangs Regen-Abfluss und die Etappen der Vorhersage die von des Quantität der Informationen abhängig sind werden erläuterst.
Das letzte Kapitel beschreibt die Programme,die das VIDRA Paket zusammensetzten und analysiert die Verfahren, die die Konversation verwirklichen. Es handelt sich um 4 Etappen und zwar:
- Einführung und Kontrolle der Eingangsdaten;
- Dynamische Eichung des Modells;
- Auswahl der Funktionsvarianten der Stauseen;
- Auf dem Laufenden gebrachten Vorhersagen.

Abschliessend werden die erzielten Ergebnisse angeführt.

1. МОДЕЛИ ГИДРОЛОГИЧЕСКОГО ПРОГНОЗА ЗА РЕАЛЬНОЕ ВРЕМЯ

Переговорная система "человек-машина" для составления прогнозов паводков в благоустроенных бассейнах

РЕЗЮМЕ

В работе даны общие характеристики модели прогноза паводков в благоустроенном бассейне "ВИДРА" и возможности осуществления диалога "человек-машина" для разработки и реактуализации гидрологических прогнозов посредством диалога "человек-машина" при работе в реальное время.
Описываются основные этапы моделирования процесса дождь-сток при помощи используемой модели и этапы составления прогноза в зависимости от объёма имеющейся информации.
В последней главе описываются программы, входящие в состав пакета программ "ВИДРА" и подробно анализируются способы осуществления диалога, сгруппированные по следующим четырём этапам:
- введение и признание действительности входных данных;
- динамическая калибровка модели;
- выбор вариантов эксплуатации водохранилищ;
- реактуализация прогнозов.

В заключение сравниваются результаты прямой регистрации с данными, полученными путём моделирования.

REFERENCES

Diaconu, C. and Stănescu V.Al.(1976). A mathematical model for floodwave forecasting by means of warning basins. Hydrol.Sci.Bull.21, no.1, 77-80.

Serban, P. (1980). An automatic information system for flood warning and prediction using hydrometeorological data. Hydrol., Sci.Bull. no.129.

Serban, P. (1984). Modele matematice pentru prognoza undelor de viitură în bazine amenajate hidrotehnic (Mathematical models for floodwave forecasting in basins with hydraulic structures). IMH Bucureşti.

Serban, P. and Plega V. (1986). Metodă de analiză a exploatării coordonate a lacurilor de acumulare dintr-un bazin hidrografic în perioadele de ape mari (Procedure for co-ordinated flood control operation of a multi-reservoir system). Hidrotehnica nr.4 (sub tipar) (being printed).

РОЛЬ ПОДПОВЕРХНОСТНОГО СТЕКАНИЯ В ФОРМИРОВАНИИ ДОЖДЕВЫХ ПАВОДКОВ И ЕГО УЧЕТ В МОДЕЛЯХ ДОЖДЕВОГО СТОКА

Л.С.Кучмент[+], И.П.Милюкова[++], В.Ю.Смахтин[+]

[+]Институт водных проблем АН СССР, Москва 103064
ул. Садово-Черногрязская д. 13/3
[++]Гидрометцентр СССР, Москва 123376 ул. Большевистская
д.9-13

АННОТАЦИЯ

В последние годы накоплены многочисленные экспериментальные данные, которые дают основание считать, что подповерхностный сток может составлять заметную часть дождевых паводков, либо существенно влиять на механизм генезиса дождевого стока. Однако количественные оценки роли подповерхностного стока, получаемые экспериментальным путем, оказываются ненадежными из-за сложности этого процесса и неполноты физических представлений. На примере Карпатского региона (р. Голятинка, бассейн р. Дунай) и Дальнего Востока СССР (р. Раковка, бассейн р. Амур), сильно отличающихся друг от друга по условиям стока, построены две физико-математические модели формирования дождевого стока на горных водосборах, которые учитывают подповерхностное стекание, позволяют количественно оценить долю подповерхностного стока и проверить различные гипотезы о характере этого процесса для конкретных водосборов. В первой модели вводится коэффициент подповерхностного стока, позволяющий определить поступление воды в подповерхностную емкость, а для трансформации этого поступления в расходы воды используется интеграл свертки с эмпирической функцией влияния. Во второй модели поступление воды в эту емкость рассчитывается на основании решения уравнения вертикального влагопереноса с учетом макропористости почвогрунтов. Для расчетов подповерхностного стекания применяются уравнения кинематической волны. Учитывается также возможность появления возвратного стока. Показано, что для рассмотренных водосборов доля подповерхностного стока может составлять 25-30%, а иногда 40-45% объема дождевых паводков. Кратко рассмотрены использовавшиеся в обеих моделях описания остальных процессов формирования паводков, а также результаты испытания моделей и возможности их использования для гидрологических прогнозов.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Подповерхностный сток; физико-математическая модель; коэффициент подповерхностного стока; относительный водоупор; капиллярная емкость; некапиллярная емкость.

В последние десятилетия накоплен большой экспериментальный материал, свидетельствующий о том, что в формировании дождевых паводков, особенно на горных и лесных водосборах, значительную роль играет подповерхностный сток - движение воды в верхних слоях почвогрунта по макропорам вдоль относительного водоупора, залегающего на небольшой глубине от поверхности. Скорости подповерхностного стекания заметно меньше скоростей поверхностного стока, но намного больше скоростей фильтрации в грунтовых водоносных горизонтах. Разделение гидрографов дождевого стока на поверхностный, подповерхностный и грунтовый (базисный) потоки с разным временем добегания может способствовать повышению качества прогнозов дождевых паводков (улучшается возможность выбора оптимальной заблаговременности прогноза, повышается его точность в результате либо совершенствования математической модели, либо применения более эффективной процедуры учета начальной и вновь поступающей информации (апдейтинга)). К сожалению, из-за сложности формирования подповерхностного стока экспериментальные данные не позволяют в настоящее время с необходимой полнотой сформулировать представления о физическом механизме генезиса этого процесса. Одной из возможностей проверки различных гипотез о механизме генезиса подповерхностного стока, получения его количественных оценок, а также изучения его роли в формировании дождевого стока в целом, является использование методов численного моделирования (Кучмент и др. /1983/).

Нами проводились исследования роли подповерхностного стекания с помощью двух физико-математических моделей формирования дождевого стока, построенных для горных водосборов, расположенных в различных физико-географических зонах. Первый из них - водосбор р. Голятинки (часть водосбора р. Рики - бассейн р. Дуная), второй - водосбор р. Раковки (часть водосбора р. Супутинки - бассейн р. Амура).

Бассейн р. Голятинки (п. Майдан, площадь 86 км^2) представлялся в виде склона с переменной шириной (такая схематизация позволяет учесть форму водосбора при определении притока воды в русловую сеть), однако стекание по водосбору считалось одномерным. Модель формирования дождевого стока учитывала следующие процессы: 1) поверхностное стекание (применялись уравнения кинематической волны); 2) вертикальный влагоперенос в зоне аэрации (решалось уравнение диффузии почвенной влаги); 3) испарение почвенной влаги (использовался метод Пенмана и эмпирические зависимости, позволяющие

учесть влияние на испарение влажности верхнего слоя почвы); 4) изменение уровня грунтовых вод и грунтовый сток (решалось одномерное уравнение Буссинеска); 5) подповерхностный сток. (Милюкова /1984/).

При описании подповерхностного стока в этой модели основное внимание было уделено оценке его величины и распределения во времени. Предполагалось, что подповерхностный сток начинает формироваться с момента выпадения осадков, при этом поступление воды в подповерхностную емкость определялось по соотношению:

$$J_n(x,t) = [R(x,t) - E(x,t)]\,G_s , \qquad (1)$$

где $R(x,t)$ - интенсивность осадков, $E(x,t)$ - интенсивность испарения, x - пространственная координата, t - время, G_s - коэффициент подповерхностного стока. Если уровень грунтовых вод поднимался до поверхности водосбора, считалось, что сток формируется лишь поверхностной и грунтовой составляющими, а подповерхностный сток отсутствует. Если же влажность верхнего полуметрового слоя почвы не превышала величины наименьшей полевой влагоемкости (НВ), то предполагалось, что выпадающие осадки полностью поглощаются почвой, поверхностный сток отсутствует, а вся влага, за исключением той, что идет на вертикальную фильтрацию, формирует подповерхностный сток.

Гидрограф подповерхностного стока в замыкающем створе водосбора рассчитывался по формуле:

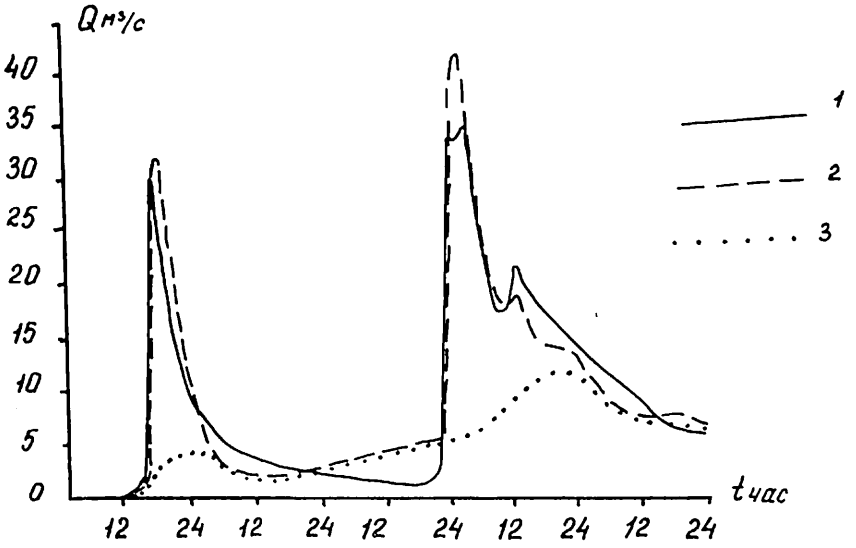
$$Q_n(t) = \int_0^L \int_0^t G(x,t-\tau)\,J_n(x,\tau)\,b(x)\,dx\,d\tau , \qquad (2)$$

где $b(x)$ - ширина водосбора, L - длина водосбора, $G(x,t)$ - функция влияния, которая задавалась в виде:

$$G(x,t) = \frac{L-x}{(2\pi D_0)^{1/2}\,t^{1/3}} \cdot \exp\left\{\frac{-[C_0 t - (L-x)]^2}{4 D_0 t}\right\} \qquad (3)$$

где C_0 и D_0 - параметры, зависящие от уклона водоупора, глубины и скорости потока. Численные значения C_0, D_0, G_s, также как и ряд других параметров модели, находились методом оптимизации по гидрометеорологическим данным пяти паводков. Для проверочных расчетов использовались данные наблюдений пятнадцати независимых паводков. Было получено близкое соответствие наблюденных и рассчитанных гидрографов суммарного стока (результаты приведены на рис. I и в табл. I). Это дает основание считать, что и величины подповерхностного стока также близки к реальным. Как видно из табл. I доля подповерхностного стока составляла от 26% до 58% от общего объема стока за паводок. Время добегания, определенное по центру тяжести гидрографа подповерхностного стока, оказалось примерно в три раза больше, чем соответствующая величина для поверхностного стока. В ряде случаев подповерхностный сток заметно повышал максимальные расходы второй и тре-

тьей волны паводков.



2/УП - 6/УП 1965 г.

Рис. I Фактический (I) и рассчитанные гидрографы стока р. Голятинки (п. Майдан)
2 - суммарный гидрограф поверхностного, подповерхностного и грунтового стока;
3 - гидрограф подповерхностного стока

ТАБЛИЦА I Результаты расчетов подповерхностного стока

Дата прохождения паводка	Фактические объемы стока^{x}	Рассчитанные объемы стока		Рассчитанные объемы подповерхностного стока	
		x	xx	x	xx^{x}
20/У - 22/У 1962	1745	1986	114	1118	56
10/УШ - 12/УШ 1964	1682	1719	102	552	32
21/УП - 6/УП 1965	3682	4017	109	1583	39
23/УП - 27/УП 1966	1992	1832	92	482	26
27/УШ - 29/УШ 1966	1959	2274	116	1171	52
9/УI - 13/УI 1967	2249	2654	118	1279	48
16/IX - 21/IX 1968	6171	6480	105	2475	38
8/УI - 12/УI 1969	3194	3475	109	1289	37
22/УП - 26/УП 1975	1981	2250	114	1067	47
27/УП - 1/УП 1974	3698	4386	119	2110	48

x - объемы стока даны в тыс. м^3

xx - объемы стока даны в % от фактических

xxx - объемы стока даны в % от рассчитанных

При построении модели формирования дождевых паводков в бассейне р. Раковки (п. Опытный, площадь 755 км^2) для описания подповерхностного стока использовалась физически более обоснованная модель, описанная в работе Смахтина /1985/. В этой модели водосбор схематизировался в виде набора полосок склонов, по которым предполагалось одномерное плоскопараллельное движение воды. Русло разбивалось на отдельные участки. Длины выбранных русловых участков определяли ширину оснований полосок склонов. Боковые границы полосок проводились из концов участков русла к частным водоразделам в соответствии с топографическими особенностями склонов. Каждая полоска делилась на расчетные участки (конечные элементы) с учетом уклонов склонов, их шероховатости и водно-физических свойств почвогрунтов.

При построении модели подповерхностного стока вводились следующие основные допущения: I) для формирования подповерхностного стока необходим залегающий на небольшой глубине горизонт почвогрунта с пониженной гидравлической проводимостью (относительный водоупор); 2) стекание воды вдоль водоупора начинается после достижения почвогрунтом некоторого критического значения влажности, близкого к наименьшей полевой влагоемкости (НВ); 3) скорость подповерхностного стекания $U = K_i \cdot i^{\gamma}$, где K_i - эффективный фильтрационный параметр, характеризующий водопроводимость почвогрунта в горизонтальном направлении, i - уклон водоупора, γ - показатель степени, принимающий значения от 0,5 до I.0. Для определения потерь подповерхностного стока и поступления осадков к относительному водоупору в зоне аэрации выделялись два слоя различной проницаемости (выше и ниже относительного водоупора). Предполагалось, что верхний слой состоит из капиллярной и некапиллярной емкостей, а в слое ниже водоупора некапиллярная емкость (макропористость) отсутствует. Считалось, что капиллярная емкость ограничена величиной НВ, а некапиллярная - равна разности между пористостью и НВ. Интенсивность инфильтрации на поверхности почвогрунта (J_s) находилась как сумма меняющейся во времени интенсивности капиллярной фильтрации (J) и величины, характеризующей гравитационное поступление влаги в макропоры ($K_{нк}$). Расчет интенсивности капиллярной фильтрации производился на основании решения уравнения влагопереноса. Предполагалось, что влагоперенос по макропорам начинается, если $J < R$ (R - интенсивность осадков). Поскольку капиллярные силы значительно превосходят гравитационные, считалось, что поступающая в макропоры влага расходуется прежде всего на насыщение капиллярной емкости до НВ. Подповерхностный сток формируется после того, как влажность во всем слое почвогрунта, лежащего выше относительного водоупора, достигнет величины НВ. На основе изложенных предположений для описания подповерхностного стока использовалась следующая система уравнений:

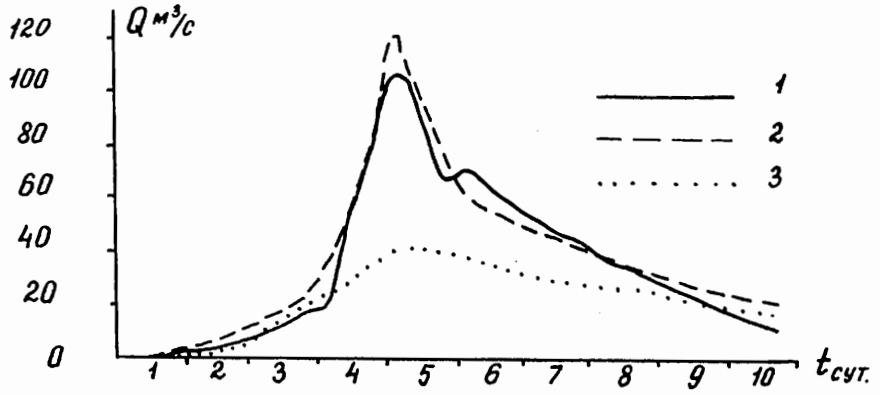
$$(\theta_s - НВ)\beta \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q_s}{\partial x} = [R - (J + J_м)]\cdot\beta,$$
$$Q_s = u \cdot \beta \cdot h_s, \qquad (4)$$

где θ_s - пористость почвогрунта, h_s и Q_s - глубина и расход под-

поверхностного потока, b - ширина склона, $J_м$ - интенсивность поступления воды из макропор в капиллярную зону (интенсивность заполнения капиллярной емкости до величины НВ).

Поверхностный сток формировался в двух случаях: если интенсивность осадков превышала суммарную инфильтрацию (J_s), либо если рассчитанная глубина подповерхностного потока оказывалась больше глубины залегания относительного водоупора (возникал возвратный сток). Расчет поверхностного стекания, а также движения воды по русловой сети производился с использованием уравнений кинематической волны (грунтовый сток в модели не учитывался, поскольку уровни грунтовых вод на данном водосборе залегают глубоко).

Описанная модель позволяет учесть пространственную изменчивость осадков, влажности почвы и землепользования водосбора. Параметры модели задавались по материалам наблюдений и литературным источникам и уточнялись в процессе калибровки. Для калибровки параметров использовались гидрометеорологические материалы наблюдений четырех паводков, а независимые расчеты проводились по данным двадцати паводков. Было получено хорошее совпадение рассчитанных и фактических гидрографов дождевого стока в замыкающих створах водосборов важнейших притоков и всего бассейна (на рис. 2 приведен результат расчетов одного из паводков).



ИЮНЬ, 1964 г.

Рис. 2 Фактический (I) и рассчитанные гидрографы стока р. Раковки (п. Опытный)
2 - суммарный гидрограф;
3 - гидрограф подповерхностного стока

Доля подповерхностных вод в объеме стока за паводок для всего водосбора р. Раковки изменяется в среднем в пределах 25-30%, однако для отдельных паводков возрастает до 40-45%. Основная часть подповерхностного стока (в отдельных случаях до 95% его объема) формируется в верхней горно-лесной части водосбора (примерно 38% всей площади), а на остальной площади бассейна доля подповерхностного стока, как правило, не превышает 20% его объема.

ABSTRACT

Experimental data have lately been received showing that subsurface flow can form a considerable part of rainfall floods or influence greatly the form of hydrograph. However quantitative estimations of the role of subsurface flow in rainfall runoff which were received on the basis of experimental data are not reliable because of complex character of the process. Two physically based mathematical models of rainfall flood formation in mountain catchments were developed for the Carpatian region (the Golyatinka river in the Danube basin) and for the Soviet Far East (the Suputinka river in the basin of the Amur). These models allow us to take into account quantitative estimation of subsurface flow. Subsurface flow coefficient is introduced into the first model which makes it possible to determine the input of water into subsurface storages. In the second model the amount of water input is calculated using the equation of vertical moisture transfer taking into account macroporosity. In the catchments under consideration subsurface flow can constitute 25-30% and in some cases 40-45% of rainfall floods. The paper presents a brief description of other processes of flood formation.

ANNOTATION

In der letzten Zeit sind experimentelle Angaben gespeichert, die den Grund geben, anzunehmen, dass der Grundwasserabfluss einen wesentlichen Teil der Regenfluten betragen kann und einen starken Einfluss auf die Form des Hydrographs ausübt. Dennoch hat die quantitative Bewertung dieses Abflusses unmittelbar nach den Durchflussmengen, die zu reellen Wassersammlern, darunter experimentellen gehören, eine nicht hohe Genauigkeit und ist sogar nicht ganz zuverlässing. An Beispiel der Karpaten-Region (Fluss Rika, Donaubecken) und des Fernen Ostens der UdSSR (Fluss Suputinka, Amurbecken), die sich voneinander nach den Abflussbedingungen stark unterscheiden, werden zwei mathematisch-physikalische Modelle der Bildung des Regenabflusses für Gebirgswassersammler aufgebaut, die den Grundwasserabfluss in Betracht ziehen und seinen Wert zu errechnen ermöglichen. Das erste Modell beinhaltet den Koeffizienten des Grundwasserabflusses, mit dessen Hilfe der Wassereinlauf in den Grundwasserbehälter bestimmt wird, Im zweiten Modell wird der Wassereinlauf in diesen Behälter nach der Gleichung der vertikalen Feuchtenübertragung unter Berücksichtigung der Makroporosität des Bodens errechnet. Der Grundwasserabfluss kann für die genannten Wassersammler 25-30% ind sogar 40-45% des Abflusses für die Periode der Regenflut betragen. Ausserdem werden die in beiden Modellen benutzten Beschreibungen anderer Bestandteile des Bildungsprozesses von Regenfluten, sowie die Erprobungsergebnisse der Modelle und deren Anwendungsmöglichkeiten für hydrologische Prognosen erörtert.

ЛИТЕРАТУРА

Кучмент Л.С., Демидов В.Н., Мотовилов Ю.Г. (1983). Формирование речного стока. Издательство "Наука", 216 с.

Милюкова И.П. (1984). Математическая модель формирования дождевых паводков на малых водосборах. Метеорология и гидрология, 5, 88-94.

Смахтин В.Ю. (1985). Модель подповерхностного стока и ее численная реализация. Деп. в ВИНИТИ 3.04.1985, 14 с.

АНАЛИЗ ЧУВСТВИТЕЛЬНОСТИ МАТЕМАТИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ ФОРМИРОВАНИЯ ДОЖДЕВОГО СТОКА

М.Н.Соседко

Украинский региональный научно-исследовательский институт Госкомгидромета, Киев, проспект Науки, 105, СССР

РЕЗЮМЕ

Изложены результаты исследования чувствительности математической модели формирования дождевого стока, применяемой в условиях горной местности, относительно точности исходной гидрометеорологической информации и изменчивости ее параметров. При оценке средней интенсивности осадков с точностью ±20–30 % погрешности расчета хода стока достигают 12 – 15 %. Ошибки в определении дефицита влажности воздуха и скорости ветра отражаются на точности расчета стока в начале подъема паводка. Оценки качества расчета стока в зависимости от точности задания параметров модели позволяют судить о значимости отдельных процессов формирования стока, входящих в ее структуру. Наиболее существенное влияние на конечные результаты оказывает точность выделения поверхностного и подповерхностного водообразования и расчет потерь вследствие задержания воды на поверхности бассейна.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Дождевой сток; математическая модель; чувствительность модели к изменению параметров; значимость процессов.

ВВЕДЕНИЕ

Применение математического моделирования процессов стока выдвигает ряд проблем. Одной из них, как известно, является оценивание параметров моделей.

Из-за отсутствия ряда важных сведений о строении водосбора при моделировании хода стока приходится рассматривать его как систему, отдельные свойства которой известны лишь приближенно. Это обстоятельство, а также неточность исходной гидрометеорологической информации, вынуждают исследователя применять для идентификации параметров модели оптимизационные процедуры, что может привести к получению неоднозначных результатов. В этой связи важное значение имеет суждение о чувствительности модели к точности оценки ее параметров и исходной гидрометеорологической информации. Этот вопрос рассматривается на основании применения математической модели формирования дождевого стока Дождь-2 на горных водосборах Карпат.

СТРУКТУРА МОДЕЛИ

Исходные предпосылки и принципы построения математической модели Дождь-2 (Соседко, 1980а, 1984) учитывают особенность горных водосборов, для которых характерны условия, благоприятствующие образованию подповерхностного стока (Бефани, 1977, Линслей и др., 1962). В модели Дождь-2 речной водосбор представлен линейной динамической системой с сосредоточенными параметрами. Система состоит из трех условных емкостей, в которых происходит образование и перемещение генетически разнородных видов стока - поверхностного, подповерхностного и почвенного. Если требуется учитывать пространственную неравномерность водообразования либо различия в условиях перемещения паводковых волн по речной сети, водосбор делится на частные площади и к каждой из них применяется соответствующий оптимальный вариант модели. В таком случае речной бассейн рассматривается в виде комплекса параллельных либо последовательных подсистем.

Входными данными модели служат временны́е последовательности средней по водосбору (частной площади) интенсивности осадков $P(t)$, недостатка насыщения $D(t)$ и скорости ветра $U(t)$, а также величины расходов воды $Q(t=0)$ за сроки, предшествующие началу расчета. Модель Дождь-2 описывает основные элементарные процессы, происходящие на водосборе и в русловой сети: испарение E, поверхностное задержание $h_п$, инфильтрацию J, впитывание воды в почву h, изменение d и накопление ее в почвогрунтах W, водообразование и перемещение поверхностного q_1, подповерхностного q_2 и почвенного q_3 стока, пополнение запасов почвенного стока i (рис. 1). Расчетные выражения модели приведены в работе Соседко (1984).

Модель включает 13 параметров: K_1, K_2 - коэффициенты уравнения для расчета интенсивности испарения с поверхности водосбора; K_3 - параметр, определяющий впитывающую и дренирующую способность подповерхностного слоя почвы; K_5 - коэффициент, учитывающий интенсивность изменения увлажненности действующей площади водосбора за счет оттока воды; W_m - максимальная влагоем-

кость действующего слоя почвы, в котором формируется подповерхностный сток; i_0 – интенсивность фильтрации воды в нижележащие слои почво-грунта; m – параметр, характеризующий изменение относительного показателя действующей площади водосбора η, на которой формируется поверхностный сток, в зависимости от образовавшегося слоя воды в ней; R – параметр кривой истощения подповерхностного и почвенного стока; τ_1, n_1 и τ_2, n_2 – параметры функций влияния ρ_1 и ρ_2 (Калинин и др., 1958).

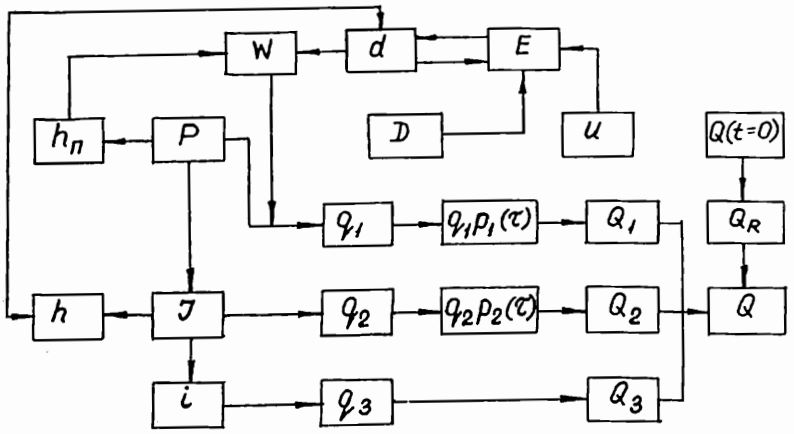


Рис. I. Структура модели Дождь-2

Таким образом, исходя из структуры модели, ход стока в замыкающем створе бассейна $Q(t)$ определяется четырьмя компонентами – поверхностным $Q_1(t)$, подповерхностным $Q_2(t)$, почвенным $Q_3(t)$ водообразованиями и сработкой $Q_R(t)$ запасов воды, имеющихся в речной сети к началу расчетного периода:

$$Q(t) = Q_1(t) + Q_2(t) + Q_3(t) + Q_R(t) \qquad (I)$$

ВЛИЯНИЕ ПОГРЕШНОСТЕЙ ИСХОДНЫХ ДАННЫХ И ПАРАМЕТРОВ МОДЕЛИ НА ТОЧНОСТЬ РАСЧЕТА ГИДРОГРАФА

Сущность исследования чувствительности модели состояла в следующем. Вначале по данным за несколько паводков различной высоты устанавливались оптимальные параметры (Соседко, 1980 а). Затем выполнялись расчеты гидрографов для измененных значений исходных данных и параметров. Метеорологические величины изменялись в пределах точности их определения, основываясь на анализе пространственной структуры полей (Соседко, 1980 б). Значения параметров модели задавались в диапазоне $\pm$ 80 % через каждые 10 % первоначальной оптимальной величины.

Модельные задачи решались по паводкам различной высоты на р.Опоре у Сколе (площадь водосбора 733 км^2), в которых удельный вес подповерхностного водообразования составлял от 40 до 85 % (табл. I).

ТАБЛИЦА I Типы паводков

Типы паводков	Удельный вес стока		
	поверхностного	подповерхностного	почвенного
Высокий (I)	50 - 60	30 - 40	I - 2
Средний (2)	20 - 40	60 - 80	I - 2
Низкий (3)	5 - I0	80 - 85	8 - I0

Существующая в бассейне реки наблюдательная сеть позволяет определить средние по площади значения осадков, влажности воздуха и скорости ветра с точностью $\pm$ 20 - 30 %. При наличии оптимальных параметров с помощью модели ход стока в случае такой погрешности в интенсивности осадков может быть рассчитан не точнее $\pm$ I2 - I5 %.

В таблице 2 приведены величины средних абсолютных погрешностей $\bar{\varepsilon}_Q$ расчета гидрографов, возникающие при отклонении ε_P значений параметров от оптимальных, равном + 80 и - 80 %.

ТАБЛИЦА 2 Погрешности $\bar{\varepsilon}_Q$ расчета гидрографа при неточном задании параметров модели

Параметры модели	Погрешности расчета $\bar{\varepsilon}_Q$ % при					
	ε_P = - 80 %			ε_P = + 80 %		
	Тип паводка			Тип паводка		
	I	2	3	I	2	3
K_1	I	4	4	I	4	4
K_2	I	4	3	I	4	3
K_3	56	43	46	I4	20	I4
K_5	I0	I4	22	4	7	9
W_m	25	42	36	20	2I	I3
i_0	3	5	8	3	6	8
R	I	2	I7	-	-	-
γ	38	22	3	38	22	3
m	2I	I6	3	2	3	2
τ_1	50	37	6	26	I4	2
τ_2	43	7I	77	28	42	33
n_1	36	2I	4	3I	I6	3
n_2	4I	68	68	32	5I	40

Остановимся на характере и причинах влияния на точность расчета гидрографа параметров, которые определяют процессы водообразования и потери дождевой воды. Анализировать неточности расчета хода стока, возникающие за счет изменения параметров функций влияния, нет надобности, поскольку установление последних не представляет сложности в методическом и практическом плане.

Неточность задания параметров K_1 и K_2 может сказываться весомо лишь в начале паводка за счет погрешностей в расчете предшествующего увлажнения водосбора.

Отношение параметров W_m и K_3 определяет максимальную интенсивность подповерхностного водообразования. Величина W_m / K_3 на карпатских водосборах достигает 4–5 мм/ 3 ч. При занижении значения K_3 больше воды относится на инфильтрацию и пополнение запасов влаги в почве. В результате повышенной интенсивности подповерхностного стока и снижения поверхностного рассчитанные расходы воды оказываются более низкими на подъеме и пике паводка, тогда как на спаде происходит более высокий по отношению к фактическому сток. При занижении W_m уменьшаются рассчитанные величины интенсивности инфильтрации и подповерхностного стока. Такое изменение сказывается по-разному в зависимости от уровня поля осадков. При интенсивных осадках происходит перераспределение водообразования в сторону увеличения рассчитанных величин поверхностного стока за счет уменьшения подповерхностного. При умеренной и слабой интенсивности осадков интенсивность подповерхностного стока увеличивается, так как уменьшаются потери на пополнение запасов влаги в почве. При завышении параметра W_m больше воды, чем фактически, относится на пополнение запасов почвенной влаги.

Изменение параметра K_5 отражается в основном на величине подповерхностного стока. Его воздействие более ощутимо во время паводков средней и низкой высоты.

Влияние изменения коэффициента фильтрации i_0 сказывается на точности расчета гидрографов низких паводков, когда почвенный сток имеет более значительный удельный вес в общем объеме.

Влияние изменения показателей действующей площади водосбора η и m на точность расчета гидрографа зависит от удельного веса поверхностного стока в общем объеме паводка. Для средних и высоких паводков относительные погрешности расчета гидрографа достигали 20 – 38 %.

Таким образом, в соответствии со структурой математической модели Дождь-2 и взаимосвязью ее воднобалансовых соотношений, наиболее значительное воздействие (за исключением функций влияния) на точность расчета гидрографа оказывают параметры K_3 , W_m и η . От их величины зависит распределение стока

на поверхностную и подповерхностную составляющие и интенсивность основных видов потерь.

ВЫВОДЫ

Влияние точности задания тех или иных параметров модели Дождь-2 на качество расчета гидрографа в значительной степени зависит от уровня поля осадков, обусловливающего соотношение между поверхностным и подповерхностным стоком. Полученные количественные оценки погрешностей расчета гидрографов дождевых паводков дают представление о значимости отдельных параметров модели и процессов формирования стока, в ней описанных. Наиболее существенное влияние на конечные результаты оказывают точность разделения водообразования по видам стока и учет потерь на поверхностное задержание воды. В то же время не существует достаточно убедительной априорной информации для задания значений параметров, которые входят в соотношения модели, используемые при описании этих процессов. Следует продолжить исследования по более адекватному описанию процессов стока, особенно оценки потерь и выделению генетически разнородных видов стока, с использованием специализированных наблюдений на экспериментальных водосборах.

DIE EMPFINDLICHKEITSANALYSE DES MATHEMATISCHEN REGENABFLUSSMODELLS

M.N. Sosedko

Es wurde Forschungsergebnisse der Empfindlichkeit des mathematischen Regenabflussbildungsmodells, das unter den Bedingungen der Gebirgsgegend anwendet ist, in bezug auf die Genauigkeit der hydrometeorologischen Ausgangsinformation und die Veränderlichkeit seiner Parameter dargelegt. Bei der Genauigkeit mittlere Niederschlagstärke von ± 20 - 30% die Errechnungsfehler des Abflussganges erreichen I2 - I5%. Die Fehler in der Bestimmung des Sättigungsdefizits und der Windgeschwindigkeit werden nur auf die Genauigkeit der Abflussberechnung am Anfang des Hochwasseranstieges widerspiegelt. Die Einschätzungen der Berechnungsqualität des Abflussganges in Abhängigkeit von der Genauigkeit der Modellparameter ermöglichen eine Schlussfolgerung über die Bedeutung der einzelnen Abflussbildungsprozessen, die zu seiner Struktur gehören, ziehen. Den wesentlichsten Einfluss auf die Endergebnisse übt die Genauigkeit der Aussonderung der oberirdischer und unterirdischer Wasserbildung und der Berechnung der Verluste infolge Retention aus.

ANALYSIS OF SENSITIVITY OF RAINFALL RUNOFF'S MATHEMATICAL MODEL

M.N. Sosedko

There are the results of the study of the sensitivity of the mathematical model of the formation of a rainfall runoff. The model is used under conditions of a mountain country concerning the accuracy of an initial hydrometeorological information and the variability of its parameters. The computional errors of a flood hydrograph reach I2 - I5% at the evaluation of mean precipitation rate with the accuracy of ± 20 - 30%. The errors at the determination of an air humidity deficit and a wind velocity have an influence on the accuracy of a runoff calculation at the beginning of a rise of flood. Evaluations of a calculation quantity of a flood hydrograph depending upon the accuracy of values of model parameters permit to judge on the significance of separate processes of a runoff formation including in its structure. The accuracy of the separation of a surface and a subsurface water formation and the calculation of the losses because of a water retention on a basin surface has a considerable influence on the finite results.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

Бефани Н.Ф., (I977). Прогнозирование дождевых паводков на основе территориально общих зависимостей. Гидрометеоиздат, I82 с.

Калинин Г.П., Милюков П.И., (I958). Приближенный расчет неустановившегося движения водных масс. Труды ЦИП, вып. 66, Гидрометеоиздат, 72 с.

Линслей Р.К., Колер М.А., Паулюс Д.Л.Х., (I962). Прикладная гидрология. Гидрометеоиздат, 760 с.

Соседко М.Н., (I980 а). Порядок оптимизации параметров математической модели формирования дождевого стока, применяемой в условиях горной местности. Труды УкрНИИ Госкомгидромета, вып. I83, Гидрометеоиздат, I5 - 2I.

Соседко М.Н., (I984). Из опыта идентификации математической модели формирования дождевого стока на горных водосборах. Труды УкрНИИ Госкомгидромета, вып. 20I, Гидрометеоиздат, 40 - 55.

Соседко М.Н., (I980 б). Особенности пространственной структуры полей осадков на территории Украинских Карпат. Труды УкрНИГМИ, вып. I80, Гидрометеоиздат, 8I - 85.

1. Модели гидрологического прогноза за реальное время

КРИТЕРИИ ОБЕСПЕЧЕНИЯ ТОЧНОСТИ МЕТОДА ИСПОЛЬЗУЕМОГО В КРАТКОСРОЧНЫХ ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ ПРОГНОЗАХ

Ф. Роттер и Т. Коман

Oficiul de Gospodărire a Apelor Maramureş
Baia Mare, Romania

РЕЗЮМЕ

Метод применялся для определения уровней и расходов воды в интересующих нас сечениях рек гидрографического бассейна при составлении краткосрочных прогнозов (несколько часов на малых реках и несколько десятков часов на больших реках). Гидрографический бассейн схематизируется реками с притоками различной величины.
Добегание паводковых волн изучается при использовании системы уравнений Сен-Венана, применяемых для речной сети. Система решается путём численного интегрирования с применением косвенной схемы дискретизации с четырьмя узлами типа Прейсманн-Евиевич, второго порядка точности. Используемая схема условно стабильна, но её точность зависит от интенсивности вариации уровня воды во времени. В работе определяется критерий обеспечения необходимой точности, критерий, по которому получают максимально допустимую вариацию уровня воды за определённый шаг времени или число расчётных шагов времени, необходимое для данной вариации уровня во времени.
Программа автоматического расчёта, составленная на языке ФОРТРАН IУ, может быть использована при защите от наводнений гидрографического бассейна с неблагоустроенными реками (плотинами, полдерами, дамбами) при нормальной эксплуатации и при различных авариях (разрушения полдеров, прорыв дамб). Можно проанализировать варианты решений в "последний момент" по оптимальному использованию объёма полдеров, надстройке дамб, а также эффектов некоторых наводнений в незаселённых районах (через прорывы в дамбах) для защиты важных объективов.

Изучая добегание паводковых волн в сети рек при помощи численного интегрирования системы уравнений Сен Венана по схеме типа Прейсманн-Евиевич, в работе определяется критерий для выбора шага времени таким образом, чтобы численный метод был точным.

Основные уравнения

Добегание паводковых волн по рекам и каналам хорошо апроксимируется системой уравнений Сен Венана. Принимая координаты x(перечисленные по течению снизу вверх) и время t независимыми переменными, уровни $Z(x,t)$ и расходы $Q(x,t)$ зависимыми переменными, система уравнений записывается:

$$B\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q = 0$$

$$\frac{1}{gA}\cdot\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{2Q}{gA^2}\cdot\frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q^2}{gA^3}\cdot\frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{Q^2}{K^2} = 0 \qquad (1)$$

Для обозначения берутся следующие символы:
i – расчётное сечение;
$imax$ – последнее расчётное сечение;
j – время;
$jmax$ – последнее время расчёта;
x_i – расстояние вдоль русла (вверх по течению);
B_i^j – ширина русла по зеркалу воды;
Z_i^j – уровень свободной поверхности воды;
$q^{(\Delta x)}$ – сумма бокового расхода, равномерно распределяющегося на участке Δx состоящего из осадков (q_c), притока или инфильтрации в/из русла ($\pm q_s$) и питания (при слиянии, расход притока) или бокового притока ($\pm q_o$);

$$q = q_c \pm q_s \pm q_o$$

Q_i^j – расход ;
A_i^j – площадь сечения потока;
K_i^j – модуль расхода русла $K_i^j = \frac{A_i^j \cdot R_i^j}{n}$;
R_i^j – гидравлический радиус;
$n(\Delta x)_i$ – коэффициент шероховатости Маннинга на участке Δx;
v_i^j – средняя скорость в сечении;
w_i^j – скорость прямой волны.

Численное интегрирование системы (1) можно производить, главным образом, разъяснительными методами (включая и методы характеристик) и косвенными методами (включая метод конечного элемента).

В работах Хынку (1976), Козак (1977), Кунге (1980) было продемонстрировано, что разъяснительные методы стабильны, если выполняются условия стабильности Куран-Фридрих-Леви (2), а косвенные методы необусловленно стабильны

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{|v_i^j| + \sqrt{g \cdot \frac{A_i^j}{B_i^j}}} \qquad (2)$$

Для расчётного метода, кроме стабильности, необходима точность. С точки зрения интерпретации результатов, точность метода более важна, чем его стабильность, в том смысле, что чаще всего нестабильность сигнализируется вычислительной машиной (можно получить площадь/отрицательный параметр, попытку деления на "0" или извлечение корня из отрицательного выражения, а значит при желании приостановить автоматический расчёт), в то время, когда при неточностях численные "результаты" в действительности ошибочны.

В 1961 г., когда Прейсманн и Кунге представили первый косвенный метод решения системы (1), были замечены две противоречивые тенденции, а именно:
- с одной стороны, желание исследователей использовать косвенные методы при изучении добегания паводочных волн за более длительный период (недели или месяцы). В этом случае, расчётный шаг времени может быть более 1/2 ÷ 4 часов, по сравнению с обычными методами, когда условие C.F.L. требует шага времени менее 1 ÷ 5 минут,
- с другой стороны, невозможность использования косвенного метода, с большим шагом времени, из-за снижения точности результатов (практически ошибки на глубине могут достигнуть порядка метров).

Таким образом, пришли к выводу, что косвенные методы Козак(1977), Кунге (1980) можно использовать (с соответствующей точностью) только при медленной вариации уровня воды во времени.

Допустимой вариацией (считающейся медленной во времени) не связана с гидравлическими величинами.

В работе Козака (1977) рекомендуется проводить пробы на более короткие промежутки Δt_1 360÷720 с и Δt_2 3600÷7200 с. Если разница между результатами ($(Z_i^j)_1$, $(Q_i^j)_2$ и $(Z_i^j)_2$, $(Q_i^j)_2$) невелика, остальной период расчёта покрывается шагами во времени Δt_2.
В работе Хынку (1977) рекомендуется оценка в первом приближении длины участка расчёта при помощи соотношения:

$$\Delta x \leq (2 \div 3) \frac{B_i + B_{i+1}}{2} \qquad (3)$$

и шага времени соотношением:

$$\Delta t \approx (5 \div 10) \frac{\Delta x}{|v_i| + \sqrt{g \cdot \frac{A_i}{B_i}}} \qquad (4)$$

B_i, B_{i+1}, Δ_i и v_i из соотношений (3,4) берутся для максимальных значений, так как они исправлялись расчётными значениями.

Математическая модель, применяемая для численного интегрирования

Численное интегрирование системы (1) проводилось путём дискретизации непрерывной плоскости $P = P(x,t)$ при помощи сетки шагом расстояния Δx и шагом по времени Δt (рис.1а).

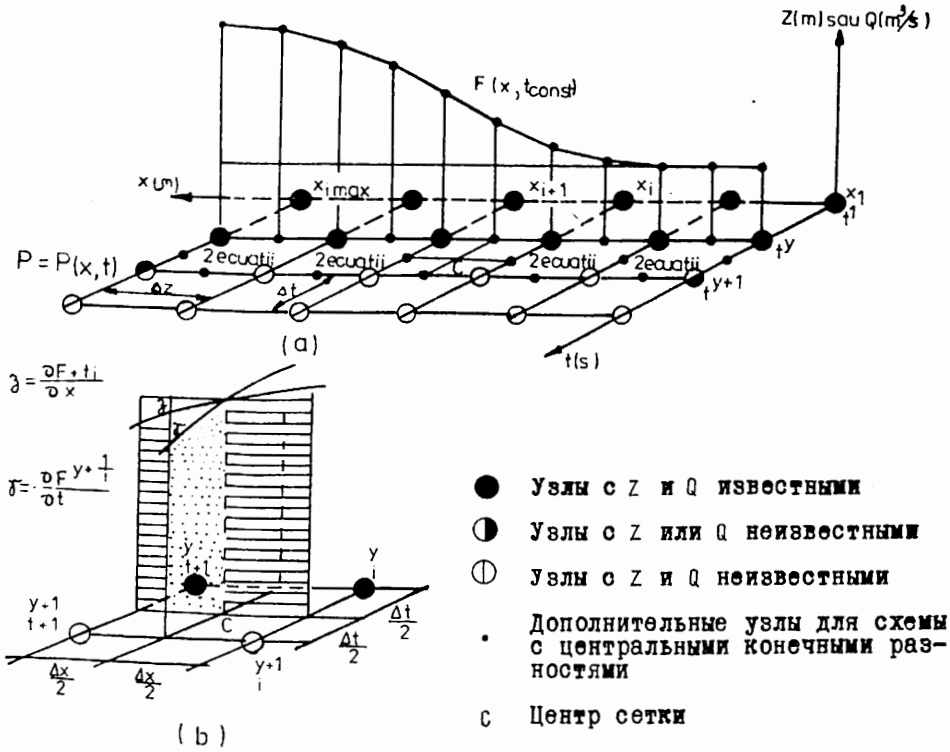


Рис.1 Дискретизация плоскости P = P(x,t) (а) и расчётная схема(б)

Оси координат брались в соответствии с перечислением и километрированием расчётных участков, по течению снизу вверх.
В расчётах использовалась косвенная схема конечных разностей с точностью II-го порядка, как в направлении x так и в направлении (рис. 1 б).
Частичные производные в направлении x и t расчитывались по общим формулам (5), где $F = F(x,t)$ представляют собой переменные $Z = Z(x,t)$ и $Q = Q(x,t)$.

$$\frac{\partial F_{i+\frac{1}{2}}}{\partial x} = \frac{1}{2\Delta x}\left[F_{i+1} - F_i\right]^{j+1} + \frac{1}{2\Delta x}\left[F_{i+1} - F_i\right]^{j}$$

$$\frac{\partial F^{j+\frac{1}{2}}}{\partial t} = \frac{1}{2\Delta t}\left[F_{i+1} + F_i\right]^{j+1} - \frac{1}{2\Delta t}\left[F_{i+1} + F_i\right]^{j} \qquad (5)$$

Соотношениями (5) выражались частные переменные $\frac{\partial Z}{\partial x}$; $\frac{\partial Z}{\partial t}$; $\frac{\partial Q}{\partial x}$; $\frac{\partial Q}{\partial t}$; $\frac{\partial A}{\partial x}$.

Коэффициенты системы уравнений (1) представлены в центре расчётной сетки (точка С) общей формулой:

$$F(C)_{i+\frac{1}{2}}^{j+\frac{1}{2}} = \frac{1}{4}\left[F_{i+1} + F_i\right]^{j+1} + \frac{1}{4}\left[F_{i+1} + F_i\right]^{j} \qquad (6)$$

В большинстве случаев вариация в промежуток времени Δt замедленна. Если вариация коэффициентов системы уравнений (1) быстрая, они могут быть выражены итеративной формулой:

$$F(C)^{r+1} \approx \frac{1}{4}\left[F_{i+1} + F_i\right]^{j} + \frac{1}{4}\left[F_{i+1} + F_i\right]^{r} \qquad (7)$$

Выражения (6) и (7) использовались для выражения коэффициентов:

$$B^{r+1};\ \frac{1}{g}\cdot\left[\frac{Q^2}{A^3}\right]^{r+1};\ \frac{2}{g}\left[\frac{Q}{A^2}\right]^{r+1};\ \frac{1}{g}\left[\frac{1}{A}\right]^{r+1};\ \left[\frac{Q^2}{K^2}\right]^{r+1}$$

После вышеуказанных преобразований, система уравнений частных производных (1) принимает форму системы обычных нелинейных уравнений. Наибольшие затруднения при решении системы уравнений вызваны наличием члена трения. Воизбежание решения нелинейной системы применялся метод линиаризации члена трения в соответствии с уравнением (8).

$$\left[\frac{Q^2}{K^2}\right]^{r+1} = \left[\frac{|Q|\cdot Q}{K^2}\right]^{r+1} \qquad (8)$$

После этих преобразований для каждого расчётного поля была получена система двух линейных уравнений:

$$\begin{aligned} C_1 Q_i^{j+1} + C_2 Z_i^{j+1} + C_3 Q_{i+1}^{j+1} + C_4 Z_{i+1}^{j+1} &= C_5 \\ D_1 Q_i^{j+1} + D_2 Z_i^{j+1} + D_3 Q_{i+1}^{j+1} + D_4 Z_{i+1}^{j+1} &= D_5 \end{aligned} \qquad (9)$$

С коэффициентами C_n и D_n ($n = 1,5$), имеющими нижеуказанные выражения:

$$C_1 = -1;\ C_2 = w * B_{i+1}^{j};\ C_3 = +1;\ C_4 = w * B_i^{j}$$

$$C_5 = Q_{i+1}^{j} - Q_i^{j} + w * \left[B_{i+1}^{j} Z_{i+1}^{j} + B_i^{j} Z_i^{j}\right] + \left[q^{j} + q^{j+1} - q_s^{j} - q_s^{j+1}\right] * \Delta x$$

$$D_1 = \left[\frac{|Q|}{K^2}\right]_{i+1}^{r} * \frac{\Delta x}{2} - \frac{1}{2g} * \left[\left(\frac{Q}{A^2}\right)_{i+1}^{j} + \left(\frac{Q}{A^2}\right)_{i+1}^{j} + \left(\frac{Q}{A^2}\right)_{i+1}^{r} + \left(\frac{Q}{A^2}\right)_{i}^{r}\right] + \frac{w}{4g} * \left[\frac{1}{A_{i+1}^{j}} + \frac{1}{A_i^{j}} + \frac{1}{A_{i+1}^{r}} + \frac{1}{A_i^{r}}\right]$$

$$D_2 = -1 + \frac{B_{i+1}^{j}}{4g} + \left[\left(\frac{Q}{A^3}\right)_{i+1}^{j} + \left(\frac{Q^2}{A^3}\right)_{i}^{j} + \left(\frac{Q^2}{A^3}\right)_{i+1}^{r} + \left(\frac{Q^2}{A}\right)_{i}^{r}\right]$$

$$D_3 = \left[\frac{|Q|}{K^2}\right]_{i}^{r} * \frac{\Delta x}{2} + \frac{1}{2g} * \left[\left(\frac{Q}{A^2}\right)_{i+1}^{j} + \left(\frac{Q}{A^2}\right)_{i}^{j} + \left(\frac{Q}{A^2}\right)_{i+1}^{r} + \left(\frac{Q}{A^2}\right)_{i}^{r}\right] + \frac{w}{4g} * \left[\frac{1}{A_{i+1}^{j}} + \frac{1}{A_i^{j}} + \frac{1}{A_{i+1}^{r}} + \frac{1}{A_i^{r}}\right]$$

$$D_4 = +1 - \frac{B^{j}}{4g} * \left[\left(\frac{Q^2}{A^3}\right)_{i+1}^{j} + \left(\frac{Q^2}{A^3}\right)_{i}^{j} + \left(\frac{Q^2}{A^3}\right)_{i+1}^{r} + \left(\frac{Q^2}{A^3}\right)_{i}^{r}\right]$$

$$\begin{aligned} D_5 = Z_{i+1}^{j} - Z_i^{j} &+ \frac{1}{2g} * \left[\left(\frac{Q^2}{A^3}\right)_{i+1}^{j} + \left(\frac{Q^2}{A^3}\right)_{i}^{j} + \left(\frac{Q^2}{A^3}\right)_{i+1}^{r} + \left(\frac{Q^2}{A^3}\right)_{i}^{r}\right] * \\ &* \left[A_i^{j} - A_{i+j}^{j} + \frac{B_{i+1}^{j} Z_{i+1}^{j} - B_i^{j} Z_i^{j}}{2}\right] + \frac{w}{4g} * \left[\left(\frac{1}{A}\right)_{i+1}^{j} + \left(\frac{1}{A}\right)_{i}^{j} + \left(\frac{1}{A}\right)_{i+1}^{r} + \left(\frac{1}{A}\right)_{i}^{r}\right] * \\ &* \left(Q_{i+1}^{j} + Q_i^{j}\right) - \left[\left(\frac{|Q|}{K^2}\right)_{i+1}^{j} Q_{i+1}^{j} + \left(\frac{|Q|}{K^2}\right)_{i+1}^{j} Q^{j}\right] * \frac{\Delta x}{2} - \\ &- \frac{1}{2g} * \left[\left(\frac{Q}{A^2}\right)_{i+1}^{j} + \left(\frac{Q}{A^2}\right)_{i}^{j} + \left(\frac{Q}{A^2}\right)_{i+1}^{r} + \left(\frac{Q}{A^2}\right)_{i}^{r}\right] * \left[Q_i^{j} - Q_{i+1}^{j}\right] \end{aligned} \qquad (10)$$

Система (9) записывается для каждого расчётного поля, получая для $N = i_{max}$ сечений (N-1 полей), диагональную систему 2(N-1) уравнения, которые при двух краевых условиях (вверх-вниз при медленном течении или обоих вверх при быстром течении) образуют систему $2*N$ уравнений с $2*N$ неизвестными. Путём решения системы получают расходы Q_i^{j+1} и уровни Z_i^{j+1} для каждого шага времени. Другие подробности, касающиеся определения начальных условий и краевых условий, а также решения системы уравнений, даны в работах Роттер (1984, 1985). Анализ конвергенции, плотности, стабильности и распространения ошибок в схеме дискретизации, данной на рис. 1, представлен в работах Козак(1977) и Кунге (1980).

Определение критерия

Далее представлена методология, предложенная авторами для определения шага по времени Δt, таким образом, что точность представленного косвенного метода должна быть примерно такой же, как и точность метода характеристик(метод высокой точности).

В основу была положена общепринятая рекомендация Хынку (1976), Козак (1977) и Кунге (1980)., заключающаяся в том, что добегание паводковых волн можно изучать косвенным методом численного интегрирования системы уравнений (1) при условии, что: вариация уровня воды в русле была медленной во времени.

Авторы изменили эту рекомендацию, указывая на тот факт, что добегание паводковых волн можно изучать косвенными методами при условии, чтобы вариация уровня воды в русле была замедленной при шаге времени Δt.

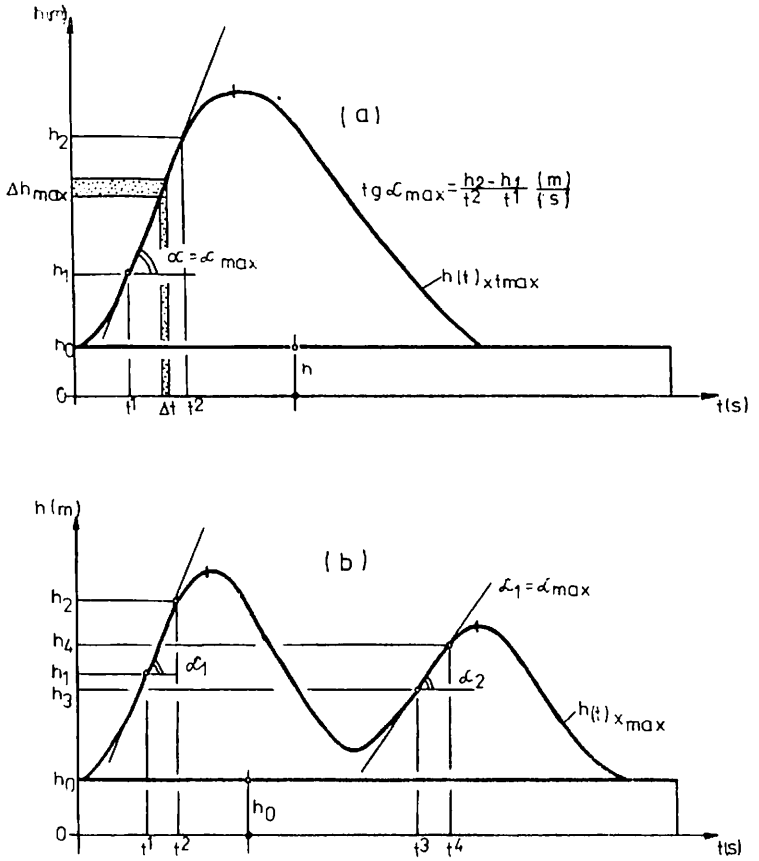


Рис.2 Максимальный уклон гидрографа уровня в верхнем сечении при отдельной паводковой волне(а) и составной(б).

Вышеуказанное ограничение можно выразить математическим путём ограничения максимальной допустимой вариации уровня воды в русле, Δh_{max} , по шагу времени Δt в сечении (соответственно части гидрографа) с наиболее интенсивной вариацией уровня во времени (при паводках в верхнем сечении) рис.2.

Вначале, в верхнем сечении, $x = x_{i\,max}$, наносится касательная к гидрографу уровня $h = h(t)$, $\alpha = \alpha_{max}$ (рис.2).

Скорость максимальной вариации глубины воды во времени(или максимальный уклон восходящей ветви гидрографа уровней) определялась при помощи соотношения (11)

$$tg\alpha_{max} = \frac{h_2 - h_1\,[m]}{t^2 - t^1\,[s]} \qquad (11)$$

При помощи ЭВМ изучалось большое количество конкретных примеров добегания паводковых волн по рекам и каналам, как по методу характеристик, так и по вышеуказанному косвенному методу. При интерпретации прослеживалась разница результатов, полученных этими двумя методами, методом характеристик и косвенным методом с одинаковым расчётным шагом (например, $\Delta x = 125o$ м и $\Delta t = 9o$ с), а также результаты, полученные косвенным методом для различных значений шага времени(например, $\Delta t_1 = 9o$ с и $\Delta t_2 = 18oo$ с).

Полученные результаты привели к следующим выводам:
- в сетках одинаковой дискретизации (например, $\Delta x = 125o$ м, $\Delta t = 9o$ с) при условии CFL , результаты, полученные методом характеристик и косвенным методом имеют незначительные различия. Максимальная разница уровней воды, расчитанная двумя методами, была менее 15 м,
- если шаг времени увеличивается, но не превышает определённых значений, например $\Delta t = 18o \div 36o$ с, результаты, полученные тем же косвенным методом отличаются незначительно. Ошибки, расчитанные при помощи соотношения (12) составляли несколько см.

$$\Delta h(t)_{\Delta t=360s} = h(t)_{\Delta t=\overline{90}s}\; h(t)_{\Delta t=360s} \qquad (12)$$

- если шаг времени продолжает возрастать, достигая $\Delta t = 18oo \div 72oo$ с, полученные тем же косвенным методом, могут характеризоваться значительными или незначительными различиями. Так ошибки $\Delta h(t)$, расчитанные при помощи формулы(13) могут достигать нескольких см (при медленной вариации уровня во времени), а иногда порядка метров (быстрая вариация уровня во времени).

$$\Delta h(t)_{\Delta t=7200s} = h(t)_{\Delta t=\overline{90}s} h(t)_{\Delta t=7200s} \qquad (13)$$

Экспериментально было установлено, что если шаг по времени Δt соответствует соотношению (14), ошибки по этим двум методам примерно одинаковы

$$\Delta t[s] \approx (0{,}03 \div 0{,}05)\,\frac{1}{tg\alpha_{max}} \qquad (14)$$

Т.е., если максимальная вариация уровня воды не превышает o,o3÷o,o5 м по шагу времени, вариацию можно считать медленной во времени и точность применяемого метода (косвенная схема второго порядка) примерно одинакова с точностью метода характеристик.

Можно сделать также важное замечание, что косвенные методы можно применять с той же точностью результатов и при расчёте добегания паводковых волн при самых сильных вариациях уровня во времени, но при шаге времени, соответствующем соотношению (14).
При полученном шаге времени Δt, необходимо рассмотреть весь расчётный период. Число шагов M, получают по соотношению:

$$M = \frac{t^{jmax} - t^1}{\Delta t} \qquad (15)$$

ВЫВОД

В результате проведённых работ можно сделать следующий вывод:
- для численного интегрирования системы уравнений Сен Венана на косвенной схеме (точность II-го порядка) можно получить хорошую точность результатов при соблюдении соотношения (14).

1. Real time hydrological forecasting models

A CRITERION FOR PROVIDING THE BEST ACCURACY OF AN IMPLICIT METHOD USED IN SHORT-RANGE HYDROLOGICAL FORECASTING

ABSTRACT

This study is aimed at determining the water levels and discharges in certain sections of a river in view of short-range forecasting (several hours for small rivers and several tens of hours for large rivers). A basin is sketchily presented as rivers with tributaries of different orders.
Floodwave forecasting is studied by means of the Saint-Venant equation system expanded for river networks. The solution to the system is reached by numerical integration. A Preissmann-Yeoyevich four-knot implicit scheme is used in discretization with a second order accuracy. The scheme employed is unconditionally steady but its reliability is connected with the intensity of water level variation in time. The paper provides a criterion for ensuring the best accuracy to obtain the maximum possible water level variation over a time scan or the number of computation time scans to be considered for a given level variation in time.
The automated computation programme in FORTRAN language may be used in flood control organization in a basin with structureless rivers (no dams, polders, dikes, etc.) both under normal operation regime and under various damages (polder or dike ruining). Several "last minute" policies may be tried as far as the operation capacities of hydraulic structures are concerned and the consequences of floodwaves directed to uninhabited areas by breaking the dikes on purpose in order to avoid damages on significant economic objects may also be studied.

1. Methoden der kurzfristigen hydrologischen Vorhersagen und Systeme zur Verbreitung der operationellen Vorhersagen

KRITERIUM FUR DIE VERSICHERUNG EINER GUTEN GENAUIGKEIT ZU EINER IMPLIZITEN, BEI HYDROLOGISCHEN KURZFRISTIGEN VORHERSAGEN BENUTZTEN METHODE

ZUSAMMENFASSUNG

Das Studium verwendet man zur Bestimmung der Wasserstände und Durchflüsse in den gewünschten Fliessquerschnitten der Flüsse aus einem hydrographischen Einzugsgebiet, zur Ausarbeitung der kurzfristigen Vorhersagen (von einigen Stunden auf den kleinen Flüssen und von einigen Zehnen von Stunden auf den grossen Flüssen). Das hydrographische Einzugsgebiet wird durch Flüsse, mit Zuflüssen verschiedener Ordnungen schematisiert.
Die Ausbreitung der Hochwasserwellen studiert man, indem man das Saint-Venant, für die Flussnetze ausgedehnte Gleichungssystem anwendet. Die Auflösung des Systems erhaltet man durch numerische Integration, indem man für Diskretisierung ein implizites Schema mit vier Knoten Typ Preissmann-Yevyevich (mit Genauigkeit der zweiten Ordnung) nutzt. Das benutzte Schema ist unbedingt standfest, aber seine Genauigkeit hängt von der Stärke der Wasserstandänderung in Zeit ab. In der Arbeit stellt man ein Kriterium für die Versicherung einer guten Genauigkeit fest, Kriterium durch das man die maximale angenommene Wasserstandänderung in einem Zeitschritt erhaltet, oder die Nummer der Zeitschritte zur Berechnung, notwendig für die Wasserstandänderung in Zeit, fürs Datum.
Das Programm für automatische Berechnung, in Sprache FORTRAN-vier ausgearbeitet, kann man verwenden zur Organisierung des Schutzes gegen Flussaustritten eines hydrographischen Einzugsgebiet mit Flüssen ohne Hochwasserschutzanlagen (Absperrbauwerke, Poldere, Dämme) in Bedingungen von normaler Ausbeutung und mit verschiedenen Schäden (Polderenzerstörungen, Dämmenbrüche). Man kann verschiedene Varianten von Lösungen letzten Augenblicks analysieren, für die optimale Benutzung der Polderenfähigkeit, für die

Dämmenüberhöhung, aber auch die Wirkungen einiger absichtlichen Flussaustritte der unbewohnten Zonen (durch Breschen in Dämmen), für die Abwehr der wichtigen Ziele.

ЛИТЕРАТУРА

Cioc, D. (1975). Hidraulica (Ghidravlika). Editura didactică şi pedagogică, Bucureşti.

Cunge, J.A., a.o. (1980). Practical aspects of computational river hydraulics. Pitman Editors, London.

Hâncu, S. (1976). Regularizarea albiilor rîurilor (Reguljarizacija rečnyh rusel). Editura Ceres, Bucureşti.

Kozák, M. (1977). A szabadfelszinü nempermanens vizmozgások számitása. Akadémiai kiadó, Budapest.

Rotter, F., a.o. (1984). Issledovanie dobeganija i kompanovki povodkovyh voln v ghidrografičeskih basseinah. A XII-a conferinţă de prognoze hidrologice a ţărilor dunărene, Bratislava.

Rotter, F. (1985). Determinarea condiţiei la limita aval, în studiul mişcării nepermanente a apei cu nivel liber (Opredelenije mižnego predel'nogo uslovija pri izučenii neustanovivšegosja dviženija vody so svobodnym urovnem). Hidrotehnica, nr.6, Bucureşti.

Long—term Hydrological Forecasts of Runoff

Langfristige hydrologische Vorhersagen der Abflüsse

Долгосрочные прогнозы стока.

О ВОЗМОЖНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ НЕЛИНЕЙНОЙ СТОХАСТИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ КАРТВЕЛИШВИЛИ ДЛЯ ПРОГНОЗИРОВАНИЯ МЕСЯЧНЫХ РАСХОДОВ ВОДЫ

Д. Янкович и М. Станич

Гидрометеорологический институт СР Сербии, Белград, СФРЮ

РЕЗЮМЕ

Рассматривается возможность применения нелинейной стохастической модели речного стока для прогнозирования средних месячных расходов воды, теоретические основы которой поставил Картвелишвили Н.А. Параметры линейной регрессионной модели определяются на основе предварительно нормализованных серий предикторов и предиктанда. В качестве предикторов используются расходы воды в рассматриваемом створе реки, осадки, температуры и снеговые запасы предшествующих месяцев. Для каждого месяца формируется отдельная модель, порядок которой определяется из условий минимума среднего квдратичного отклонения, прогнозированного от фактического значения предиктанда. Обратная трансформация нормализованных значений производится по зависимостям, определенным для каждого месяца. Анализ производится на примере реки Дрины, для водомерного поста Баина Башта.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Нелинейная стохастическая модель, прогноз, средние месячные расходы, осадки, температуры, запасы снега, порядок модели, эффективность прогнозов.

ВВЕДЕНИЕ

Гидрологические прогнозы для потребностей оптимизации работы ГЭС являются экономически эффективными в той степени, в которой обеспечивают дополнительную выработку электроэнергии, уменьшая при этом затраты на энергетическое топливо ТЭЦ. Но из-за особенностей режима работы ТЭЦ, экономическая эффективность краткосрочных гидрологических прогнозов, трудно определяемая величина, порядка ошибок ее вычисления. Настоящие экономические эффекты оптимизации работы электростанций можно достигнуть с использованием гидрологических прогнозов большей заблаговременности. В то же время, на успешное решение проблемы

долгосрочного, а тем более сверхдолгосрочного прогнозирования, полагать большие надежды - нереально, по крайней мере при современном уровне знания о закономерностях развития процесса речного стока. Остается прилагать усилия на улучшение существующих и разработку новых методов среднесрочных прогнозов /средних месячных расходов или объема расходов весеннего половодья/.

Значение расхода воды в предыдущем месяце зависит от значения этой величины и других, обусловливающих ее /осадки, температура, запасы снега,.../ величин в предшествующих месяцах, а также и от изменения этих величин в течение самого прогностического интервала. Так как надежных методов прогнозирования метеорологических величин с заблаговременностью в один месяц не существует, остается отыскивать такие модели, которые лучшим образом могут вскрыть ту составляющую месячного расхода воды в наступающем месяце, которая зависит от значения этой и других величин в предшествующих месяцах. Есть надежные основания предполагать, что модель, предложенная Картвелишвили /1975, 1981, 1985/ успешнее других решит таким образом поставленную задачу.

Прогностическая модель для месяца к /к=1,2,...,12/ берется из общей модели марковского векторного процесса n-го порядка

$$U_к = \sum_{i=1}^{n} A_i U_{к-i} + \lambda_к \varepsilon_к \qquad (1)$$

где $U_{к-i}$ - векторы нормализованных значений предикторов и предиктанда в $к-i$-ом месяце /$i=0,1,...,n$/; A_i- квадратные матрицы регрессионных коэффициентов порядка $m \times m$ /m -число рассматриваемых переменных/; $\lambda_к \varepsilon_к$ -вектор случайной составляющей.

Пусть вектор $U_к$, а следовательно и $U_{к-i}$ /$i=1,...,n$/, имеет форму

$$U_к = \{U_{к,1}; U_{к,2}; ...; U_{к,j}; ...; U_{к,m}\}$$

где $U_{к-1}$ -нормализованные значения предиктанда /средние месячные расходы в рассматриваемом створе реки и дальше будут обозначаться как $U_к^{(Q)}$/, а $U_{к,j}$ - для $j=2,...,n$, нормализованные значения предикторов /дальше будут обозначаться как $U_к^{(н)}$ -для осадков, $U_к^{(т)}$ -для температуры, $U_к^{(s)}$ -для снега,.../. Тогда из матричного уравнения /1/ берем соответствующее уравнение и, пренебрегая случайным членом, получаем линейную прогностическую модель /Янкович, 1982/

$$U_к^{(Q)} = (a_1^{(Q)} U_{к-1}^{(Q)} + a_1^{(н)} U_{к-1}^{(н)} + \cdots + a_2^{(Q)} U_{к-2}^{(Q)} + a_2^{(н)} U_{к-2}^{(н)} + \cdots) \qquad (2)$$

или, символически, после трансформации, обратной нормализации

$$Q_н=U_к^{-1}(a_1^{(Q)}U_{к-1}^{(Q)}+a_1^{(w)}U_{к-1}^{(w)}+\cdots+a_2^{(Q)}U_{к-2}^{(Q)}+a_2^{(w)}U_{к-2}^{(w)}+\cdots) \qquad (3)$$

что представляет собой нелинейную стохастическую прогностическую модель.

Вопрос определения порядка модели /I/ рассматривали детально Картвелишвили /I975,I98I,I985/, Gotschalk /I980/ и Янкович /I982/, а в настоящей работе, для определения порядка модели /2/ будет использован критерий минимума средней квадратичной ошибки прогнозов, т.е.

$$min S_н(n)=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N}(Q_{i,к}-Q'_{i,к})^2}{N}} \qquad (4)$$

или, что то же самое

$$max\ \eta_к(n)=\sqrt{1-\frac{S_н^2(n)}{\sigma_к^2}} \qquad (5)$$

где $\sigma_к$ -среднее квадратичное отклонение для серии расходов воды месяца к. Критерии /4/ и /5/ служат одновременно для оценки эффективности модели.

Здесь не будут рассматриваться проблемы, касающиеся техники нормализации, обратной трансформации и, вообще,калибрования модели. Подчеркнем только, что все расчеты производятся на ЭВМ. Будут рассматриваться различные варианты модели относительно входных переменных.

АНАЛИЗ ЭФФЕКТИВНОСТИ РАЗЛИЧНЫХ ВАРИАНТОВ МОДЕЛИ

Для каждого месяца рассматривались девять различных вариантов модели, отличающихся между собой типом и числом входных переменных. В качестве входных переменных принимались следующие величины: средний месячный расход воды в рассматриваемом створе /Б.Башта/ -Q; средние месячные температуры, определяемые как среднее арифметическое значение для трех метеорологических станций на рассматриваемом водосборе -T; сумма месячных осадков для водосбора, определяемая также, как и температуры - P; снеговые запасы, определяемые также по данным трех метеорологических станций -S; размах колебаний температур в месяце -ΔT; число дней с осадками больше I0мм -P_{10} и сумма месячных осадков, уменьшенная на слой снега в последнем числе месяца -/P-S/. Для всех вариантов использованы данные за период I950-I978гг.

В первом варианте рассматривались модели с входными переменными Q, P, T, т.е.

$$Q_K = f(Q_{K-1};\ldots;Q_{K-n};P_{K-1};\ldots;P_{K-n};T_{K-1};\ldots;T_{K-n}) \qquad (6)$$

Для каждого месяца определялись параметры моделей порядка от I до 11 и для каждого порядка модели определялись прогнозы и их оценки η. В таблице I даны максимальные значения оценки - и порядок модели, при котором достигаются эти значения.

ТАБЛИЦА I Максимальные значения оценок и соответствующие порядки моделей

Месяц /M/	I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II	I2
$max\,\eta(n)$	0,77	0,63	0,84	0,86	0,79	0,95	0,82	0,94	0,7I	0,94	0,46	0,39
n	I	7	5	4	5	6	6	8	8	6	I	5

Исследовано затем 8 остальных вариантов комбинаций переменных, включая и ΔT, S, и P-S. В табл. 2 приводятся для каждого месяца оценки, порядки моделей и использованные комбинации входных переменных для наиболее эффективных вариантов.

ТАБЛИЦА 2 Максимальные значения оценок, соответствующие порядки моделей и входных переменных

Месяц /M/	I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II	I2
$max\,\eta(n)$	0,87	0,64	0,92	0,87	0,89	0,97	0,92	0,95	0,73	0,94	0,73	0,85
n	8	3	4	4	6	5	6	7	4	6	2	8
Переменные	Q,P_{∞},P,T	$Q,P,T,\Delta T$	Q,P,T,S	Q,P,T,S	Q,P,T,S	Q,P,T,S	$Q,P,T,\Delta T$	$Q,P,T,\Delta T$	$Q,P,T,\Delta T$	Q,P,T	$Q,P,\Delta T,\Delta T$	Q,P,P_{∞},T

Оценки, приведенные в таблицах I и 2, относятся также к периоду 1950-1978г. Чтобы получить такие же оценки для проверочного периода, независимого от периода тарирования моделей, необходимо было бы располагать данными за период приблизительно такой же длины. Поэтому оценки для проверочного периода не производились. Так как целью настоящей работы является исследование возможности применения рассматриваемой модели и анализ ее чувствительности на различные предикторы, полученные результатытможно считать удовлетворительными.

В качестве примера применения модели для прогнозов вне периода тарирования, в табл. 3 даны прогнозы месячных расходов воды за 1979 год и соответствующие им наблюденные значения.

ТАБЛИЦА 3 Прогнозированные и наблюденные значения за 1979 год

Месяцы	I	2	3	4	5	6	7	8	9	I0	II	I2
$Q_{прог}$	539	7I2	353	695	506	443	276	I45	252	3I4	504	408
$Q_{наб}$	553	652	394	698	66I	409	225	I62	I70	242	943	479

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Водосбор р.Дрины до в.п. Баина Башта, с площадью $F = 14800$ км^2, находится в горном районе центральной части СФРЮ. В зимние месяцы на высокогорных массивах, высотой больше 2500м над уровнем моря, формируются значительные снегозапасы, а распределение дождевых осадков очень неравномерно по площади. Имея в виду такие характеристики водосбора и тот факт, что климатические величины, входящие в модель, определялись здесь достаточно грубо по данным трех метеорологических постов, можно основательно надеяться, что рассматриваемая модель может дать еще лучшие результаты. Полученные оценки показывают, что для каждого месяца получаются достаточно надежные прогнозы, а для некоторых месяцев даже отличные.

При тарировании различных вариантов моделей замечено, что с увеличением числа предикторов не улучшаются прогнозы, а иногда даже ухудшаются или же появляются разнородные нестабильности в вычислениях. В целях дальнейшего исследования моделей типа /2/, по-видимому, остается использовать идею Картвелишвили /I983, I985/ о переходе к одному составному предиктору, представляющему собой линейную комбинацию всех предикторов.

ABSTRACT

The case study involves the possibility of application of a non-linear stochastic model for the purpose of monthly discharge forecasting at Bajina Bašta on the river Drina. The model was suggested by Kartvelishvily based upon his theoretical analysis on this subject. The model parameters were estimated by using normalized series of predicters and predictants. In this case, the following predictors werchoosen: discharge at the gaging place Bajina Bašta, precipitation, temperature and snow accumulation in the preceeding period. A model is formed for each month and the rank of the one to be used is determined by the minimum mean square difference between the recorded and evaluated value. The inversion of normalized values is based on relations established for each month.

ZUSAMMENFASSUNG

In diesem Beitrag wird die Möglichkeit der Anwendung von einem nicht-leinearen stochastischen Modell zur Vorhersage der Monatsanflüsse der Drina bei Bajina Bašta gezeigt. Das Modell wurde seitens Kartwelischvilly empfohlen und basiert auf seine theoretische Analyse dieses Problems. Die Modelparameter werden mit Hilfe von normalisierten Reihen von Voraussage-Funktionen (Prediktoren) und Prediktanten bewertet. In diesem Fall wurden die follgenden Prediktoren gewählt: Abfluss am Pegel Bajina Bašta, Niedershlag, Temperatur und Schneeakumuliering im vorigen Zeitraum.Für jeden Monat wird ein Modell gebaut und der zu verwendende Rang wird als minimales quadratisches Mittel der Abweichung zwischen dem beobachteten und dem berechneten Wert bestimmt. Die Umgekehrte von normalisierten Werten basiert auf die für jeden Monat bestimmten Beziehungen.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

Картвелишвили, Н.А., /1975/. Стохастическая гидрология. Гидрометеоиздат.

Картвелишвили, Н.А., /1981/. Стохастическая гидрология. Издание второе переработанное и дополненное. Гидрометеоиздат.

Картвелишвили, Н.А., /1985/. Теория вероятностных процессов в гидрологии и регулировании речного стока. Издание второе, дополненное и переработанное. Гидрометеоиздат.

Gottschalk,L.,(1975). Stohastic Modelling of Monthli River Runof. University of Lund, Buletin series A.No 45

Janković,D. (1982). Analiza metodoloških pristupa i rezultata primene dva stohastička modela vektorskog procesa rečnog oticanja, Gradjevinski fakultet Beogradskog Univerzitota (magistarski rad).

THE PREDICTION OF CHANGES IN THE GROUNDWATER LEVELS IN THE NEIGHBOURHOOD OF ZAGREB

O.Bonacci* and D.Trninić**

*Faculty of Civil Eng.Sciences, University of Split
58000 Split, V.Masleše bb, Yugoslavia
**Hydrometeorological Service of the SR of Croatia,
41000 Zagreb, Grič 3, Yugoslavia

ABSTRACT

It has been noted that the groundwater levels have been constantly lowered during the last ten years (from 1973-1983) on the right banks of the Sava river in the surrounding of Zagreb. This decrease on the average amounts to 1 m. Deformations of the same order of magnitude have been recorded on the river Sava section 15 km upstream and 30 km downstream from the Zagreb profile. The main causes of this phenomenon are: numerous anti-erosive works, construction of storages and retentions, regulation works on the Sava riverbed and on its tributaries and the building of embankments. This fact resulted in the smaller inflow of bedload and suspended sediments. This phenomenon caused greater erosion of the sediments in the Sava riverbed, since the flow is not saturated by the deposit. One of the causes of this occurrence is an excessive pumping of water from the underground gravel bottom of the aquifer in order to provide the water supply for the city of Zagreb. As a cause, and partly as a consequence, of the previously mentioned facts, the riverbed of the Sava has been lowered and the minimum yearly water levels near Zagreb have decreased. The trend of this lowering is still going on with an intensity of 8 cm a year. The minimum yearly discharges do not show any changes. The grainsize characteristics of the sediments have also changed and the quantity of transported sediment along the Sava section near Zagreb, has essentially decreased. The paper also defines the volume of the water lost in the aquifer due to the lowering of the groundwater level, and it presents a prediction of the volume changes until 2000.

KEYWORDS

Groundwater levels prediction, Minimum yearly water levels.

INTRODUCTION

The water supply for the city of Zagreb is mainly provided by the water delivered from the gravel aquifer situated south of the old city core about 5 km from the right bank of the Sava. The consumption of water increases from one year to another and accordingly the problems related not only to the water supply, but to its wider aspects become greater and more complex. This paper is concerned both with these problems, regarded from the hydrological standpoint, and with the prediction of changes in the near future. This actual case refers to a town with almost a million inhabitants, so that all the problems discussed here and the dilemmas arising thereof have a vital significance and a wide application. It is certain that this prevalently hydrological approach has a wider significance of an input vector into the domains of ecology, sociology, economics and even politics.

THE ANALYSIS OF LOW WATERS

Bonacci (1977) and Trninić (1984) analyzed the problems related to the formation of low waters and the prediction of their occurrence along the entire flow of the river Sava, with a special emphasis on the watergauge profile of the Sava near Zagreb. Trninić (1984) covered the period of the minimum annual water levels of the Sava near Zagreb from 1945 to 1982. During the last thirty years a sudden lowering of the minimum annual levels has been recorded; this phenomenon is represented in Figure 1A. During the same period the minimum yearly discharges have not been significantly decreased from the statistical point of view, which is evident from the graphical presentation given in Figure 1B. It means that all the measurements and works carried out on the upstream part of the catchment did not affect the change of the only actually independent variable; i.e. the minimum yearly discharge. The minimum annual water level of the Sava near Zagreb in 1985 amounted to even -260 cm (29. X 1985), with a corresponding discharge of 66.3 m³/s. Thus the trend of the level decrease has continued rapidly, and consequently it is necessary to study the reasons causing this phenomenon.

CHANGES IN THE MORPHOLOGICAL AND PSAMOLOGICAL CHARACTERISTICS

The previous analysis was related exclusively to one profile of the river Sava, i.e. the gauging station Zagreb, with numerous recordings. Although such an analysis is necessary, useful and indicative, it has some drawbacks; firstly all the data refer only to one location, and the recorded changes can, but need not, spread upstream and downstream along the river flow. Consequently analyses related to the changes in some characteristics of the bedload and transported sediment have been carried out on a larger section of the Sava, i.e. from the km 667 up to km 715. The characteristic diameters, in mm, of the bedload along the river Sava, have been plotted in Figure 2, covering the three considered periods: 1. measurements carried out in 1959; 2. measurements conducted in 1973; 3. measurements performed between 1980 and 1985. Whereas the difference between the diameters $\overline{d}$ and d_{90} for 1959 and 1973 was relatively non-defined, it can be noted, that during the last few years, the characteristic diameters of the bedload grains have significantly decreased. Obviously the decrease in the minimum annual water levels on the gauging station Sava near Zagreb, is not a local process, but is related to strong linear processes occurring for several years along the river Sava. Table I presents the results of the mean annual discharges Q on the gauging station Podsused and of the total yearly quantity of the bedload G measured on the same profile. The gauging station Podsused is located ca 12 km upstream from the Zagreb station and has almost the same mean annual discharge. On that profile the bedload quantity has been measured and analyzed for several years. The results are quite astonishing. Starting from 1978 the bedload quantity has greatly decreased, i.e. from 20 to 50 times.

TABLE I The results of the mean annual discharge $\overline{Q}$ and the annual quantities of bedload G recorded on the gauging station Podsused

Ordinal No.	Year	$\overline{Q}$ m³/s	G t·10³
1.	1968	273	1261
2.	1975	301	1245
3.	1976	293	773
4.	1977	319	893
5.	1978	309	33
6.	1979	362	31
7.	1980	356	30
8.	1981	261	13
9.	1982	307	23
10.	1983	202	8
11.	1984	307	28

Generally speaking there are several factors which definitely influence the morphological and psamological changes along the entire section of the Sava from the km 718 to the km 674, i.e. on the river stretch 44 km long. The causes presented later on, are classified according to our subjective estimation of priorities, have all influenced both the changes in the bedload quantity and are related to the fact that the Sava riverbed has been lowered for ca 1 m along the mentioned section. The main reasons are numerous anti-erosion works and the construction of small and medium storages in the upstream part of the Sava catchment. Those works last a long time and some are being carried

THE PRESENTATION OF THE TRENDS FOR THE SERIES OF THE MINIMUM ANNUAL WATERLEVELS AND DISCHARGES

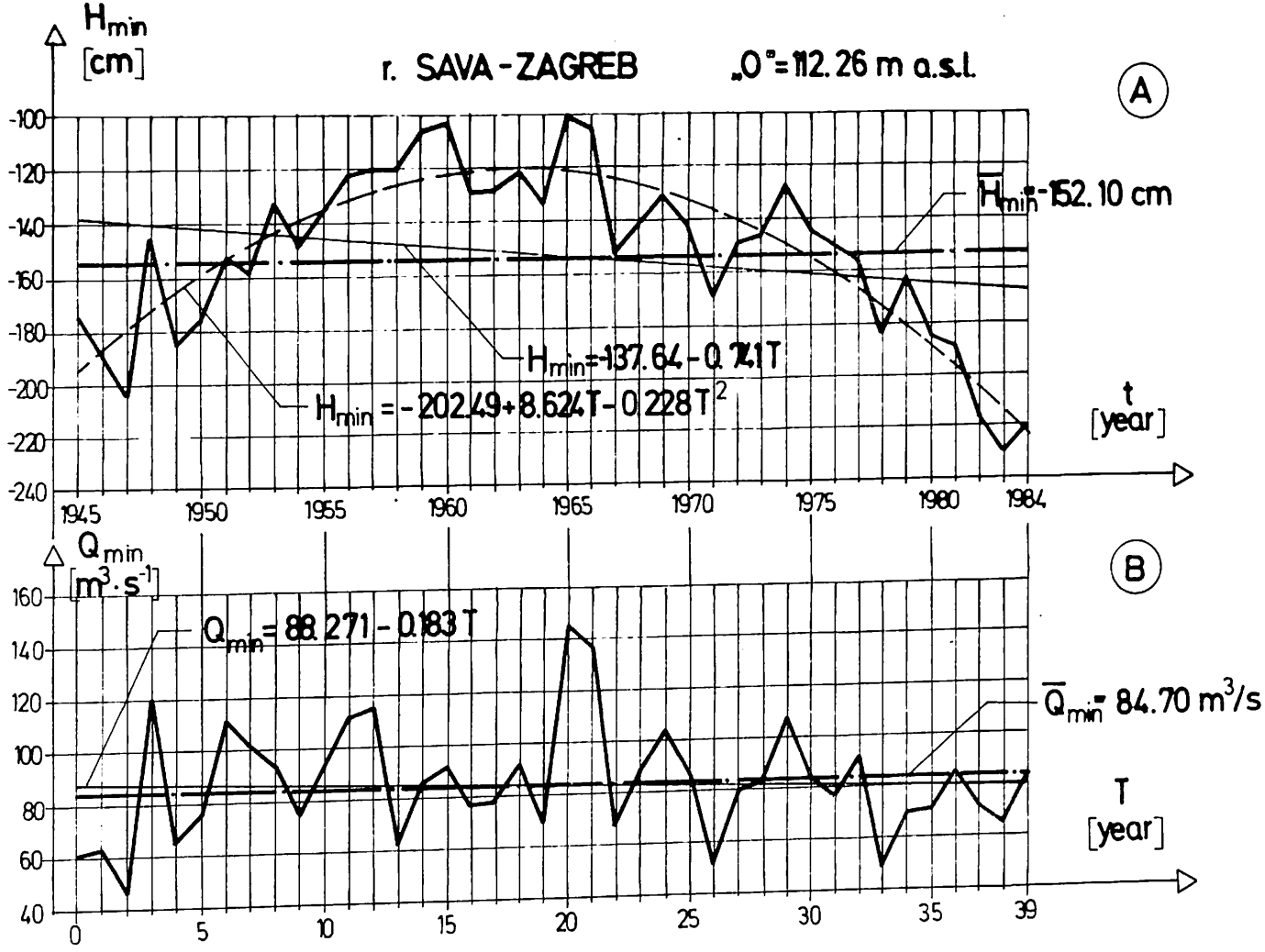


figure 1

THE CHANGE OF THE CHARACTERISTIC DIAMETERS OF THE BEDLOAD GRAINS ALONG THE RIVER SAVA

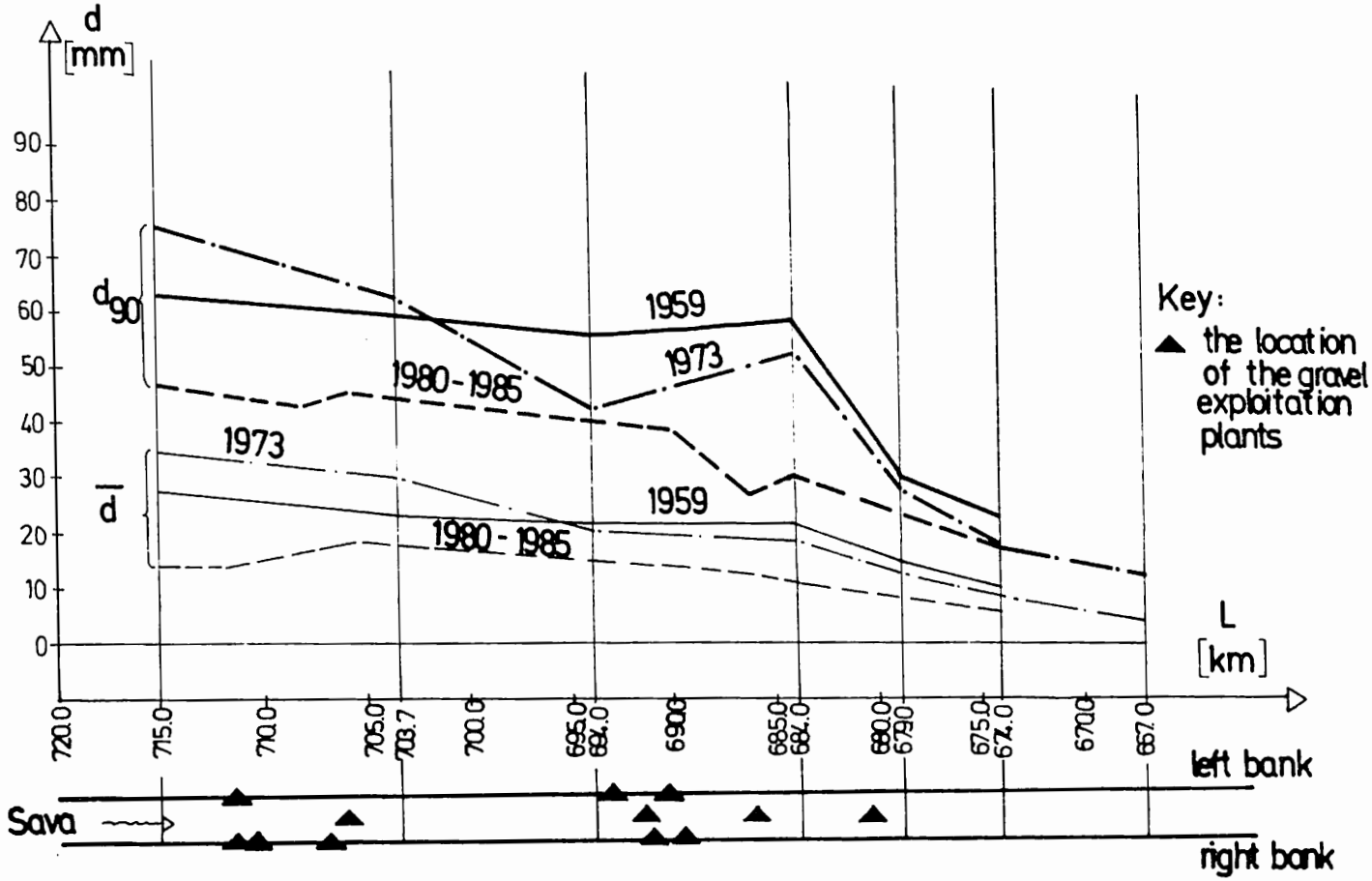


figure 2

out nowadays. Their consequences can be noticed gradually and only after longer periods of time. The construction of the nuclear power plant Krško which started working in 1982, and especially the building of the threshold on the Sava near it directly affected the decrease in the bedload quantity. The inflows of the bedload and of the suspended sediment from the places of their origin have been interrupted due to the anti-erosion works on the Sava catchment and the regulation of the river and its tributaries, as well as the construction of hundreds of kilometers of the embankments. The river Sava is no longer saturated with the sediments and the consequence is the process of its own riverbed erosion, i.e. the transportation of the sediments deposited there a long time ago. This process is the same as the phenomenon of the erosion occurring under dams, since a great deal of sediments has been kept in the upstream storage. The bedload deposited there previously has a different granulometric structure (it is finer, as shown by the measurements presented in Figure 2). When explaining these phenomena it should be added that during the last ten years the gravel exploitation on the Sava banks and from its riverbed near Zagreb has become more intensive. Figure 2 presents the location of the previous or of the existing gravel plants. These processes are not dominant in the general development of this phenomenon, but nevertheless exert a certain local influence.

THE GROUNDWATER LEVELS

The morphological, psamological and the hydrologic changes occurring in the surroundings of Zagreb, along the river Sava, on its section ca 10 to 15 km long, are influenced by some other processes apart from the previously mentioned ones. Those are primarily the changes in the groundwater levels of the alluvial aquifer, located on the right bank of the Sava in the wider neighbourhood of the exploitation wells for the Zagreb water supply. According to the analysis of the data on the groundwater levels obtained on 94 piezometers between 1973-1983, this paper presents some results of data processing referring to the right-bank piezometers. Figure 3 presents the trend of the decrease in the mean annual groundwater levels measured on seven right-bank piezometers. Consequently a constant lowering of the groundwater levels between 1973-1983 has been stated. Apart from the mean annual levels, the maximum and minimum levels have been lowered for an almost identical amount of the order of magnitude of 0.8 to 1.2 m. The piezometers located nearer to the Sava show a steeper trend, as well as those situated near the pumping wells. In this actual case the decrease of the groundwater levels was caused by a combination of two factors. One of them, previously mentioned, is the general lowering of the Sava riverbed bottom. The second cause is the excessive pumping of the water to satisfy the demands of the water-supply of Zagreb. The next phase deals with the calculation of the lost groundwater volume in the period between 1973-1983 in the area surrounding the right riverbank of the Sava. The total volume lost during the ten year period amounts to $167 \cdot 10^6$ m³. Assuming the effective porosity of the gravel aquifer is ca 0.3 , then the water quantity should be $50 \cdot 10^6$ m³. It is a great quantity which has not been compensated either by precipitation or by seepage from the river Sava. If this trend continues the annual loss will be $5 \cdot 10^6$ m³, and by the year 2000 this loss will amount to $120 \cdot 10^6$ m³. The predictions are not favourable; hence it can be concluded that the processes are quite serious and complex and thus that they require urgent and efficient protective measures to be carried out.

CONCLUSION

In this paper the authors tried jointly to explain and to analyze the numerous changes occurring along the river Sava in the surroundings of Zagreb as they all have a significant, though unfavuorable effect primarily on watersupply and then on the other aspects of the water resources management. The significant trend of the mean annual levels decrease near Zagreb is accompanied by the decrease in the groundwater levels in the gravel aquifer, particularly on the right bank of the Sava. The riverbed has been lowered on the average for 1.0 m, along the section of 44 km, and the granulometric composition of the bedload is also smaller. The main reasons for these changes are the long-lasting and extensive anti-erosion works in the upper part of the catchment, the regulation works of the Sava riverbed and the construction of the embankments along the Sava and its tributaries. In the new situation the river is not saturated by the bedload and thus it erodes and transports sediments from its own riverbed. In the area of the city of Zagreb this process is enhanced by an excessive pumping of groundwater to satisfy the demands of the water supply; thus the groundwater levels are decreased and they cause the lowering of the minimum water levels and accordingly increase the linear riverbed erosion.

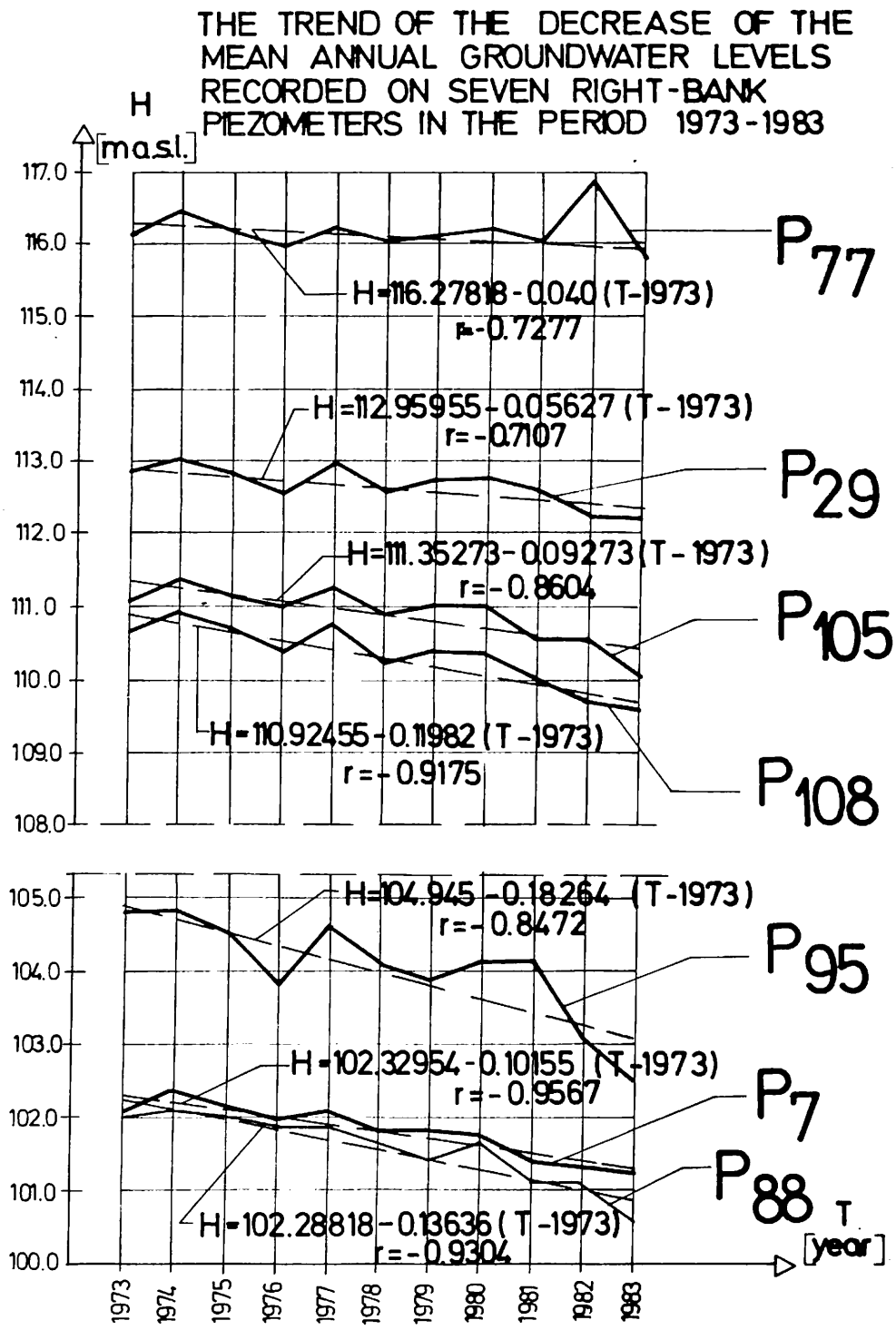

THE TREND OF THE DECREASE OF THE MEAN ANNUAL GROUNDWATER LEVELS RECORDED ON SEVEN RIGHT-BANK PIEZOMETERS IN THE PERIOD 1973-1983
H [m a.s.l.]
H=116.27818-0.040(T-1973)
r=-0.7277
P77
H=112.95955-0.05627(T-1973)
r=-0.7107
P29
H=111.35273-0.09273(T-1973)
r=-0.8604
P105
H=110.92455-0.11982(T-1973)
r=-0.9175
P108
H=104.945-0.18264(T-1973)
r=-0.8472
P95
H=102.32954-0.10155(T-1973)
r=-0.9567
P7
H=102.28818-0.13636(T-1973)
r=-0.9304
P88
T [year]
117.0
116.0
115.0
114.0
113.0
112.0
111.0
110.0
109.0
108.0
105.0
104.0
103.0
102.0
101.0
100.0
1973
1974
1975
1976
1977
1978
1979
1980
1981
1982
1983

figure 3

ZUSAMMENFASSUNG

In der Umgebung von der Stadt Zagreb auf dem rechten Ufergebiet ist in den letzten 10 Jahren (1973-1983) ein ständiges Abfallen des unterirdischen Gewässerspiegels beobachtet. Es beträgt im Durchschnitt 1 m. In der Abhandlung als erstes wird das Gebiet und die Intensität definiert und eine Vorhersage dieser Erscheinung in der Zukunft gegeben. In der nächsten Phase werden die Ursachen, die das verursacht haben, analysiert. Als die erste und Hauptursache kommt das übermässige Wasserauspumpen aus der schoderigen Wasserschicht für die Wasserversorgung der Stadt Zagreb vor. Teils als die Ursachen und teils als die Folgen dem obengennanten kam es zum Absinken des Flussbettbodens des Sava flusses und zum Abfall der minimalen jährlichen Wasserpegel an dem Savawasserfluss bei Zagreb. Die Abfalltendenz wird mit eine Intensität von 8 cm jährlich fortgesetzt. Die Reihe der minimalen Durchflüsse zeigt dabei keine Veränderungen. Einige gewisse Veränderungen der granulometrischen Charakteristiken der Ablagerungen werden sowie beträchtliche Verringerungen der bezogenen Ablagerungsdurchzugmenge an dem Savezug bei Zagreb bemerkt. Das Wasservolumen, der in der Wasserschicht wegen des unterirdischen Gewässerspiegelsenkung verloren geht, wird definiert und die Volumenveränderung bis zum Jahre 2000 wird vorhergesagt.

РЕЗЮМЕ

В окрестности города Загреба, на участке, прилегающем к правому берегу реки Савы, в период с 1973 по 1983г. замечено постоянное снижение уровня подземных вод, достигшее в среднем один метр. В докладе определяется зона и интенсивность изменения уровня подземных вод, дается прогноз развития этого процесса в будущем и приводится анализ причин, вызвавших эти изменения. Первая и основная причина рассматриваемого явления — повышенное вычерпывание воды из подземного гравийного водоема для водоснабжения города Загреба. Частью причиной, а частью и последствием этого является понижение дна русла и минимальных уровней реки Савы. Тенденция понижения уровня продолжается с интенсивностью 8 см в год. В серии минимальных годовых расходов никаких тенденций не обнаружено. Замечаются некоторые изменения гранулометрических характеристик наносов, а также и существенное уменьшение расхода влекомых наносов на этом участке реки. Определен объем воды, потерянной снижением уровня подземных вод, и приведен прогноз изменений до 2000 года.

REFERENCES

Bonacci, O., 1977, Analiz meženji reki Savi s cjelju jevo prognoza (russian), Zbornik radova VIII konferencije podunavskih zemalja o hidrološkim prognozama, Koblenz: 353-362.
Trninić, D., 1984, Prilog hidrološkoj analizi malih voda, Građevinar 36(10): 397-404.

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ МИНИМАЛЬНЫХ РАСХОДОВ ВОДЫ РЕКИ ДУНАЙ

М.Генев и С.Стоянов

Институт Гидрологии и Метеорологии Болгарской Академии Наук,
б.Ленина,66 - София,Болгария

РЕЗЮМЕ

В докладе исследована применимость ранее разработанной авторами методики к прогнозированию минимальных расходов воды р.Дунай с помощью динамико-статистического метода. Рассматриваются два подхода к формированию прогностических рядов: составленных из многолетных минимальных месячных значений расходов для данного месяца и составленных из многолетных последовательных минимальных месячных значений расходов до этого месяца. Разработаны прогнозы минимальных месячных расходов воды р.Дунай у г.Русе на период август - декебрь. В качестве примера представлены результаты зависимого и независимого прогнозирования для м.ноября. Показано, что результат прогнозирования - вполне удовлетворительный, причем прогнозирование является более успешным при применении второго подхода.

КЛЮЧЕВЬІЕ СЛОВА

Внутрирядная цикличность, оптимальная предистория, функция обратных связей.

ВВЕДЕНИЕ

Для обеспечения навигационного режима в болгарском участке р.Дунай существует необходимость разработки и апробации различных по виду и по структуре моделей, посредством которых возможно прогнозирование с изменяющейся заблаговременностью минимальных , средних и максимальных уровней или расходов реки. Прогнозирование минимальных месячных уровней или расходов воды, на основании которых

можно вырабатывать оптимальную стратегию навигационного трафика, вызывает особый интерес. Это связано с гарантированными минимальными уровнями реки на нашем участке, которые обеспечивают навигацию.

Целью настоящего исследования является разработка прогнозов минимальных месячных расходов воды р.Дунай у города Русе на период август - декабрь. Исследование проведено на основании динамико-статистического метода /Алехин, 1963; Генев и Стоянов, 1980/, с помощью которого устанавливаются закономерности в развитии широкого класса геофизических процессов.

МЕТОД ИССЛЕДОВАНИЯ

Основным требованием применяемой методики является внутрирядная цикличность исследуемых рядов, которая, по нашему мнению, обнаруживается в большинстве естественных процессов. Гипотеза о вероятностной цикличности в вероятностной природе разработана на основании представлений о многоступенчатой схеме формирования природных явлений /Алехин, 1963; Шелутко, 1972/. Эта гипотеза позволяет с помощью подходящего математического аппарата перейти к решению разного класса прогностических задач.

Пусть исследуемый процесс имеет условно синусоидальное развитие во времени t с периодом T

$$X(t) = a(t+\psi)\sin 2\pi/T \quad , \qquad (1)$$
$$a, \psi = \text{const}.$$

Будем искать значения корреляционной функции, которая учитывает изменения внутрирядных связей при разных сдвигах τ единиц введенного дискретного интервала. Тогда для корреляционной Функции процесса $X(t)$ получается

$$R(\tau) = b\cos\Omega\tau, \qquad (2)$$
$$b = \text{const}.$$

В общем случае сложного циклического процесса, представленного суммой n циклов

$$X(t) = \sum_{i=1}^{n} a_i \sin(\Omega_i t + \psi_i) \quad , \qquad (3)$$

можно показать, что

$$R(\tau) = \sum_{i=1}^{n} b_i \cos \Omega_i \tau \ . \qquad (4)$$

Следовательно, скрытая цикличность исследуемого процесса формирует циклически изменяющуюся по сдвигу τ скоррелированность его дискретных значений /Алехин, 1963; Шелутко, 1975/.

При прогнозировании минимальных месячных расходов воды имеется исходный двумерный массив типа

$$Q_{u,v} \begin{pmatrix} u = 1,2,\ldots,12 \\ v = 1,2,\ldots,N \end{pmatrix} \ , \qquad (5)$$

где $Q_{u,v}$ - минимальные месячные значения стока за многолетний период; u - параметр, учитывающий календарные месяцы года; V - параметр, учитывающий число лет в многолетнем разрезе.

В нашем случае прогнозирование можно провести на основании массива /5/ при $u = 8 \div 12$, $V = 1 \div N$. Таким образом, для отдельных месяцев формируются исходные ряды в виде

$$\begin{aligned} Q_{8,V} &= \{ Q_{8,1}, Q_{8,2}, \ldots\ldots, Q_{8,N} \} \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ Q_{12,V} &= \{ Q_{12,1}, Q_{12,2}, \ldots\ldots, Q_{12,N} \} \ . \end{aligned} \qquad (6)$$

С помощью этих рядов можно исследовать многолетнюю цикличность для отдельного месяца в определенный период времени и прогнозировать соответствующие значения минимальных месячных расходов воды. Это первый подход, использованный нами в данной работе.

Соблюдая очередное изменение параметров u и V, из /5/ можем формировать ряд типа

$$\begin{aligned} Q_{u,V} = \{ & Q_{1,1}, Q_{2,1}, \ldots, Q_{12,1}, Q_{1,2}, Q_{2,2}, \ldots \\ & \ldots Q_{12,2}, \ldots, Q_{1,N}, Q_{2,N}, \ldots, Q_{12,N} \} \end{aligned} \qquad (7)$$

С помощью ряда /7/ можно исследовать внутригодовую цикличность в многолетнем разрезе и также прогнозировать соответствующие значения минимальных месячных расходов воды. Это второй подход, которой применен в нашем исследовании.

Отметим,что для этой цели необходимо удлинять ряд /7/ с фактическими значениями расходов воды каждого прошедшего месяца.

Корреляционная обратная связь между членами исследуемого ряда в смысле вероятного влияния предшествующих членов на каждый последующий характеризуется корреляционной функцией, которая в нашем случае рассчитывается по формуле

$$R(\tau) = \sum_{i=1}^{N-\tau} \Delta Q_i \, \Delta Q_{i+\tau} \Big/ (N-\tau)\sigma_1 \sigma_2 \quad , \qquad (8)$$

где ΔQ_i и $\Delta Q_{i+\tau}$ - значения исследуемого процесса в отклонениях от нормы; N - количество членов в исходном ряду значений минимального месячного расхода воды; σ_1 и σ_2 - стандарты исходного ряда от 1 до $N-\tau$ членов и от $1+\tau$ до N членов соответственно.

Средний период корреляционной функций /8/ вычисляется по формуле

$$t_R = 2(\tau_n - \tau_1)/n-1 \quad , \qquad (9)$$

где τ_n и τ_1 - последнее и первое значения пересечения оси абсцисс корреляционной функцией; n - число пересечений оси абсцисс.

В линейном варианте прогнозирование производится по равенству

$$Q_{t+m-1} = \sum_{\tau=1}^{\tau_{max}} K_m(\tau)\, Q(t-\tau) \, , \qquad (10)$$

где K_m - оптимальные коэффициенты обратных связей, вычисленные для соответствующей заблаговременности m ; τ_{max} - максимальный сдвиг во времени. Нами принято называть совокупность коэффициентов K_m функцией обратных связей. Вычисление функции обратных связей проводится по формуле

$$K_m(\tau) = -D_{o\tau}^{(n,m)} \Big/ D_{oo}^{n} \quad , \qquad (11)$$

где $D_{o\tau}^{(n,m)}$ — миноры расширенного определителя $D^{(n,m)}$,составленного из значений корреляционной функции $R(\tau)$ для исходного ряда. При m = 1 /месяц, год/ прогнозирование производится по равенству

$$Q_{t+m-1} = -\sum_{\tau=1}^{30} \left[D_{o\tau}^{n} \Big/ D_{oo}^{n} \right] Q(t-\tau) \, . \qquad (12)$$

Оценка точности вычисления функции обратных связей $K_m(\tau)$ производится путем соблюдения условия

$$\varepsilon^2 = M\left[Q(t) - \sum_{\tau=1}^{30} K_m(\tau)\, Q(t-\tau) \right]^2 = min \ . \qquad (13)$$

На первом этапе прогнозирования разрабатываются серии проверочных прогнозов для исходного ряда, которые оцениваются с помощью коэффициента корреляции между фактическими $Q_ф$ и спрогнозированными $Q_{пр}$ значениями минимального месячного расхода воды

$$\overline{R}(n) = \sum_{\tau=1}^{N-n_{опт}} Q_ф Q_{пр} \Big/ (N - n_{опт})\, \sigma_ф \sigma_{пр} \ , \qquad (14)$$

где $n_{опт}$ - оптимальная предистория исследуемого процесса; $\sigma_ф$ и $\sigma_{пр}$ - стандарты фактических и спрогнозированных величин значений минимального месячного расхода воды; $Q_ф$ и $Q_{пр}$ входят в расчеты в отклонениях от нормы. Последовательность значений $\overline{R}(n)$ будем называть общей эмпирической корреляционной функцией. Функция $\overline{R}(n)$ позволяет выделить оптимальную предисторию исследуемого ряда, которая необходима для выпуска прогнозов с высокой обеспеченностью.

Оценка выпускаемых проверочных прогнозов производится с помощью критерия случайности /Стоянов и Генев, 1981/ и по обеспеченности удовлетворительных прогнозов. Ошибка прогнозов определяется из условия

$$\Delta = Q_{пр} - Q_ф \leq 0{,}2A \ ,$$

в котором A - амплитуда значений минимального месячного расхода воды за исследуемый период наблюдений.

РЕЗУЛЬТАТЫ ПРОГНОЗИРОВАНИЯ

С помощью указанных зависимостей исследована возможность прогнозировать минимальные месячные расходы воды р.Дунай - Русе за период август - декабрь. Для каждого месяца применялись обе разработанные нами методики: на основании рядов типа /6/ и на основании рядов типа /7/. Оценка всех разработанных прогнозов показывает, что их обеспеченность меняется от 78% до 93%, что, по нашему мнению, вполне удовлетворяет требованиям к исследованиям такого рода.

Иллюстрацией наших расчетов являются рис.1 и 2, на которых представлены некоторые результаты прогнозирования минимальных месячных расходов для м.ноября.

На рис.1 показаны вычисленные характеристики для исходного ряда типа /6/, т.е. составленного из минимальных значений расходов воды м.ноября за иследуемый

период. Корреляционная функция $R(\tau)$ этого ряда характеризуется средним периодом t_R = 5,8 , а общая эмпирическая корреляционная функция - максимальным значением 0,81. Это позволяет определить оптимальное число членов исследуемого ряда $n_{опт}$ = 29 членов.

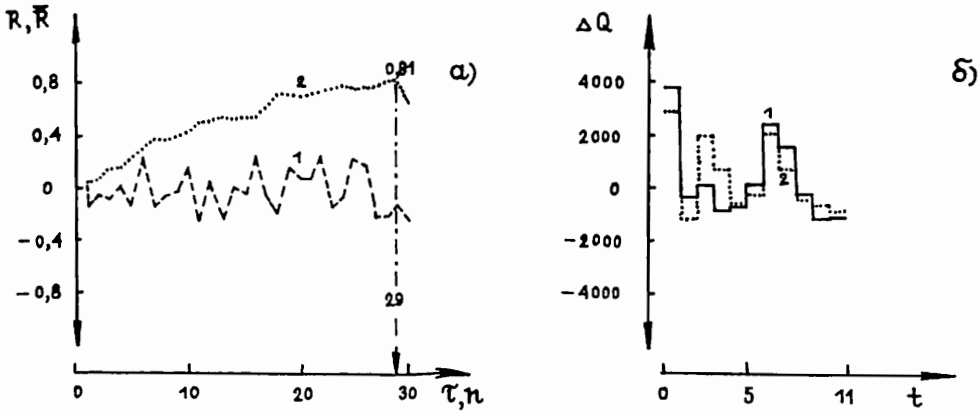


Рис.1 . Характеристики прогностического ряда, составленного из многолетних минимальных месячных значений расходов воды для м.ноября: а/ изменение общей корреляционной функции $R(\tau)$ -/1/ и общей эмпирической корреляционной функции $\bar{R}(n)$ -/2/; б/ фактические -/1/ и спрогнозированные -/2/ значения минимальных расходов воды Q_{min} р.Дунай - Русе.

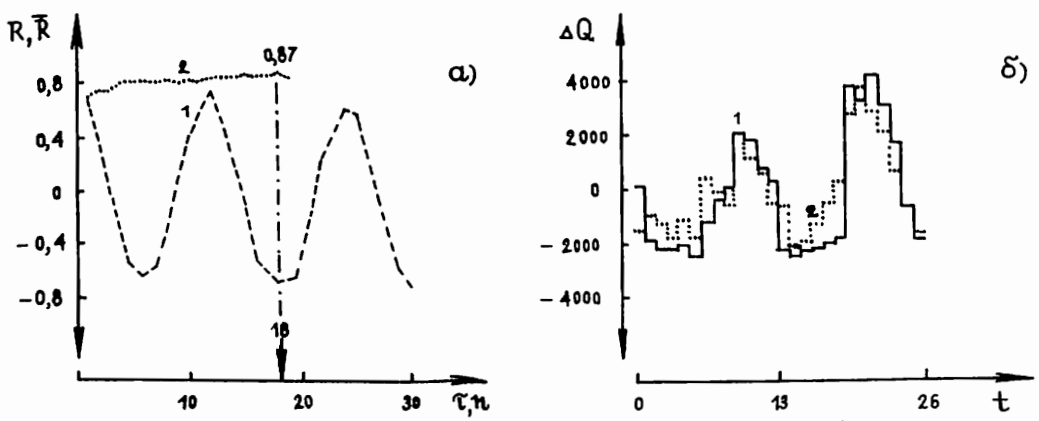


Рис.2 . Характеристики прогностического ряда, составленного из многолетних последовательных минимальных месячных значений расходов воды до месяца ноября. Смысл обозначений - как на рис.1 .

Результаты прогнозирования на основе ряда типа /6/ представлены на второй части рис.1 . Разработано 11 проверочных прогнозов, показанных вместе с фактиче-

скими значениями исходного ряда в отклонениях от нормы. Обеспеченность прогнозов составляет 82%, а критерий случайности δ = 0,35. Независимый прогноз для м.ноября 1985 г., разработанный на основе этого первого ряда, дает $Q_{пр}$ = 3129 $м^3/с$. Фактическое значание минимального расхода для м.ноября 1985 г. $Q_ф$= 2034 $м^3/с$, но по формуле /15/ получается для критерия 0,2 А =1190 $м^3/с$, что указывает на применимость предлагаемой методики.

Вычисленные аналогичные характеристики для исходного ряда типа /7/ представлены на рис.2 . Этот второй исходный ряд составлен из минимальных значений расходов воды всех месяцев исследуемого периода до м.ноября 1985 г. Анализ корреляционной и общей эмпирической корреляционной функций, представленных на первой части рис.2 , показывает, что для второго ряда t_R = 12,0 , $\overline{R}_{max}(m)$=0,87, $n_{опт}$ =18 членов. На основе этого ряда разработано 26 проверочных прогнозов и результаты показаны на второй части рис.2 . Обеспеченность прогнозов составляет 88%, а критерий случайности δ = 0,24 . Независимый прогноз для м.ноября 1985 г., разработанный на основе второго исходного ряда, дает $Q_{пр}$=2420 $м^3/с$, а критерий 0,2 А =1360 $м^3/с$, т.е. результат прогнозирования - вполне удовлетворительный.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Сравнивая полученные нами результаты на основе предлагаемых двух подходов,т.е. на основе исходных прогностических рядов типа /6/ и /7/, можно отметить, что зависимое и независимое прогнозирование минимальных месячных расходов воды р.Дунай является более успешным при применении второго подхода. Так как оба подхода используются в оперативной практике, накопляющийся опыт поможет в будущем выбрать оптимальный вариант прогнозирования.

ABSTRACT

The paper deals with the applicability of the dynamic-statistical approach to the Danube river low flow forecastings. Two types statistical time series for the Danube river at the town of Russe have been studied. The former are composed by low flow sequences for a predetermined month. The latter consist of the whole set of the monthly low flow quantities up to the last one. Based on them the August-December low flow forecastings have been developed and checked especially for November by dependable/independable data with a pretty good agreement.

ZUSAMMENFASSUNG

Im Vortrag ist die Anwendbarkeit der unlängst von den Autoren ausgearbeiteten Methodik erforscht,mit Hilfe der dynamisch-statistischen Methode zur Vorhersage der Minimal-Wassermengen des Donau-Flusses.Es sind zwei Verfahren zur Formierung der prognostischen Reihen behandelt: bestehend in monatlichen Minimal-Wassermengen für einen bestimmten Monat und bestehend in monatlichen Minimal-Wassermengen für den gesamten Kalenderzeitraum bis zu einem bestimmten Monat.Es sind Vorhersagen der monatlichen Minimal-Wassermengen des Donau-Flusses bei der Stadt Russe für den Zeitraum August-Dezember ausgearbeitet.Als Beispiel sind die Ergebnisse der abhängigen und unabhängigen Vorhersage für Monat November angegeben.Gezeigt ist,daß die Vorhersagen völlig zufriedenstellend sind,wobei die Vorhersagen bei der Anwendung des zweiten Verfahrens erfolgreicher ausgehen.

ЛИТЕРАТУРА

Алехин, Ю.М. /1963/. Статистические прогнозы в геофизике. Изд. ЛГУ.

Генев, М. и Стоянов С. /1980/. Изследване структурата на вариационната редица с оглед нейното прогнозиране посредством динамико-статистическия метод. Хидр. и метеор., 6, 3 - 12.

Стоянов, С. и Генев М. /1981/. Критерии за оценяване качеството и ефективността на прогнозирането посредством динамико-статистическия метод. Хидр. и метеор., 3, 12 - 20.

Шелутко, В.А. /1972/. Две математические модели стока и практические методы их использования в гидрологических расчетах. Тр. САРНИГМИ, вып.1/82/, 107-120.

Шелутко, В.А. и Гвоздева В.Г. /1975/. Некоторые вопросы уточнения сверхдолгосрочных прогнозов геофизических процессов динамико-статистическим методом. Тр. ЛГМИ, вып. 56, 73 - 85.

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ МИНИМАЛЬНЫХ РАСХОДОВ ВОДЫ Р. ДУНАЙ С ПОМОЩЬЮ ИНДЕКСО АТМОСФЕРНОЙ ЦИРККУЛЯЦИИ

С.Стоянов, М.Генев и Г.Гергов

Институт Гидрологии и Метеорологии Болгарской Академии Наук,
б.Ленина,66 - София,Болгария

РЕЗЮМЕ

Проведен анализ изменения во времени минимального годового расхода воды р.Дунай и индексов восточной, западной и меридиональной циркуляций атмосферы. С помощью корреляграммного анализа исследована устойчивость установленных взаимных связей. На основе выбранной оптимальной части корреляграммной информации показана возможность выпуска надежных прогнозов.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Индексы атмосферной циркуляции, блок корреляграммной информации, параметры осреднения и сдвига во времени.

ВВЕДЕНИЕ

Причины формирования цикличности в колебаниях природных процессов к настоящему времени не выяснены до конца. Можно выделить несколько возможных объяснений: влияние внешных сил /космического происхождения/, автоколебания во взаимодействии "атмосфера - гидросфера", естественное проявление цикличности в любой случайной последовательности. Поэтому, совместное изучение циклической структуры многолетних колебаний атмосферной циркуляции и речного стока, как и выявление их особенностей и закономерностей, вызывает определенный научный и практический интерес /Дружинин, 1974/. Несмотря на это, практическое использование полученных результатов пока ограничено.

Целью настоящего доклада является исследование многолетнего изменения взаимных связей характеристик атмосферной циркуляции с годовыми значениями минимальных расходов воды р.Дунай и прогнозирование этих расходов на основе установленных оптимальных коэффициентов корреляции.

МЕТОД ИССЛЕДОВАНИЯ

В качестве циркуляционных условий над Северным полушарием используются девять типов макропроцессов /Покровская, 1969/. Соблюдая типизацию Вангенгейма и Гирса /1971/, мы выбрали три основных типа циркуляции: восточная - E, западная - W и меридиональная - C. В расчетах исспользованы соответствующие годовые значения чисел E, W и C, названных индексами.

Представим ряды количественных характеристик атмосферных процессов в виде

$$I \Rightarrow \left(I_{i,1}, I_{i,2}, \ldots\ldots, I_{i,N}\right), \qquad (1)$$

где I - множество, составленное из индексов атмосферной циркуляции типа E, W или C для исследуемого периода из N лет; i - порядковый номер года. В этой последовательности, с заранее выбранной дискретизацией /год, сезон и т.д./, задаются значения минимальных расходов воды, которые формируют множество

$$Q \Rightarrow \left(Q_{i,1}, Q_{i,2}, \ldots, Q_{i,N}\right). \qquad (2)$$

Предметом нашего исследования является степень взаимосвязи множеств /1/ и /2/. Она исследуется на основании блока корреляграммной информации, составленного из взаимных корреляционных коэффициентов. Эти коэффициенты вычисляются сначала для исходных рядов, а затем - для трансформированных исходных рядов, в которых с помощью подходящего фильтра потушены случайные колебания. В блок корреляграммной информации входят также коэффициенты взаимной корреляции для разных сдвигов во времени. По своему объему все ряды должны удовлетворять условию

$$\mathrm{card}\, I = \mathrm{card}\, Q \geq 30, \qquad (3)$$

которое связано с устойчивостью и надежностью устанавливаемых взаимных связей /Генев, 1984/. Обычно каждый ряд, составленный из указанных характеристик, содержит случайные колебания, которые можно потушить, например, с помощью линейного фильтра

$$\bar{\vartheta}_s^m = 0{,}5\left(a_s^m + a_{s+1}^m\right), \qquad (4)$$

где $\bar{\vartheta}_s^m$ и a_s^m - символы отфильтрованных и начальных значений соответственно; s - порядковый номер в соответствующих рядах. Фильтрацию рядов /1/ и /2/ необходимо проводить несколько раз и эта последовательность выражается

числом m =1,2,...., N —10. Опыт проведенного нами предварительного анализа показал, что подобная процедура является эффективной до определенного предела задаваемого шага осреднения /$m \sim 10 \div 20$/. Ее применение зависит от структуры исследуемых рядов и от их колебаний во времени.

Степень исследуемой связи между индексами атмосферной циркуляции и значениями минимальных расходов воды устанавливается на основе зависимости

$$Q_{t,m} \longleftrightarrow I_{t,m} \quad , \tag{5}$$

где $Q_{t,m}$ и $I_{t,m}$ - значения количественных характеристик минимальных расходов воды и атмосферной циркуляции соответственно, осредненных по m для определенного момента времени t .

Вычисление коэффициентов корреляции $R_{m,\tau}$ между исследуемыми рядами проводится по формуле

$$R_{m,\tau} = \sum_{i=1}^{N'-\tau} (X_{m_i} - \bar{X}_{m_\tau})(Y_{m_{i+\tau}} - \bar{Y}_{m_\tau}) / (N'-\tau)\sigma_{X_{m_\tau}}\sigma_{Y_{m_\tau}} \quad , \tag{6}$$

где X_{m_i} - символ значений данного индекса; $Y_{m_{i+\tau}}$ - символ значений минимального расхода воды; $\bar{X}_{m_\tau}$ и $\bar{Y}_{m_\tau}$ - соответствующие им средние значения для каждого шага m и каждого сдвига во времени τ . Таким образом, после фильтрации случайных колебаний, создается возможность выявить основные во времени колебания исследуемых рядов и найти оптимальные значения взаимных корреляционных коэффициентов $R_{m,\tau}$. Они формируют упомянутую уже исходную корреляграммную информацию, на основе которой можно осуществлять переход от анализа к прогнозу. Обычно для параметров R и τ задаются пороговые значения /Генев и Стоянов, 1983/.

Прогнозирование по описанной методике проводится по раванству

$$\bar{Q}_{m,\tau} = R_{m,\tau} I_{m+\tau} \sigma_{\bar{Q}_m} / \sigma_{\bar{I}_m} \quad , \tag{7}$$

где $\sigma_{\bar{Q}_m}$ и $\sigma_{\bar{I}_m}$ - стандарты рядов, составленных из значений минимального расхода воды и индексов атмосферной циркуляции соответственно. Оценка выпускаемых прогнозов осуществляется с помощью критерия $\Delta = 0{,}2\ A$, где A-амплитуда исходного ряда минимальных расходов воды.

ЧИСЛЕННЫЙ ЭКСПЕРИМЕНТ

Рассмотренная модель применена к прогнозированию годовых значений минимального расхода воды р.Дунай у пункта Русе. Анализ исходной корреляграммной иформации

показал, что ее блок содержит необходимые массивы со значениями взаимных коэффициентов корреляции, превышающие пороговое значение $R_{m,\tau} > 0{,}80$. Эти массивы составили оптимальную корреляграммную информацию, на основе которой оказалось возможным прогнозировать минимальные расходы воды с помощью индексов атмосферной циркуляции. Оптимальная часть информации для установленных взаимных связей "индекс - минимальный расход воды" в данном случае характеризуется следующими параметрами:

а/ атмосферная циркуляция типа E и минимальный расход воды -

$R_{m,\tau} = 0{,}80 \div 0{,}88$; $m = 5 \div 8$; $\tau = 29 \div 31$;

б/ атмосферная циркуляция типа W и минимальный расход воды -

$R_{m,\tau} = 0{,}83 \div 0{,}85$; $m = 4$, 5 ; $\tau = 35$;

в/ атмосферная циркуляция типа C и минимальный расход воды -

$R_{m,\tau} = -0{,}80 \div -0{,}90$; $m = 5 \div 10$; $\tau = 3 \div 6$, $30 \div 32$.

Для всех указанных значений взаимных коэффициентов корреляции, при соответствующих параметрах m и τ , проведены численные эксперименты. Их анализ показал, что подтверждается возможность прогнозировать минимальные расходы воды р.Дунай с помощью рассмотренных нами индексов атмосферной циркуляции. Самой надежной оказалась связь этих расходов с меридиональной циркуляцией. Иллюстрацией проведенных расчетов является рис.1 , на котором представлены характеристические параметры корреляграммы этой связи.

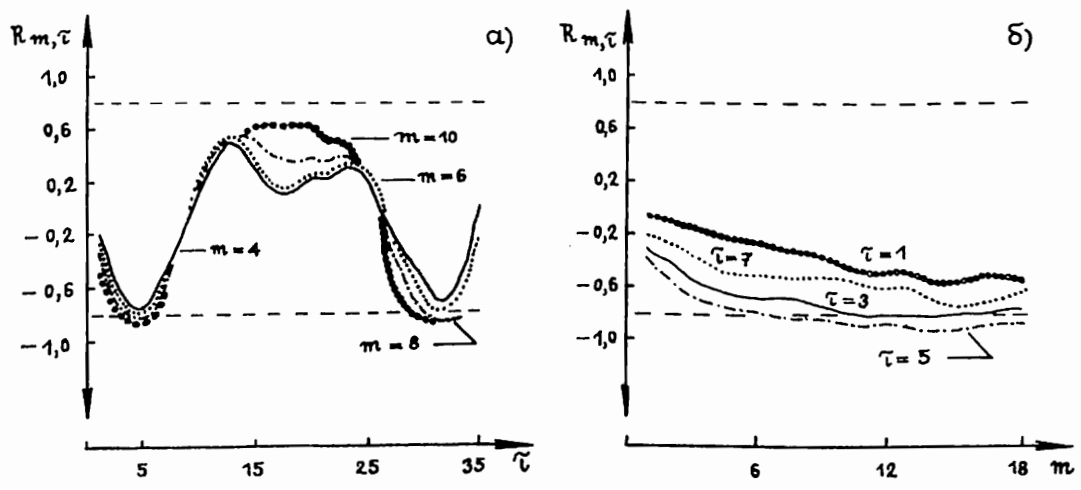


Рис.1 . Корреляграммы связи меридионального типа циркуляции с годовыми значениями минимального расхода воды р.Дунай - Русе:
а/ изменение взаимных корреляционных коэффициентов $R_{m,\tau}$ для разных значений параметра осреднения m при последовательных сдвигов во времени τ .
б/ изменение $R_{m,\tau}$ для разных значений сдвига во времени τ при последовательных значениях параметра осреднения m .

В качестве примера укажем результаты прогнозирования при:

$R_{m,\tau} = -0{,}88$, $m = 10$, $\tau = 4$.

Разработано 36 проверочных прогнозов минимальных расходов р.Дунай - Русе. Из них, согласно критерию Δ , успешными оказались 32. Природная обеспеченность прогнозируемого процесса составляет 56%, а обеспеченность выпущенных прогнозов- 89%. Эффективность этих прогнозов составляет 33%.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В результате настоящего исследования разработаны подходы для расчета параметров взаимных связей между индексами трех типов атмосферной циркуляции и годовыми значениями минимального расхода воды, для составления блока коррелятограммной информации и для выделения оптимальной части этой информации, на основе которой можно вести прогнозирование. Показана возможность применения разработанных подходов в гидрологической практике. Высокая обеспеченность выпущенных прогнозов указывает на целесообразность поиска подобных коррелятивных связей между индексами других атмосферных процессов и количественными характеристиками стока.

ABSTRACT

The time change of the annual minimum discharges of the Danube river has been discussed as well as the changes of the west, east and meridian indices of the atmospheric circulation. The stability of the interrelationships is studed based on the correlograms, and the approach to the reliable forecastings is shown.

ZUSAMMENFASSUNG

Im Vortrag wird die Veränderung in der Zeit der Minimal-Wassermengen des Donau-Flusses analysiert,sowie auch die Indizes der westlichen,östlichen und meridionalen Atmosphäre-Zirkulation.Mit Hilfe der Korrelogramm-Analyse wird die Stabilität der festgestellten bedingten Verhältnisse erforscht.Aufgrund eines ausgewählten optimalen Teiles der Korrelationsinformation wird die Möglichkeit zum Ausstellen von zuverlässigen Vorhersagen gezeigt.

ЛИТЕРАТУРА

Генев, М. и Стоянов С. /1983/. Прогнозиране на многогодишния приток към язовирите "Ал.Стамболийски" и "Г.Димитров" посредством количествени характеристики на слънчево-атмосферните процеси. Хидр. и метеор., 6, 41-47.

Генев, М. /1984/. Прогнозиране на средната водност на река Дунав за определен период от няколко години. Хидр. и метеор., 7, 4-7.

Гирс, А.А. /1971/. Многолетние колебания атмосферной циркуляции и долгосрочные гидрометеорологические прогнозы. Л., Гидрометеоиздат.

Дружинин, И.П. и др. /1974/. Космос - Земля. Прогнозы. М., Наука.

Покровская, Т.В. /1969/. Синоптико-статистические и гелиогеофизические долгосрочные прогнозы погоды. Л., Гидрометеоиздат.

ДОЛГОСРОЧНОЕ ПРОГНОЗИРОВАНИЕ МЕСЯЧНЫХ МИНИМАЛЬНЫХ УРОВНЕЙ РЕКИ ДУНАЯ НА БОЛГАРСКОМ ПОБЕРЕЖИИ

Добри Иванов Димитров

Институт Гидрологии и Метеорологии – БАН
бульв. Ленина 66, София 1184, Болгария

РЕЗЮМЕ

Цель настоящей работы – долгосрочное прогнозирование месячных минимальных уровней реки Дуная на болгарском побережии в оперативном режиме сбора информации и выпуска прогнозов. Вначале изложены основные принципы построения прогностических уравнений. Применяемый физико-статистический метод дает возможность прямого подключения информации об атмосферной активности в прогностические связи, в виде разложений в рядам по ЕОФ полей геопотенциала, относительного геопот. и т. д. Прогнозы оценивались на независимом материале способом S/σ (скользящий контроль) и за последние 20 лет это соотношение находится в переделах 0,41 – 0,59. Уровень абсолютных ошибок за период октябрь 1984 – январь 1985г. составляет в среднем 30см.

РЕШАЮЩИЕ СЛОВА

Минимальные уровни Дуная, оперативные прогнозы, физико-статистический метод, геопотенциал на Северном полушарии.

ВВЕДЕНИЕ

Долгосрочное прогнозирование минимальных уровней реки Дуная является одним из важных вопросов хозяйственного использования этой большой реки в целях судоходства, эксплоатации гидротехнических сооружений и т. д. Водосбор Дуная расположен на территории ряда европейских государств и оперативный сбор данных по елементам водного баланса пока не реализован. Кроме того долгосрочные прогнозы осадков имеют плохую оправдываемость. Исходя из того, что атмосферная

активность является существенным фактором формирования режима минимальных уровней, в качестве прогностического метода выбран физико-статистический метод. Он основан на эмпирически утвержденном предположении о существовании линейных связей между временной изменчивостью атмосферных полей в некоторых зонах на Северного полушария, названных "районами максимальной информативности" - РМИ и прогнозируемой величиной, с некоторым сдвигом во времени. Основными вопросами которые надо решить являются: нахождение оптимального расположения РМИ, соответствующие атмосферные поля, совокупность оптимальных предсказателей и прогностических уравнений в условиях оперативного получения данных и достаточно хорошей оправдываемости прогнозов.

МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЯ

Физико-статистический метод предусматривает в качестве первого шага нахождение оптимального местоположения РМИ. В этой цели (Димитров 1985) вычисляются парные коэффициенты корреляции предиктанта (месячные минимальные уровни) и среднемесячными величинами соответствующего атмосферного поля, со сдвигом во времени, в узлах регулярной сетки Северного полушария. Строятся карты изокоррелят, которые являются основой поиска зон повышенной линейной связи между атмосферными полями и предиктантами. Каждой прогнозируемой величине соответствует ряд изокоррелянтных карт по разным атмосферным полям и разным сдвигам во времени. При анализе выделяют только те узлы регулярной сетки в которых вычисленные коэффициенты корреляции, при доверительной вероятности 0,95, являются значимыми. Парраметры РМИ определяются имея в виду число таких узлов в каждой зоне (не менее 6-8), а также сдвиг во времени (не менее двух месяцев).

Следующим шагом сжатья информации является разложение атмосферного поля РМИ в ряд главных копонентов - естественные ортогональные функции ЕОФ (Багров 1959). Важным является здесь определение количества значимых членов в разложении. Оценки значимости делаются при помощи стандартных дисперсионных критериев и обычно, чтобы дисперсия разложения превышала уровень 95% дисперсии исходного поля, достаточно ограничитсья 6-8 членоами. Поэтому во всех случаях дальше принято, в множестве возможных предикторов включать первые 10 коэффициентов разложения по ЕОФ в РМИ.

Множество возможных предикторов дополняется также данными о предшествующей водности (Змиева и др. 1978) представляющими собой месячные минимальные уровни в рассматриваемом створе, предшествующие периоду предиктанта со сдвигом не менее двух месяцев. Таким образом каждому предиктанту сопоставляется множество возможных предсказателей. Число РМИ по каждому предиктанту составляет обычно 2-3, а возможные предсказатели 30-40. В качестве ефективного метода при просеивании предсказателей использован пошаговый регрессионный метод (Efroimson 1962). Здесь реализован вариант последнего, который является методом включения по частному критерию

Фишера. В качестве основы составленого алгоритма использован пакет прикладных програм (IBM - SSP, ver.3). Дополнительно создана возможность выпуска проверочных независимых прогнозов по методу скольжения и вычисления дисперсионного соотношения оценки точности прогнозов S/σ. Кроме того, используя найденое прогностичское уравнение выпускаются оперативные прогнозы на базе актуальных данных о предсказателей.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

В первую очередь исследовалась частота появления годового абсолютного минимума уровней на болгарском побережии по месяцам с сентября по февраль в течение последних 60 лет. Оказалось, что с максимальной частотой (Димитров 1985г.) годовой минимум реализуется в ноябре и декабре, к тому же в эти месяцы наблюдаются его самые ниские абсолютные величины. Исследован также уровень линейной связи между месячными минимальными уровнями наблюдаемыми в разных створах на болгарском побережии. Парные коэфициенты корреляции очень высоки (0,93 - 0,96) и в этом смысле достаточно выпускать прогнозы только по одному пункту. Имея в виду необходимость постоянства кривой расходов, в качестве прогностического, выбран створ г. Свищова, а предиктантами являются месячные минимальные уровни по четырем месяцам с октября по январь. Скользящий контроль осуществлялся с 1964 по 1983гг., а прогнозы оперативно выпускались за 1984/85гг.

При составлении совокупностей возможных предикторов использованы среднемесячные величины полей геопотенциала уровнями 1000 и 500 мб. и относительного геопотенциала в слое 1000/500мб. в узлах регулярной сетки выше 20^0 с.ш., шагом по долготе 10° и по широте 5°. Поиск РМИ осуществлялся со сдвигом 6 - 2 месяцев относительно соответствующего предиктанта. Минимальные месячные уровни включены в качестве возможных предикторов со сдвигом 4 - 2 месяцев соответственно.

ПОСТРОЕНИЕ ПРОГНОСТИЧЕСКИХ УРАВНЕНИЙ

На рис.1 показана блок-схема созданого алгоритма и последовательность оперативного приема и обработки информации в целях выпуска долгосрочных прогнозов. Необходимо еще упомянуть, что архив среднемесячных величин оперативно пополняется способом усреднения ежедневных телеграмм принимаемых по коду GRID - WMO Oh. g. m. t.

РЕЗУЛЬТАТЫ

При обозначии через H_M предиктантов - уровнями месяца M, с октября (X) по январе (I), а через r^M_{Pi} коэффициентов разложения атмосферных полей (Hi - H500, Pi - H1000, Oi - OT500/1000), месяца M и порядковым номером i, полученные прогностические уравнения можно

записать :

$$H_X = -0{,}25\ T^{8}_{H_1} - 0{,}63\ T^{5}_{H_1} + 1{,}01\ T^{3}_{H_5} + 2716 \qquad (1)$$

$$H_{XI} = 1{,}78\ T^{6}_{p_1} + 0{,}87\ T^{5}_{p_1} - 1568 \qquad (2)$$

$$H_{XII} = 0{,}32\ T^{10}_{p_1} + 0{,}44\ T^{5}_{p_1} + 2{,}02\ T^{10}_{p_1} - 281 \qquad (3)$$

$$H_I = -0{,}30\ T^{9}_{H_1} + 0{,}35\ H_{XI} + 0{,}27\ T^{4}_{p_{10}} - 1{,}4\ T^{7}_{p_{10}} + 576 \qquad (4)$$

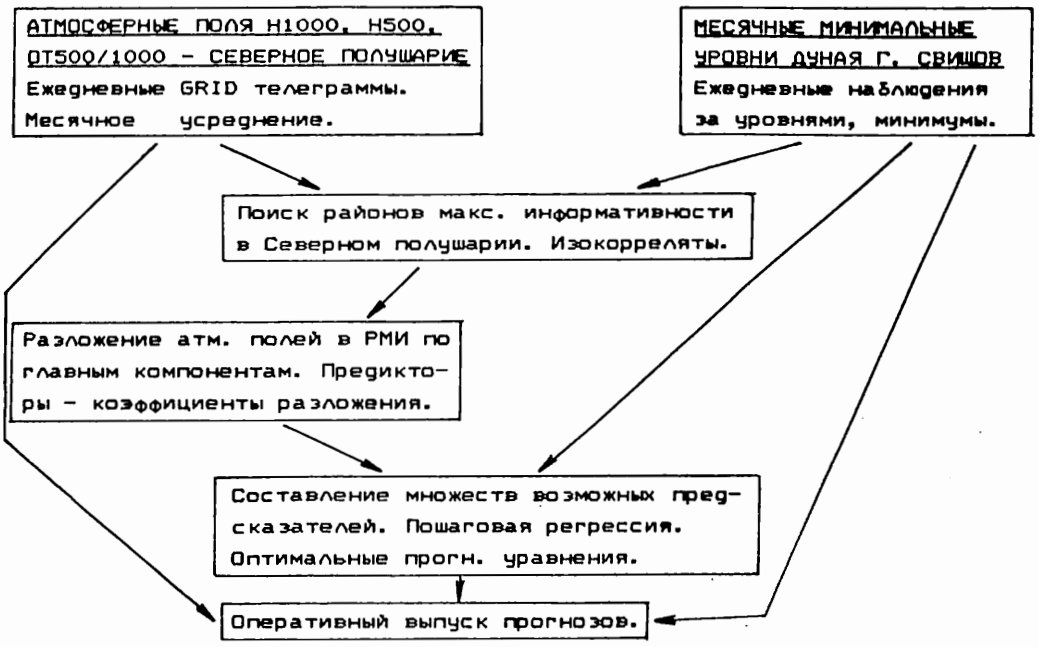


Рис. 1. Блок-схема алгоритма и обработки информации.

Полученые районы максимальной информативности даны в таблице 1. Видно, что каждый предиктант имеет по три района с разными сдвигами во времени. Это явление вероятно обясняется фактом, что процессы, формирующие режим минимального стока по разному связаны с атмосферной активностью. Разумеется атмосферные парраметры косвенно формируют минимальный сток, поскольку содержат временную изменчивость, которая через елементы гидрологического цикла, формирует временную изменчивость минимальных уровней.

Таблица 1. Районы максимальной информативности на Северном полушарии.

Предиктант	Район				Район			
Месяц	Поле	Месяц	С.ш.	В.д.	Поле	Месяц	С.ш.	В.д.
X	AT500	V	25-40	50-70	P1000	VII	55-70	230-250
	AT500	VIII	30-50	180-200				
XI	P1000	IV	15-30	280-320	P1000	V	55-65	70-100
	P1000	VIII	55-70	300-330				
XII	P1000	X	50-65	40-80	OT5/1	V	30-45	330-350
	AT500	X	35-60	310-330				
I	P1000	X	60-75	140-190	AT500	IX	45-65	130-160
	AT500	VII	40-60	260-280				

Таблица 2. Оценки прогностических уравнений.

Месяц	S/σ	R	F	Уровень	Прогноз	Разность
X	0,59	0,83	12,0	175	207	-32
XI	0,57	0,83	19,1	98	71	27
XII	0,46	0,90	22,4	115	150	-35
I	0,41	0,93	23,8	61	250	-189

Оценки надежности прогностического метода и точности прогнозов строились на независимом материале методом скольжения используя S/σ. Анализируя таблицы 2 можно утверждать, что дисперсионное соотношение S/σ изменяется в переделах 0,4-0,6 и удовлетворяет требования WMO к моделям внедренным в оперативную практику. В той же таблицы показаны вычисленные величины коэффициента множественной корреляции и критерия Фишера, которые можно использовать в качестве дополнительной информации о надежности полученных прогностических связей. В конце таблицы 2 даны регистрированные и спрогнозированные месячные минимальные уровни с декабря 1984 по январь 1985гг. За исключением последнего месяца, в котором наблюдался ледяной затор, прогнозы хорошо оправдываются.

SUMMARY

The paper is devoted to the operational long term forecasting of the Danube minimal monthly levels along the Bulgarian bench. The basic principles used to create the prognostic equations are described. The physical-statistical method allows, for the atmosphere activity information (H1000, H500, OT500/1000 and so on, monthly means, GRID form) to be used directly in the model. The forecast reliability, estimated by the S/σ variation relation, varies between 0,41 - 0,59. The mean absolute error of the forecasts for the months October 1984 - January 1985 is about 30 cm.

ZUSAMMENFASSUNG

Das vorliegende Werk hat als Ziel die langfristige Vorhersage der Donau-Niveaus im operativen Regime von Imformation einziehen und Vorhersagen ausstellen. Es sind die Grundprinzipien dargestellt, auf welchen die Methodik zur Bildung optimaler prognostischen Gleichungen beruht. Das verwendete physisch-statistische Verfahren setzt die direkte Anwendung von Information ueber Atmosphaereaktivitaet voraus, aufgrund der durchschnittlichen Monatswerte fuer Geopotential der Niveaus 1000 und 500 mb,sowie auch fuer das relative Geopotential in der Schicht 1000 - 500 mb im Gridpointnetz des noerdlichen Halbkugels. Die Auswahl von optimalen Praediktoren erfolgt durch Regressionsschrittanalyse. Das Dispersionsverhaeltnis S/σ, verwendet zur Vorhersageauswertung eines unabhaengigen Materials liegt in den Grenzen 0,41 - 0,59. Die absoluten Fehler der prognosierten Niveaus fuer Oktober bis Januar 1984/85 sind ca.30 cm fuer die Messstelle der Stadt Swistow.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

Багров Н. А. (1959). Аналитическое предстáвление последовательности метеорологических полей посредством естественных ортогональных составляющих. Трцды ЦИП, вып. 74, Гидрометиздат, 16-34.

Димитров Д. (985). Долгосрочное прогнозирование месячных минимальных уровней реки Дунай. Известия ИГМ - БАН, т. 1, Издательство БАН, 142-157.

Efroimson M. A. (1962). Mathematical Methods for Digital Computers. John Wiley and Sons, New York, 17th chapt.

Змиева Е. С., Климова В. В. (1977). Минимальные уровни воды р. Дунай в осенний период и возможности их прогноза. 9 конф. придунайских стран по гидрологическим прогнозам, Комисия придунайских стран, 73-82.

IBM Scientific Subroutine Package Version - III (1966). IBM Technical Publications Department, New York, 230-265.

АВТОМАТИЗИРОВАННЫЙ ДОЛГОСРОЧНЫЙ ТЕРРИТОРИАЛЬНЫЙ ПРОГНОЗ СЛОЯ ВЕСЕННЕГО СТОКА

Е.П.ЧЕМЕРЕНКО

Гидрометцентр СССР, Москва, Большевистская 9-13

АННОТАЦИЯ

В Гидрометцентре СССР разработана система для автоматизированного прогнозирования слоя весеннего стока. В функциональном отношении система представляет собой последовательность программ, каждая из которых предназначена для проведения расчетов на соответствующем этапе разработки прогностической методики или выпуска прогнозов.

В число основных этапов входят: объективный анализ полей метеорологических факторов, определяющих весенний сток, расчет характеристик увлажненности бассейнов с целью оценки возможных потерь стока, определение параметров прогностических зависимостей, оценка их надежности на зависимом и независимом материале, выпуск прогнозов.

Система использовалась при выпуске прогнозов для ряда средних и малых водосборов бассейна Волги и показала удовлетворительные результаты как на зависимом, так и независимом материале.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Весеннее половодье, слой стока, долгосрочный прогноз, оптимальное осреднение, снежный покров, запасы влаги в почве, промерзание почвы.

В тех физико-географических регионах, в которых твердые осадки составляют значительную долю суммарного объема осадков, выпадающих за год, весенний сток рек, который формируется в результате сравнительно быстрого таяния снежного покрова, образовавшегося в течение зимы, привлекает особое внимание гидрологов.

Разработка методов для долгосрочного прогнозирования объема весеннего половодья является весьма трудоемкой процедурой, поскольку эти методы в значительной степени основаны на использовании статистических подходов, что с одной стороны требует привлечения значительного по объему эмпирического материала, а с другой - приводит к необходимости периодического пересчета коэффициентов прогностических зависимостей.

В Гидрометцентре СССР разработан программный комплекс (система программ) для производства расчетов, имеющих место при разработке прогностических методик. При создании этого комплекса имелось в виду автоматизировать весь процесс создания прогностических методик - от выбора исходной информации и до проверки надежности полученных прогностических зависимостей. Собственно выпуск оперативных прогнозов является частным случаем использования данной системы.

С помощью рассматриваемой системы могут разрабатываться прогностические методики как для отдельных бассейнов, так и для групп близко расположенных водосборов. Размер территории, в пределах которой располагаются бассейны, весенний сток в которых предполагается прогнозировать с помощью данной системы, ограничен общими требованиями относительной однородности формирования весеннего половодья - при этом возможен единый с методологической точки зрения подход к построению прогностических методик.

В структурном отношении система состоит из ряда блоков, каждый из которых, представляя собой отдельную программу, предназначен для реализации определенного этапа вычислений, необходимых как в процессе разработки методики, так и при выпуске прогнозов.

I. Блок "Анализ" - служит для проведения объективного анализа полей метеорологических элементов, используемых в качестве исходных данных при прогнозировании весеннего стока.

2. Блок "Влажность" - используется для расчета предзимнего увлажнения почв бассейнов.

3. Блок "Данные" - служит для выбора исходных данных конкретного бассейна (или группы бассейнов).

4. Блок "Прогноз" – используется для определения значений параметров прогностических зависимостей, оценки точности прогнозов, а также для непосредственного выпуска прогнозов.

При разработке подобного комплекса, предназначенного для прогнозирования с использованием вычислительной техники, одной из наиболее важных проблем становится организация выбора исходных данных. Конкретно говоря, задача заключается в выделении тех пунктов, материалы наблюдений в которых привлекаются в качестве исходной информации при прогнозировании. Выбор данных организован следующим образом. Положение наблюдательных пунктов задается в некоторой системе прямоугольных координат, начало и направление осей которой выбираются из практических соображений.

Границы бассейнов аппроксимируются с помощью линейных отрезков, параллельных осям координат. Указанная аппроксимация позволяет представить границу каждого бассейна с помощью набора параметров – значений координат отрезков, ограничивающих бассейн сверху и снизу, а также слева и справа. Задание границ, а также координат наблюдательных пунктов, дает возможность для каждого рассматриваемого бассейна выделить несколько таких пунктов, данные наблюдений в которых используются при расчетах. Эти пункты в соответствии с принятой в метеорологии терминологией будем называть "влияющие станции". Практически выбор влияющих станций сводится к определению их номеров, которые в дальнейшем используются при выборе из банка соответствующих данных.

В качестве критерия при выборе влияющих станций используется мера ошибки пространственного осреднения (отношение дисперсии ошибки $D_{\Delta f}$ к дисперсии рассматриваемого элемента D_f):

$$\rho = \frac{1}{n^2}\sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{n} R_{ij} - \frac{2}{n}\sum_{i=1}^{n} \omega_i + \mathcal{M} \qquad (I)$$

В этом выражении (см.Каган (1979)) n – число пунктов, по данным которых проводится осреднение; R_{ij} – ордината корреляционной функции поля элемента при значении аргумента, равного расстоянию между i -тым и j -тым пунктами; член ω_i – характеризует статистическую связь между средним значением элемента в пределах области осреднения (в нашем случае – территории бассейна) и значением элемента в i -том пункте; член $\mathcal{M}$ характеризует естественную дисперсию элемента в пределах области осреднения. Члены ω_i и $\mathcal{M}$ выражаются через корреляционную функцию; значения их определяются с помощью методов численного интегрирования.

Использование меры ошибки осреднения в качестве критерия при выборе влияющих станций представляется весьма целесообразным, поскольку в ней учтены количество и взаимное расположение пунктов наблюдений (первый и второй члены (I)), а также форма и размер бассейна (третий член (I)).

Выбор станций прекращается, когда значение ϱ оказывается меньше некой задаваемой критической величины, либо если разность между двумя значениями ϱ, определенными после двух последующих этапов выбора становится достаточно малой.

С различными модификациями данная процедура используется в первых трех указанных выше блоках системы.

При проведении анализа решаются две задачи: I. выявление наблюдательных пунктов, данные которых в силу их нерепрезентативности нецелесообразно использовать при прогнозе; 2. исключение ненадежных наблюдений. Критерием качества наблюдений в каком-либо пункте является разность Δf между двумя средними значениями анализируемого элемента в пределах некой области осреднения F, из которых одно $\tilde{f}_a$ получается по наблюдению в анализируемом пункте, а второе $\tilde{f}$ - по наблюдениям в n соседних пунктах (влияющих станциях). В качестве области осреднения принимается круг, представляющий при имеющейся плотности наблюдательной сети среднюю по размерам территорию, которую одна станция характеризует своими наблюдениями.

Значения $\tilde{f}_a$ и $\tilde{f}$ определяются с помощью метода оптимального осреднения (см. Каган (I979)). При использовании этого метода теоретическая ошибка осреднения может быть получена по формуле

$$\sigma_T = \sqrt{(1 - \sum_{i=1}^{n} \rho_i \omega_i) D_f} \qquad (2)$$

где ρ_i - веса, с которыми входят в выражение для определения $\tilde{f}$ значения элемента на влияющих станциях, прочие обозначения см. выше.

При решении первой из указанных задач анализа для каждого наблюдательного пункта по данным за имеющейся период наблюдений определяется эмпирическое среднеквадратическое значение разности между $\tilde{f}_a$ и $\tilde{f} - \sigma_э$. Если отношение $\sigma_э / \sigma_T$ превышает некую задаваемую критическую величину, то данные на анализируемой станции относятся к разряду сомнительных (имеется подозрение, что наблюдения на этой станции нерепрезентативны для окружающей территории). При анализе поля максимальных запасов воды в снеге для принятия окончательного решения относительно "сомнительной" станции вычисляется множественный коэффициент корреляции между слоем весеннего стока в соответствующем бассейне, максимальными запасами воды в снеге по данным этой станции и влагозапасами почв бассейна. Величина этого коэффициента рассматривается как характеристика прогностической информативности данных анализируемой станции и может использоваться прогнозистом при принятии решения о целесообразности исключения данной "сомнительной" станции из числа влияющих при прогнозировании слоя весеннего стока. Выявление наблюдений, содержащих за-

метную погрешность, проводится, в принципе, аналогичным образом, только в качестве критерия используется не среднеквадратическое значение указанной разности, а сама величина разности. В том случае, если отношение $\Delta f / G_T$ превышает некоторую критическую величину, значение элемента в анализируемом пункте полагается ненадежным и исключается.

С помощью блока "Данные" осуществляется подготовка исходной информации (снежный покров, жидкие осадки, глубина промерзания почвы, сток за половодье). Общая схема подготовки данных выглядит следующим образом. Для каждого бассейна в соответствии с указанной выше процедурой определяются номера влияющих станций. По этим номерам из банка выбирается соответствующая информация за указанный период. Данные проходят критический контроль и представляются в виде средних по территории бассейна величин.
Блок "Влажность" используется для определения предзимней влагонасыщенности бассейнов. Поскольку считается, что в зимний период интенсивность влагообмена в почве невелика, осенние влагозапасы в почве могут служить характеристикой потерь весеннего стока.

Расчет запасов влаги в почве на начало зимы проводится с помощью эмпирического метода, в котором предусмотрено последовательное вычисление влагозапасов в метровом слое почвы на конец расчетного интервала времени $M_к$ по имеющимся запасам влаги на начало интервала $M_н$ и данным о метеорологических элементах, влияющих на изменение этих запасов. Значение $M_к$ получается по формуле (см. Романенко (1961)):

$$M_к = (M_н + R)^{exp(-aE^b)} \qquad (3)$$

где R – осадки в течение расчетного интервала; E – испаряемость (потенциальное испарение) за расчетный интервал; a, b – коэффициенты. Испаряемость определяется по формуле: $E = c\,d^m$, где d – дефицит влажности воздуха; c, m – коэффициенты. Значение коэффициентов определяются с помощью процедуры оптимизации.

Расчет влагозапасов в почве начинается от даты определения этой величины в весенний период (как правило, в мае) до даты устойчивого перехода температуры воздуха через 0^0 осенью (обычно, в ноябре).

Блок "Прогноз" служит для определения параметров прогностических зависимостей, оценки надежности прогностических методик и непосредственного выпуска прогнозов. При разработке данного блока была предпринята попытка по возможности полно реализовать результаты исследований в области долгосрочного прогнозирования весеннего стока (см. Попов (1963), Комаров и др. (1976)).

В качестве прогностического метода по желанию прогнозиста могут быть использованы: I. нелинейная модель. 2. линейная регрессия. При использовании нелинейной модели основная прогностическая зависимость имеет вид:

$$y = S - P_o \left[1 - \exp\left(S/P_o\right)\right] \qquad (4)$$

где y – прогнозируемая величина слоя весеннего стока в мм; S – водопоступление (запас воды в снежном покрове, сложенный с жидкими осадками за период от начала таяния до конца половодья); P_o – показатель потерь стока. Параметр P_o представляет собой максимально возможные потери на поверхностное задержание и инфильтрацию при данной водопоглотительной способности почв бассейна. В весенний период потери стока, в основном, зависят от запасов влаги почвы и глубины ее промерзания.

В рамках рассматриваемой модели используются два подхода к определению потерь. Более распространенный из них заключается в построении зависимости P_o от запасов влаги в почве, обычно, в виде:

$$P_o = A_1 \exp\left(-A_2 M\right) \qquad (5)$$

где M – средний по бассейну запас влаги в метровом слое почвы; A_1, A_2 – коэффициенты. При построении данной зависимости используются случаи с глубоким промерзанием почвы (средняя глубина промерзания для бассейна больше 60 см).

При прогнозе весеннего стока с помощью эмпирических кривых распределения глубины промерзания и запасов воды в снеге бассейн делится на две зоны – с глубоким и слабым промерзанием почвы. Для первой зоны по зависимости (5) определяется P_o, а по (4) – сток. Сток зоны со слабым промерзанием почвы рассчитывается путем задания коэффициента стока либо в виде некой средней для данного района величины, либо как линейной функции запасов влаги в почве. Прогнозируемый слой стока получается как средневзвешенный сток с двух указанных зон.

При втором подходе параметр P_o выражается как функция двух переменных – запасов влаги в почве M и глубины промерзания L :

$$P_o = A_1 \exp\left(-A_2 M - A_3 M \cdot L\right) \qquad (6)$$

A_1, A_2, A_3 – коэффициенты.

При таком подходе P_o для всего бассейна определяется по (6), а по (4) вычисляется прогнозируемый сток.

Выражения (5) и (6) являются основными прогностическими зависимостями, и разработка прогностической методики в значительной степени заключается в определении входящих в них коэффициентов по данным наблюдений за прошлые годы.

Регрессионная модель, реализованная в рассматриваемом блоке может быть представлена в виде:

$$y - \bar{y} = \sum_{i=1}^{n} b_i (x_i - \bar{x}_i) \qquad (7)$$

где y , $\bar{y}$ - соответственно прогнозируемый слой стока за половодье и его норма; x_i , $\bar{x}_i$ - фактор определяющий весенний сток и его норма; - b_i коэффициент регрессии.

В качестве x_i используются: водопоступление S , запасы влаги в почве M , глубина промерзания L , либо произведение этих факторов.

С помощью описываемой системы были разработаны прогностические методики (т.е. выбраны влияющие станции и вычислены коэффициенты прогностических зависимостей) для 60-ти малых и средних водосборов в бассейне Средней и Нижней Волги. Точность проверочных прогнозов, оцененная по материалам, использованных при определении коэффициентов, вполне удовлетворительная, причем качество прогнозов с использованием линейной регрессии не уступает качеству прогнозов по нелинейной модели. Для 50-ти водосборов Средней Волги (бассейн Камы) были выпущены проверочные прогнозы по данным за последние пять лет, не использованным при определении коэффициентов. Оправдались более 80% прогнозов, причем нелинейная модель показала лучшие результаты.

ANNOTATION

In Gidrometzentr der UdSSR ist ein System für die automatisierte Prognostizierung einer Schicht des Frühlingsabflusses entwickelt. Das System stellt sich als Funktion eine Folge von Computerprogrammen dar, jedes von denen wird für die Berechnungen der prognostischen Methodik auf der entsprechenden Entwicklungsetappe oder Prognosenausgabe vorgesehen. Zu den Hauptetappen gehören folgende: objektive Analyse der Felder von meteorologischen Faktoren, die den Frühlingsabfluss bestimmen, die Berechnung der Befeuchtungscharakteristika der Becken zwecks der Bewertung von möglichen Abflussverlusten, die Bestimmung der Parameter von prognostischen Abhängigkeiten, die Bewertung deren Zuverlässigkeit auf dem abhängigen und unabhängigen Material, die Prognosenausgabe. Das System wurde dei den Prognosenausgaben für eine Reihe von mittleren und kleinen Wassersammlern des Wolgabeckens verwendet und zeigte befriedigende Ergebnisse sowohl auf dem abhängigen als auch auf dem unabhängigen Material.

ABSTRACT

A system of computerized areal forecast of spring runoff layer has been developed in the Hydrometcentre of the USSR. The system consists of a sequence of computer programs, each intended for computations at a corresponding stage of prediction technique development or of forecast preparation. The basic stages are: objective analysis of fields of meteorological factors which govern spring runoff, computations of catchment moistening characteristics aimed at assessing potential losses in runoff; determination of parameters of prognostic relationships; evaluation of their validity on the basis of dependent and independent data, issue of forecasts. The system has been made use of when making forecasts for some small and medium catchments of the Volga basin, and yielded satisfactory results both with dependent and independent data.

ЛИТЕРАТУРА

Каган Р.Л. (1979). Осреднение метеорологических полей. Гидрометеоиздат, 1-213.

Комаров В.Д., Макарова Т.Т. (1976). Исследование влияния глубины промерзания почвы на талый сток рек степной и лесостепной зон. Труды IУ всесоюз. гидрологич.съезд, т. 7, Гидрометеоиздат, 106-114.

Попов Е.Г. (1963). Вопросы теории и практики прогнозов речного стока. Гидрометеоиздат, 75-242.

Романенко В.А. (1961). Расчет осеннего увлажнения почвы по территориально общим зависимостям. Труды УкрНИГМИ, вып. 30, 3-18.

СОВМЕСТНОЕ ПРИМЕНЕНИЕ МАТЕМАТИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ И ЭМПИРИЧЕСКИХ МЕТОДОВ В ДОЛГОСРОЧНЫХ ПРОГНОЗАХ СТОКА ГОРНЫХ РЕК

В.М. МУХИН

Гидрометцентр СССР, Москва, Большевистская 9-13

АННОТАЦИЯ

Предлагается метод последовательных прогнозов стока горной реки, в котором сочетаются элементы математической модели формирования стока и эмпирические связи между будущим стоком и рассчитываемыми по этой модели величинами снегозапасов, возможными величинами водоотдачи бассейна, предшествующей водностью реки. В качестве примера рассмотрен метод прогноза стока р.Карадарьи (площадь и средняя высота водосбора соответственно - 12300 км^2 и 2,6 км) на период вегетации с распределением по месяцам. Рассматриваются также некоторые вопросы применения уравнений водного баланса в долгосрочных прогнозах стока горных рек.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Вода; горные реки, долгосрочные прогнозы; математическое моделирование.

При разработке способов прогноза месячного стока и стока до конца периода вегетации большое значение приобретают характеристики запасов воды в снежном покрове или запасов воды во всем бассейне, оставшихся к моменту составления прогноза. В настоящей работе запасы воды в снежном покрове на водосборе к моменту составления прогноза рассчитываются двумя способами: с помощью приближенного уравнения баланса и с помощью математической модели накопления и таяния снега в горах.

В первом способе, количество воды в стаявшем к моменту составления прогноза снеге выражается через коэффициент стаивания (K мм/^{0}C.сут.) и сумму среднесуточных положительных температур воздуха (θ^+). Тогда оставшаяся часть запасов воды в снежном покрове (S_t) будет равна

$$S_t = (S_{max} + X) - K_1 \sum_{i=1}^{i=t} \theta_i^+ , \qquad (I)$$

где t - момент составления прогноза; i - номер суток от момента устойчивого перехода температуры воздуха через 0^0C; S_{max} - максимальные за зиму снегозапасы; X - осадки от момента S_{max} до момента составления прогноза.

Закономерности истощения запасов воды, накопленных в бассейне, можно охарактеризовать уравнением слёдующего вида

$$\bar{Q}_{t+j} = b\bar{Q}_t exp(-\alpha j) + Q_б \quad \text{или} \quad Q_{t+j} = a_{1,j}\bar{Q}_t + \bar{Q}_б \quad \text{при} \quad j = const , \qquad (2)$$

где Q_t - средний расход за месяц (или его последнюю декаду), предшествующий моменту составления прогноза; $Q_б$ - медленно меняющийся сток, принимаемый за постоянный (базисный).

Тогда уравнение для прогноза стока будет иметь общий вид

$$Q_{t+j} = a_{2,j}(S_{max} + X - K_1 \sum_{i=1}^{i=t} \theta_i^+) + a_{1,j}\bar{Q}_t + \bar{Q}_б , \qquad (3)$$

Величины максимальных запасов воды в снежном покрове в горных районах, как правило, известны с недостаточной точностью. Поэтому их часто характеризуют суммой твердых осадков. Сумма положительных температур воздуха за тот или иной предшествующий календарный период на практике заменяется величиной средней температуры воздуха (θ) за этот период. Поэтому выражение (3) можно переписать в следующем виде

$$\bar{Q}_{t+j} = b_{1,j} \sum_{i=1}^{i=t} X_i + b_{2,j}\bar{\theta} + b_{3,j}\bar{\theta}_t + c , \qquad (4)$$

где $b_{1,2,3}$ и c - параметры, определяемые с помощью метода наименьших квадратов или методов оптимизации; параметр c включает и постоянную величину базисного стока.

Уравнения типа (4) наибольшую точность прогнозов имеют в период прохождения максимальных расходов и в начале спада половодья (в Средней Азии это обычно июнь, июль). Ниже приводятся (в качестве примера) уравнения для прогноза притока воды в Токтогульское водохранилище на р. Нарын в июне и июле

$$\bar{Q}_{VI} = 2{,}7\,\Sigma X_{X-V} - 79{,}2\,\bar{\theta}_V + 0{,}8\,\bar{Q}_V - 232 , \qquad \Delta = 0{,}57\,\sigma , \qquad (5)$$

$$\bar{Q}_{VII} = 3{,}2\,\Sigma X_{X-VI} - 100{,}9\,\bar{Q}_{VI} + 0{,}4\,\bar{Q}_{VI} - 105 , \qquad \Delta = 0{,}38\,\sigma , \qquad (6)$$

где отношение Δ/σ (Δ - среднеквадратическая ошибка прогнозов, σ - среднеквадратическая изменчивость предсказываемого явления) выражает относительную точность каждого уравнения.

Некоторого повышения точности прогнозов удается достигнуть осреднением расходов воды и температуры воздуха за более длительный предшествующий период

$$\bar{Q}_{VI} = 0{,}7\,\Sigma X_{X-V} - 15{,}3\,\bar{\theta}_{IV-V} + 0{,}3\bar{Q}_{IV-V} + 65 , \qquad \Delta = 0{,}54\,\sigma , \qquad (7)$$

где черта над символом означает осреднение за период, указанный внизу справа от символа. Оптимальная продолжительность периода осреднения подбирается

опытным путем.

Влияние на будущий сток снегозапасов, остающихся на поверхности бассейна, в значительной мере снижается в середине и к концу спада половодья (август, сентябрь). Это связано в первую очередь с тем, что снегозапасов к этому времени остается мало. В то же время возрастает роль истощения запасов влаги, накопленных в бассейне. Поэтому точность эмпирических зависимостей, включающих косвенный показатель водозапасов в виде отношения расхода воды к температуре воздуха за предшествующий период, в этой фазе половодья выше, чем уравнений типа (4) и выше, чем уравнений, включающих тот же показатель, но в числителе которого расход заменен суммой осадков, выпавших к моменту составления прогноза.

Пример: - уравнения для прогноза притока воды в Токтогульское водохранилище в августе

$$\bar{Q}_{VIII} = 0{,}2\,\Sigma X_{X-VII} - 51{,}4\,\bar{\theta}_{VI-VII} + 320; \qquad \Delta = 0{,}62\,\sigma, \qquad (8)$$

$$\bar{Q}_{VIII} = 1{,}5\,(\bar{Q}_{VI-VII}/\theta^{+}_{VI-VII}) + 245; \qquad \Delta = 0{,}56\,\sigma, \qquad (9)$$

$$\bar{Q}_{VIII} = 4{,}0\,(\Sigma X_{X-VI}/\bar{\theta}_{VI-VII}) + 350; \qquad \Delta = 0{,}72\,\sigma. \qquad (10)$$

Уравнения вида (5)-(8) разрабатывались опытным путем, но, как правило, они не находили четкого физического объяснения, основанного на анализе уравнений водного баланса горных бассейнов.

Применение математической модели формирования стока при разработке метода краткосрочных прогнозов некоторых горных рек Средней Азии /Мухин и др., 1982/ показало, что с ее помощью удается рассчитывать с приемлемой для прогнозов точностью накопление и таяние снежного покрова в горах по метеорологическим данным.

В работе произведена попытка совместного использования элементов математической модели формирования стока с некоторыми традиционными методами долгосрочных прогнозов стока горных рек. С помощью модели для каждой высотной зоны рассчитываются запасы воды в снежном покрове и количество воды, поступающей на поверхность бассейна от стаявшего снега и ледников и от выпавших дождей. Далее величины будущего стока определяются одним из двух способов: 1) с помощью эмпирических связей между стоком и запасами воды в снежном покрове на различных высотах бассейна или их средневзвешенной величиной; 2) с помощью модели трансформации стока.

Исследования выполнены по наблюдениям в бассейне р.Карадарья, площадь которого до замыкающего створа равна 12370 км^2. Площадь левобережной части (склон Алайского хребта) - 8250 км^2, правобережной (склон Ферганского хребта) - 4120 км^2. Высота бассейна изменяется от 0.8 до 0.5 км. Исходными данными служили суточные суммы осадков по 16 станциям и постам, среднесуточные температуры воздуха по 7 станциям.

Подробное описание модели содержится в работах /Комаров и др., 1976, Мухин, 1977/, поэтому в дальнейшем будем останавливаться на особенностях основных ее блоков.

Расчет осадков производится для любой высоты бассейна для любой даты. Закономерность изменения осадков с высотой описывается параболой, параметры которой изменяются по сезонам года. Разделение осадков на твердые и жидкие осуществляется по температуре воздуха, принятой равной -2^{0}C. Изменение в течение года вертикального градиента температуры воздуха аппроксимировано функцией вида "локона Аньези" /Мухин, 1977/.

Одним из важнейших блоков модели является блок, осуществляющий расчет формирования снежного покрова (накопление и таяние) с учетом неравномерности его распределения по высоте и по площади каждой высотной зоны. Превышение верхней границы над нижней границей зоны составляло 0,2 км. Основой расчета в модели ГМЦ СССР является применение типовой интегральной кривой распределения запасов воды в снежном покрове по площади высотной зоны. Выражение для расчета распределения снега $\rho(S,h)$ включает два параметра, один из которых (S_ρ) определяется по данным наблюдений, величина другого(m) задается априори:

$$\rho(S,h) = \exp\left(-\left(S + S_\rho \ln m - h\right)/S_\rho\right), \qquad (0 \le h \le S_\rho \ln m), \qquad (II)$$

где S – запас воды в снежном покрове, мм; h – переменная, определяемая слоем стаивания снега и слоем осадков, выпавших на поверхность снега, мм; m – принимается равным 100. Параметр S_ρ численно равен минимальному среднему запасу воды в снежном покрове в зоне, при котором она полностью покрывается снегом, а его величина находится по линейной связи между средним снегозапасом в зоне и ее покрытостью.

В физико-статистические уравнения для прогноза стока на период вегетации, длящийся с апреля по сентябрь и отдельные месяцы этого периода включены в качестве аргументов снегозапасы, рассчитанные с помощью модели за период с октября до момента составления прогноза. Расчеты снегозапасов производились по высотным зонам для каждого склона (Алайского и Ферганского) долины, по которой протекает река.

Ниже приводятся два типа прогностических уравнений, различающихся тем, что в первом типе в качестве аргументов участвуют снегозапасы на фиксированных высотах, а во втором типе – средневзвешенные (по площади высотных зон).

Например, для прогноза среднего за период вегетации расхода воды (Q_ℓ) получено уравнение

$$\bar{Q}_\ell = 0{,}34\left(S_A + 0{,}5\,S_\Phi\right) + \bar{Q}_{III} - 76, \qquad \Delta = 0{,}25\,\sigma, \qquad (I2)$$

где S_A и S_Φ – запасы воды в снежном покрове соответственно на Алайском и Ферганском склонах в зонах, расположенных между высотами 3,2-3,4 км; $\bar{Q}_{III}$ – средний расход воды в марте. Коэффициент перед S_Φ численно равен отношению площадей обеих частей водосбора.

В другом уравнении

$$\bar{Q}_6 = 0{,}82\,(S_{f,A} + 0{,}5\,S_{f,\Phi}) + \bar{Q}_{III} - 67\,, \qquad \Delta = 0{,}28\,\sigma\,, \tag{13}$$

символы $S_{f,A}$ и $S_{f,\Phi}$ обозначают средневзвешенные снегозапасы на Алайском и Ферганском склонах соответственно.

В дальнейшем общий показатель снегозапасов на обоих склонах по фиксированным высотам будет обозначаться символом S, а средневзвешенная величина снегозапасов на обоих склонах – S_f.

Зависимости для прогноза среднемесячных расходов воды в течение периода вегетации получены с помощью методического подхода, аналогичного описанному и имеют вид подобный (12) и (13). Первый прогноз составляется в конце марта на весь период вегетации с распределением стока по месяцам. Следующий – в конце апреля на оставшуюся часть периода вегетации также с распределением будущего стока по месяцам и т.д. Такие прогнозы названы последовательными.

В качестве примера ниже приводятся уравнения для прогноза расходов на май и июнь, рассчитываемых в конце апреля

$$\bar{Q}_V = 1{,}44\;S_{f,IV} - 86\;; \qquad \bar{Q}_{VI} = 1{,}94\,S_{f,IV} - 154\,. \tag{14}$$

Анализ прогностических зависимостей позволил обнаружить следующую закономерность. Среднемесячные расходы воды апреля и мая связаны с рассчитанными снегозапасами на конец марта в высотной зоне между высотами 2,4–2,6 км, а сток июня – со снегозапасами между высотами 3,2–3,4 км. Сток в июне, июле и августе теснее связан с величиной средневзвешенных снегозапасов S_f, чем на фиксированных высотах. Сток в августе и сентябре, как уже говорилось, практически не зависит от количества оставшегося на водосборе снега, а определяется главным образом интенсивностью истощения запаса воды, накопившейся во всем бассейне за предшествующее время. Поэтому сток в августе оказывается теснее связанным со снегозапасами, рассчитанными на конец апреля, чем на конец июля, т.е. первые лучше характеризуют объем стока за половодье и общий запас воды в бассейне в данном году. Точность прогнозов среднемесячных расходов в зависимости от фазы половодья и заблаговременности этих прогнозов находится в пределах $0{,}25\sigma$–$0{,}60\sigma$.

В другом подходе к разработке метода долгосрочных прогнозов стока с применением модели его формирования в горах использовано описание процесса стекания воды, поступившей на поверхность бассейна, к замыкающему створу реки с помощью дифференциального уравнения второго порядка относительно расхода воды в замыкающем створе /Боровикова и др.,1972/, которое непосредственно для прогнозов декадных и месячных расходов применяется в конечно-разностном виде

$$Q_{t+1} = a_1 Q_{t-1} + a_2 Q_t + b_1\,[0{,}5\,q_{t-1} - 2\,q_t] + b_2\,q_{t+1}\,, \tag{15}$$

где $a_{1,2}$ и $b_{1,2}$ – параметры определяемые по входным (q_t) и выходным (Q) данным с помощью методов оптимизации.

Основанием для применения уравнений вида (15) для долгосрочных прогнозов стока горных рек послужил анализ результатов расчета гидрографов рек Варзоб и Карадарья с помощью модели, описываемой уравнением (15). Последнее представ-

ляет двухобъемную модель регулирования стока с параллельно-последовательным соединением регулирующих емкостей. Расчеты гидрографов показали, что во-первых, сток через вторую (нижнюю) емкость составляет за половодье около 50% от общего стока, во-вторых, что время добегания его составляет период порядка месяца и более.

Для прогноза среднедекадного стока в уравнение (I5) вводятся декадные расходы воды в замыкающем створе реки (Q_t^q) и среднедекадные поступления талой и дождевой воды на поверхность бассейна (q_t^g), предварительно умноженные на коэффициент стока воды, который вычисляется в зависимости от запаса воды в снежном покрове в конце марта. Величины поступления воды на период заблаговременности прогноза ($q_{э,t}^g$) считались равными поступлениям, рассчитанным на момент составления прогноза. Оптимальные значения параметров уравнения (I5), найденные путем из оптимизации, равны: a_1=0,946; a_2=0,397; b_1=0,865; b_2=I,8I2. К прогнозируемой по этому уравнению величине Q_{t+1}^g прибавляется средний декадный расход базисного стока, принятый равным 30 м^3/с. Относительная среднеквадратическая погрешность прогнозов составляет величину $\Delta = 0{,}79\sigma_j$ (σ_j - изменчивость прогнозируемого явления за период заблаговременности j).

Для прогноза среднемесячных расходов воды также применяются уравнения типа (I5), однако в сокращенном варианте

$$\bar{Q}_{t+j} - \bar{Q}_б = (\bar{Q}_t - Q_б)\exp(-\alpha j) + a_1\bar{q}_t + a_2\bar{q}_{t+j}, \qquad (I6)$$

где q_t и q_{t+j} - поступления воды на поверхность бассейна, соответственно, за месяц, в конце которого составляется прогноз и на период заблаговременности прогноза j.

Величина параметра α находится по нижней огибающей графической зависимости вида $\bar{Q}_{t+j} = f(\bar{Q}_t)$, строящейся по значениям среднемесячных расходов воды для периода спада половодья.

Величина поступления воды на поверхность бассейна в период заблаговременности ($\bar{q}_{t+j}$) определяется по связям вида $\bar{q}_{t+j} = f(S_t)$ или $\bar{q}_{t+j} = f(S_{f,t})$, выражающим зависимость будущего поступления воды от оставшихся на бассейне снегозапасов на момент составления прогноза. На тесноту таких зависимостей (при прочих равных условиях) влияет соотношение последних и температуры воздуха в период заблаговременности прогноза. Ясно, что зависимость ухудшается тем сильнее, чем меньше отношение запасов воды в снежном покрове к средней температуре воздуха периода заблаговременности, особенно, когда $S_t \leq K_1\theta^+_{t+j}$.

Описанным способом получены уравнения для прогноза среднемесячных расходов воды с различной заблаговременностью. Например, для прогноза июльского стока

$$\bar{Q}_{VII} - Q_б = (\bar{Q}_{VI} - Q_б)\exp(-1{,}11) + 0{,}065\,q_{VI} + 0{,}32\,q_{VII}(S_{f,VI}) - 116, \qquad (I7)$$

$Q_б$= 30 м^3/с; Δ= 26,I м^3/с; $\Delta = 0{,}20\sigma$.

Точность прогнозов по уравнению (I7) более чем в I,5 раза превышает точность прогнозов по уравнениям вида (5)-(7).

При коротких рядах наблюдений количество неизвестных параметров в уравнении (I5) можно сократить до минимума. Так в следующих двух уравнениях для про-

гноза стока на июнь и июль, приводимых в качестве примера, определяются лишь свободный член и коэффициент перед S_{β} :

$$Q_{VI} - Q_{б} = 0{,}33\,(Q_{V} - Q_{б}) + 1{,}68 S_{\beta,V} - 182;\quad \bar{Q}_{VII} - Q_{б} = 0{,}11\,(\bar{Q}_{V} - Q_{б}) + 2{,}15 S_{\beta,V} - 231. \quad (I8)$$

Для этого строится связь между притоком воды в русло в период заблаговременности прогноза и запасами воды в снежном покрове в виде

$$(\bar{Q}_{t+j} - Q_{б}) - (\bar{Q}_{t} - Q_{б}) \exp(-\alpha j) = f(S_{\beta,t}), \quad (I9)$$

где параметр кривой истощения α - предварительно задан. Аппроксимация этой зависимости включается в уравнение типа (I8). При очевидной нелинейности связи (I9) можно при прогнозе пользоваться ее графическим изображением

Для составления прогнозов в автоматическом режиме разработана программа для ЭВМ ЕС-I040. На печать в табличном виде выдаются: I) промежуточные результаты вычислений - рассчитанные снегозапасы по высотным зонам на момент составления прогноза, поступления воды на поверхность бассейна до момента составления прогноза и на пениод его заблаговременности, коэффициент стока на период вегетации и др.; 2) прогнозируемые величины - средний расход на ближайшую декаду, ближайший месяц, распределение стока по месяцам на период, оставшийся до конца вегетации.

ANNOTATION

Es wird die Methode der sequentiellen Abflussprognosen von Gebirgsflüssen vorgelegt, in der die Elemente des mathematischen Modells für die Abflussbildung und die empirischen Verbindungen zwischen den zukünftigen Abfluss und berechnete Grössen der Schneevorräte, sowie die eventuellen Grössen der Wasserabgabe, den vorangehenden Wassergehalt des Flusses und den zukünftigen Abfluss vereinigt werden. Als Beispiel wird die Methode der Abflussprognosen des Flusses Karadarja (die Fläche und die mittlere Höhe des Wassersammlers betragen bzw. 2,6 km und 12300 km^2) für einen Monat, ein Vierteljahr und bis zum Abschluss der Vegetationsperiode betrachtet.

ABSTRACT

Developped method of successive predictions of mountain river runoff includes a mathematical model of runoff formation together with empirical relationships between a forecasted runoff and computed values of snow storage, water yield from snow and previous river water content. As an example the Karadarya river runoff (drainage area - 12300 km^2) is predicted for periods up to a month and a quarter ahead as well as for the rest of the vegetational period.

ЛИТЕРАТУРА

Боровикова Л.Н., Денисов Ю.М., Трофимова Е.Б., Шенцисс И.Д. (1972). Математическое моделирование процесса стока горных рек. Труды САРНИГМИ, вып. 61(76), с. 150.

Комаров В.Д., Мухин В.М., Полунин А.Я. (1976). Модель формирования снежного покрова и поступления воды на поверхность горного бассейна. Труды Гидрометцентра СССР, вып. 163, с. 38-57.

Мухин В.М. (1977). Модели формирования стока горной реки. Труды Гидрометцентра СССР, вып. 186, с. 63-71.

Мухин В.М., Полунин А.Я.(1982). Методические указания к разработке метода краткосрочного прогноза расходов воды горных рек на основе математической модели формирования стока (на примере р. Карадарья), (1982), М., Гидрометеоиздат, 148 с.

ДОЛГОСРОЧНЫЙ ПРОГНОЗ ЛЕТНЕГО СТОКА РЕК С ЗНАЧИТЕЛЬНЫМ ДОЖДЕВЫМ ПИТАНИЕМ

О.Н. Арефьева, В.Д. Комаров

Гидрометеорологический научно-исследовательский
центр СССР, Москва, Большевистская ул., 9-13, СССР

РЕЗЮМЕ

В летнем стоке многих больших рек СССР, часть бассейна которых расположена в горах, дождевая составляющая значительна. Прогноз снеговой составляющей этого стока не представляет больших трудностей, когда имеются данные многолетних наблюдений, по которым можно вычислить количество снега в горах к началу лета. Прогноз же дождевой составляющей, учитывая отсутствие надежного прогноза осадков на лето, – исключительно сложная задача, относящаяся как к метеорологии, так и к гидрологии. Требования практики заставляют гидрологов искать свои пути хотя бы приближенного решения задачи.

Предложен способ альтернативного прогноза летнего стока рек с значительным дождевым питанием с помощью параметрического линейного дискриминантного анализа. Перед вычислением дискриминантных функций должны быть рассмотрены возможные предикторы дождевого стока и отобраны наиболее информативные. По полученным дискриминантным функциям можно определить с определенной вероятностью будет ли сток больше его средней многолетней величины (больше 120 %), близок к ней (80 - 120 %) или меньше (меньше 80 %).

Способ прогноза был реализован для рек северного склона Кавказа – р.р. Терек и Сулак (площадь бассейна соответственно 37400 км^2 и 12900 км^2). Дождевая составляющая летнего стока этих рек составляет в среднем 30 - 40 % от общего стока за апрель - сентябрь. В качестве одного из предикторов был использован индекс атмосферной циркуляции, предложенный советским метеорологом Д.А. Педем; принятые значения индекса относятся к осенне - зимнему периоду.

Предложенный подход к решению задачи может представить интерес при разработках, имеющих целью долгосрочный прогноз летнего стока Дуная.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Сток реки за вегетационный период; атмосферные осадки; индекс циркуляции; методика прогноза стока.

В Советском Союзе есть реки, в том числе и достаточно большие, сток которых формируется в горах и притом существенно зависит от дождей. Это реки Кавказа, Карпат и некоторых других регионов. Их сток используется в различных отраслях народного хозяйства, особенно в орошаемом земледелии и гидроэнергетике. Это определяет необходимость прогнозов стока прежде всего за вегетационный период, квартал и месяц.

Долгосрочные прогнозы стока указанных рек выпускаются уже в течение целого ряда лет, однако, точность их до сих пор не вполне удовлетворяет народное хозяйство. Главная причина наиболее значительных ошибок состоит в том, что дождевая составляющая стока, будучи в среднем значительной, сильно меняется от года к году, а предикторы, учитывающиеся в настоящее время при составлении прогноза, – это различные показатели запасов влаги в бассейне перед началом периода, на который дается прогноз. Следовательно, усовершенствование методики рассматриваемых прогнозов должно идти и по пути поиска предикторов количества осадков в бассейне за вегетационный период, квартал и месяц. Ниже излагаются некоторые результаты исследований в этом направлении, предпринятых с практической целью – усовершенствовать методику прогнозов стока Терека у станицы Каргалинской и притока воды в Чиркейское водохранилище на р. Сулак за вегетационный период (площадь бассейна соответственно 37400 км^2 и 12900 км^2).

Непосредственно ниже Каргалинской значительная часть стока Терека отводится в крупные оросительно - обводнительные системы. Довольно много воды из Терека и его притоков берется оросительными каналами также выше по течению. По данным за 1974 - 80 г.г. заборы воды в течение вегетационного периода – – в апреле - сентябре – были от 130 до 240 м^3/с, что составляет от 35 до 50 % естественного стока Терека у Каргалинской. Под этим стоком понимается измеренный сток, сложенный с суммарной величиной безвозвратных заборов воды из Терека и его притоков выше места измерения стока. В дальнейшем везде говорится о естественном стоке.

На Сулаке выше города Миатлы создана Чиркейская гидроэлектростанция. Приток

к ее водохранилищу определяется по суммарному стоку двух главных рек, впадающих в него, — Андийское Койсу и Аварское Койсу.

Бассейн Терека до Каргалинской расположен в центральном районе северного склона Большого Кавказа. Большую его часть занимают хребты, простирающиеся с северо-запада на юго-восток. Это высокие хребты Главный и Боковой с вершинами до 5600 м и Скалистый хребет с вершинами 2500 — 3500 м. Севернее последнего идут предгорья, а за ними — равнина. Распределение площади по высотным зонам: 500-1000 м — 25 %, 1000-2000 м — 36 %, выше 2000 м — 39 %.

В бассейне Сулака вершины хребтов достигают 3000-4500 м. Наиболее высокое положение занимает зона, расположенная между Главным и Боковым хребтами и представляющая собою своеобразную межгорную котловину на высоте более 3000м. К северо-востоку от Бокового хребта лежит внутригорная область, ограниченная с северо-запада монолитным Андийским хребтом, а с северо-востока — разобщенными хребтами Сулак-Каспийского водораздела. Высота этой области до 3000 м. С северо- востока внутригорную область огибает неширокая в пределах бассейна полоса предгорий. Более 90 % площади бассейна Сулака до створа плотины Чиркейской ГЭС расположено в высотном поясе выше 2500 м.

На равнине (в бассейне Терека) климат жаркий и довольно засушливый, в предгорьях (до 1000 м) — теплый и в общем достаточно влажный. В горах до 2000 м лето еще довольно теплое и зима нехолодная. Выше — зима продолжительная с сильными морозами, а лето короткое и прохладное.

На равнине и в предгорьях среднее многолетнее количество осадков за апрель-сентябрь составляет в бассейне Терека от 350 до 500 мм. К востоку количество осадков в общем уменьшается и в предгорьях Сулака за период вегетации выпадает 300-400 мм. Станций в горах немного. Судя по их данным, за это же время в горах выпадает 600-800 мм осадков, а в высокогорье, возможно, и более. Многолетняя амплитуда колебания осадков за апрель-сентябрь в горах большая, по данным станций, она соизмерима, а нередко и превосходит среднее значение самих осадков, составляя в бассейне Терека 700-900 мм, Сулака — 500-700 мм.

Приведенные данные об осадках, высокий коэффициент дождевого стока в горах, а также распределение площади по высотным зонам позволяют сделать вывод о том, что дождевая составляющая вегетационного стока Терека у Каргалинской и Сулака у Миатлов значительна и ее величина, несомненно, сильно меняется от года к году. Это подтверждается также следующим: сток с горной части бассейна за вегетационный период составляет около 85 % стока Терека у Каргалинской и почти 100 % стока Сулака у Миатлов. Количество же осадков в горах за ноябрь-март, выпадающих обычно в виде снега, в бассейне Терека в

среднем в 2-3, в бассейне Сулака в 4-5 раз меньше количества осадков за апрель-сентябрь, которые выпадают преимущественно в виде дождя и, главное, имеют высокий коэффициент стока.

Водный режим Терека у Каргалинской и Сулака в створе ГЭС характеризуется высоким растянутым половодьем, которое начинается в конце марта - начале апреля, а заканчивается в сентябре. Осенью и в начале зимы часты паводки, зимняя межень, обычно довольно низкая, наблюдается в декабре-феврале. Пилообразная форма гидрографа за вегетационный период объясняется главным образом выпадением в горах дождей.

Поскольку зависимостям стока горных рек от определяющих его факторов, безусловно, свойственен статистический характер, в качестве методической основы при разработке способов прогноза вегетационного стока Терека и Сулака вначале была принята линейная регрессионная схема. Однако, вполне надежных зависимостей летнего стока рек от различных показателей количества зимних осадков в бассейне, вычисляемых по данным различных станций, получить не удалось. Но были получены значительно более точные уравнения регрессии, в которых уже наряду с зимними учитывались и летние осадки. Для Терека у Каргалинской:

$$Q_{IV-IX} = 0.52\,x_{XII-IV} + 0.37\,x_{V-VIII} + 209 \qquad (I)$$

Q_{IV-IX} – сток Терека у Каргалинской за вегетационный период, $м^3/с$

x_{XII-IV} – количество осадков по станции Орджоникидзе за декабрь-апрель, мм

x_{V-VIII} – среднее количество осадков по станции Орджоникидзе и станции Сно за май-август, мм

Множественный коэффициент корреляции 0.84. Для притока воды в водохранилище Чиркейской ГЭС:

$$Q_{IV-IX} = 0.49\,x_{XI-III} + 0.22\,x_{IV-VIII} + 67 \qquad (2)$$

Q_{IV-IX} – приток воды к водохранилищу Чиркейской ГЭС за вегетационный период, $м^3/с$

x_{XI-III} – количество осадков по станции Сулак высокогорная за ноябрь-март, мм

$x_{IV-VIII}$ – количество осадков по станции Тлярата за апрель-август, мм

Множественный коэффициент корреляции 0.78. Указанные метеостанции для каждого бассейна признаны репрезентативными с точки зрения получения наиболее точных прогностических связей между стоком реки и осадками. Эти станции были выделены среди других способом просеивания, реализованным посредством

аппарата пошаговой множественной линейной регрессии.

Уравнения (I) и (2) прямо указывают на то, что для получения более надежных методов долгосрочного прогноза вегетационного стока Терека и Сулака необходимо тем или иным способом предвидеть количество летних осадков. Одним из возможных предикторов количества летних осадков могут быть индексы атмосферной циркуляции. Индексы характеризуют закономерности циркуляции на большом пространстве – полушарии, естественном синоптическом районе. По сравнению с таким пространством бассейны рассматриваемых рек совсем малы, однако, можно предположить, что за такой длительный период как вегетационный между количеством выпавших осадков и предшествующим развитием атмосферной циркуляции существует связь. Поэтому в качестве предиктора дождевой составляющей вегетационного стока Терека и Сулака был использован индекс атмосферной циркуляции, предложенный Д.А. Педем (Педь и др., 1980). Этот индекс показывает положение осевой линии планетарной высотной фронтальной зоны на пространстве первого естественного синоптического района и характеризует, по исследованиям Педя, основной перенос воздуха в тропосфере, с которым, можно полагать, связано количество будущих осадков. В качестве второго фактора вегетационного стока указанных рек было принято количество зимних осадков.

Принимая такие связи за возможную основу способа прогноза вегетационного стока и зная, что подобные связи весьма приближенны, следует считать, что эти прогнозы должны иметь альтернативную форму. Поэтому для решения задачи прогноза вегетационного стока Терека у Каргалинской и притока воды в водохранилище Чиркейской ГЭС по данным о зимних осадках и атмосферной циркуляции был применен параметрический линейный дискриминантный анализ (Андерсон, 1963; Имас, 1976). Рассматривались три класса явления: сток больше нормы, меньше нормы, равен норме. Под нормой понималось изменение стока от 0.8 до I.2 его средней многолетней величины (N). Выражения для дискриминантных функций находились на основе минимизации математического ожидания потерь, связанных с неправильной классификацией. Разделение на три класса производилось последовательно: вначале производилось разделение на два класса относительно границы, например, $0.8N$, затем на два класса относительно $I.2N$. Дискриминантные функции, полученные для Терека относительно $0.8N$, имеют вид:

$$D_1 = 0.07042\, x_{XII-III} + 5.06223\, J_{XI} - 135.36403 \qquad (3)$$

$$D_2 = 0.05825\, x_{XII-III} + 4.79722\, J_{XI} - 120.60470 \qquad (4)$$

$x_{XII-III}$ – количество осадков за декабрь-март по станции Орджоникидзе

J_{XI} – значение индекса, предложенного Д.А. Педем, за ноябрь предшествующего года

Если $D_1 \geqslant D_2$, то $Q_{IV-IX} \geqslant 0.8N$; В противном случае $Q_{IV-IX} < 0.8N$. Веро-

ятность правильной классификации на эти два класса равна 0.67. Относительно $1.2N$:

$$D_1 = 0.17694\, X_{XII-III} + 0.96594\, J_{XI} - 40.21332 \qquad (5)$$

$$D_2 = 0.13965\, X_{XII-III} + 0.90793\, J_{XI} - 31.78346 \qquad (6)$$

Если $D_1 \geq D_2$, то $Q_{IV-IX} > 1.2N$; если $D_1 < D_2$, то $Q_{IV-IX} \leq 1.2N$. Вероятность правильной классификации на два класса относительно $1.2N$ равна 0.80. Альтернативный прогноз на три класса осуществляется как последовательность двух альтернативных прогнозов на два класса: если после двух расчетов оказалось, что $Q_{IV-IX} \geq 0.8N$ и $Q_{IV-IX} \leq 1.2N$, то делается вывод о том, что ожидаемый сток будет в пределах его среднего многолетнего значения. Если оказалось, что $Q_{IV-IX} \leq 1.2N$ и одновременно $Q_{IV-IX} < 0.8N$, то ожидаемый вегетационный сток относится к классу "ниже нормы". И наконец, если $Q_{IV-IX} \geq 0.8N$ и $Q_{IV-IX} > 1.2N$, то дается прогноз: сток за апрель-сентябрь ожидается выше нормы. Вероятность правильной классификации на три указанных класса около 0.60.

Для прогноза притока воды в Чиркейское водохранилище за период вегетации дискриминантные функции относительно $0.8N$ имеют вид:

$$D_1 = -0.01389\, X_{XII-II} + 2.46661\, J_{XII} - 61.13057 \qquad (7)$$

$$D_2 = -0.02097\, X_{XII-II} + 2.58935\, J_{XII} - 66.63267 \qquad (8)$$

X_{XII-II} – количество осадков за декабрь-февраль по станции Сулак высокогорная

J_{XII} – значение индекса, предложенного Д.А. Педем, за декабрь предшествующего года

Вероятность правильной классификации на эти два класса 0.63. Относительно $1.2N$:

$$D_1 = 0.18316\, X_{XII-II} + 0.62103\, J_{XII} - 32.82083 \qquad (9)$$

$$D_2 = 0.12235\, X_{XII-II} + 0.52766\, J_{XII} - 19.46339 \qquad (10)$$

Вероятность правильной классификации на эти два класса 0.87. Прогноз на три класса осуществляется аналогично прогнозу водности Терека. Вероятность правильной классификации 0.57.

Оправдываемость альтернативного прогноза на три класса в общем не высока. Однако, промежуточные выводы, имеющие значительно большую надежность (67 – 87 %), несомненно, очень полезны для практики.

ANNOTATION

Es wird ein Verfahren der Alternativprognose des Sommerabflusses bei Strömen mit wesentlicher Regennahrung durch parametrische lineare Diskriminanzanalyse vorgeschlagen. Nach den erhaltenen Diskriminanzfunktionen kann man mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit feststellen, ob der Sommerabfluss mehr als die mittlere mehrjährige Grösse (mehr als 120%), der Grösse nah (80-120%) oder weniger (weniger als 80%) ist. Das Verfahren der Prognose wurde für die Flüsse des nördlichen Abhangs des Kaukasus - Terek und Sulak (die Beckenfläche bzw. 37400 km^2 und 12900 km^2) realisiert. Als ein Prädiktor wurde Index der atmosphärischen Zirkulation verwendet, den der sowjetische Meteorologe D.A. Ped vorgeschlagen hat.

ABSTRACT

A method of alternative summer runoff prediction has been suggested for rivers with substantial rainfall alimentation using parametric linear discriminant analysis. Using the obtained discriminant functions one can determine, with a certain degree of probability, if summer runoff will exceed the mean longrecord value (more than 120%), will be close to it (80-120%) or less (less than 80%). This prediction method has been implemented for rivers on the northern Caucasian slope - rivers Terek and Sulak (with catchment areas 37400 km^2 and 12900 km^2 respectively). Atmospheric circulation index suggested by Soviet meteorologist D.A. Ped' has been used as one of the predictors.

ЛИТЕРАТУРА

Андерсон Т. (1963). Введение в многомерный статистический анализ. Госфизматгиз, 500.

Имас Л.И. (1976). Обзор работ по дискриминантному анализу. Труды САРНИГМИ, выпуск 31 (112), Гидрометеоиздат, 3 - 26.

Педь Д.А., Попов А.В. (1980). О классификации средних месячных полей H_{500} в первом естественном синоптическом районе. Труды Гидрометцентра СССР, выпуск 231, Гидрометеоиздат, 100 - 122.

3.

Forecasting of Morphological Processes in River Bed

Vorhersage der morphologischen Vorgänge

Прогнозы морфологических процессов.

VORHERSAGE DER FESTSTOFFLIEFERUNG EINES EINZUGSGEBIETES

V. Hrissanthou

Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft
Universität Karlsruhe
Karlsruhe, Bundesrepublik Deutschland

ZUSAMMENFASSUNG

Ziel dieses Aufsatzes ist die Vorstellung eines mathematischen Simulationsmodells, anhand dessen die Feststofflieferung am Auslauf eines großen Einzugsgebietes auf Tageswertbasis mit Hilfe der Tagesniederschlagshöhe und der geomorphologischen Charakteristiken des Einzugsgebietes (Geologie bzw. Bodenkunde, Topographie, Vegetation) im voraus berechnet werden kann.
Das Modell wurde am Beispiel des Einzugsgebietes des bayerischen Speichers "Forggensee" ($\simeq$1500 km^2), dessen größter Teil sich in Österreich befindet, getestet. Hauptvorfluter des Einzugsgebietes ist der Lech, Nebenfluß der Donau.
Zur genaueren Berechnung der Feststofflieferung wurde das Einzugsgebiet in Teileinzugsgebiete unterteilt. Das Modellkonzept besteht in der Anwendung einer vereinfachten Form der Sedimentkontinuitätsgleichung auf den Hauptvorfluter jedes Teileinzugsgebietes. Bestandteile des Modelles sind die "MUSLE" (Modified Universal Soil Loss Equation) von Williams (1975), das Absetzverfahren von Camp (1945) und die Formel von Smart und Jaeggi (1983).
Am oben genannten Beispiel wurde ein Vergleich zwischen den Rechenwerten der Feststofflieferung infolge Flächen- und Gerinneerosion und den Meßwerten der Summe "Schwebstoff- und Geschiebefracht" am Auslauf des Einzugsgebietes auf Jahresbasis erzielt.

SCHLÜSSELWÖRTER

Einzugsgebiet; Feststofflieferung; Flächenerosion;Gerinneerosion; Sedimentkontinuitätsgleichung; Ablagerung; Flußbettabtrag; Schwebstoffe; Geschiebe.

EINLEITUNG

Die Bodenerosion durch den Niederschlag bzw. Abfluß und der Feststofftransport in einem Einzugsgebiet sind morphologische Vorgänge, die nachteilige und manchmal katastrophale Auswirkungen auf die Landwirtschaft, auf den Speicherbetrieb und allgemein auf die Umwelt haben.

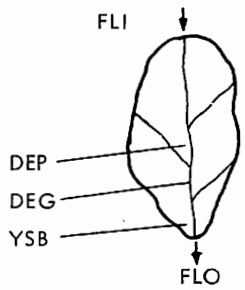
Die Quantifizierung der Erosion und des Feststofftransportes erfolgt genauer in kleinen Einzugsgebietsflächen. Die physikalischen Vorgänge, die in diesem Aufsatz quantifiziert werden, sind:

a) die Flächenerosion und der Feststofftransport infolge Flächenerosion in jedem Teileinzugsgebiet,

b) die Gerinneerosion, beschränkt auf den Hauptvorfluter jedes Teileinzugsgebiets, weil sonst sehr viel umfangreichere Informationen über Geometrie und Hydraulik jedes Baches und kleineren Flusses benötigt würden.

c) der Oberflächen- und Gerinneabfluß.

Das entwickelte Modell wurde auf das Einzugsgebiet des bayerischen Speichers "Forggensee" (Anlage angewendet, das aus Wald- und Wiesenflächen vorwiegend besteht. Für den Auslauf dieses Einzugsgebietes bzw. für den Speichereinlauf standen Schwebstofffrachtdaten auf Tageswertbasis für den Zeitrau 1966 bis 1977 zur Verfügung. Außerdem existierten Summenwerte der Niederschlagshöhe auf Tagesbasi von fünf Niederschlagsmeßstationen des Einzugsgebiets für denselben Zeitraum. Die Summenwerte der Tagesniederschlagshöhe wurden als einzelne Niederschlagsereignisse behandelt.
Es wurde angenommen, daß gleichförmige Bedingungen in jedem Teileinzugsgebiet und stationäre Bedingungen innerhalb eines Tages für den Erosions- bzw. Sedimenttransportvorgang und den Abfluß herrschen.
Die Anwendung der Sedimentkontinuitätsgleichung (Williams, 1978; Gl.1) auf den Hauptvorfluter eines Teileinzugsgebiets wird durch Abb. 1 dargestellt:



$$FLO = FLI - DEP + DEG + YSB \quad (1)$$

FLO = Ausfließende Sedimentmenge aus dem Teileinzugsgebiet.

FLI = Einfließende Sedimentmenge in das Teileinzugsgebiet.

DEP = Abgelagerte Sedimentmenge von FLI im Hauptvorfluter des Teileinzugsgebietes.

DEG = Abgetragene Sedimentmenge am Flußbett des Hauptvorfluters.

Abb. 1. Teileinzugsgebiet

YSB = Feststofflieferung infolge Flächenerosion am Auslauf des Teileinzugsgebietes.

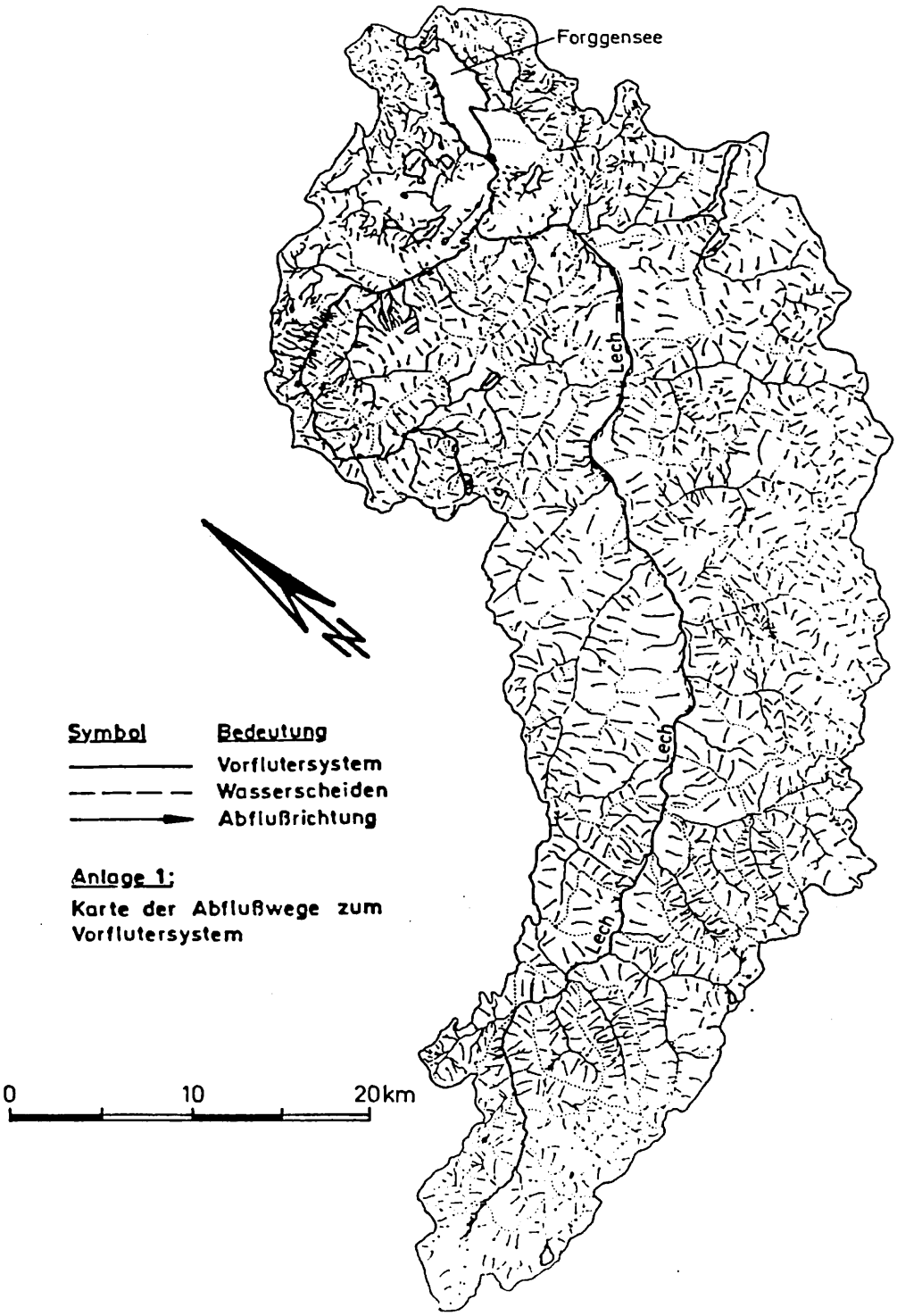
MUSLE (MODIFIED UNIVERSAL SOIL LOSS EQUATION)

Durch diese Gleichung (Williams, 1975; Foster, 1982) wird die Feststofflieferung infolge Flächenerosion direkt am Auslauf eines Teileinzugsgebiets pro Niederschlagsereignis berechnet:

$$YSB = 9.05\ (V \cdot q_p)^{0.56} \cdot K \cdot LS \cdot C \cdot P \quad (2)$$

YSB = Feststofflieferung pro Niederschlagsereignis [t]
V = Abflußvolumen [m^3]
q_p = Scheitelabfluß [m^3/s]
K = Bodenerodierbarkeitsfaktor [(t/ha)/((kgm/m^2)x(mm/h))]
LS = Topographiefaktor [-]
C = Bedeckungs- und Bearbeitungsfaktor [-]
P = Erosionsschutzfaktor [-]

Die Faktoren K und C wurden aus Tabellen (Schwertmann, 1981; Wischmeier und Smith, 1978) bestimmt. Der LS-Faktor wurde als Funktion der Hangneigung und der Hanglänge berechnet (Wischmeier und Smith, 1978). Für den P-Faktor wurde der Wert 1.0 angesetzt, der ausdrückt, daß keine Erosionsschutzmaßnahmen getroffen worden sind.



Anlage 1:
Karte der Abflußwege zum Vorflutersystem

NIEDERSCHLAG-ABFLUSS-MODELL

Zur Berechnung des Abflußvolumens V wird das Modell von Lutz (1982) verwendet, das den abflußwirksamen Niederschlag mit Hilfe von gebiets- und ereignisabhängigen Kenngrößen vorhersagt:

$$Q = (N-Av)co + \frac{co}{a}\left[e^{-a(N-Av)} - 1\right] \qquad (3)$$

Q = abflußwirksamer Niederschlag [mm]
N = Niederschlagshöhe [mm]
Av = Anfangsverlust [mm]
co = maximaler Endabflußbeiwert nach sehr langem Regen
a = Proportionalitätsfaktor [1/mm]

$$a = P_1 \cdot e^{-2.0/WZ} \cdot e^{-2.0/QB} \qquad (4)$$

P_1 = gebietsspezifischer Parameter
WZ = Wochenzahl, die die Jahreszeit bezeichnet
QB = Basisabfluß, der die Vorbodenfeuchte bezeichnet [ltr/sec/km^2].

Der Scheitelabfluß q_p wird durch folgende empirische Formel des "Soil Conservation Service" (SCS, USA) berechnet (Huggins und Burney, 1982):

$$q_p = 0.278 \frac{FQ}{T_A} \qquad (5)$$

F = Teileinzugsgebietsfläche [km^2]
Q = abflußwirksamer Niederschlag [mm]
T_A = Anstiegszeit [h] (Zeit vom Abflußanfang bis zum Scheitelabfluß in einer Abflußganglinie)
q_p = Scheitelabfluß [m^3/s]

ABSETZVERFAHREN VON CAMP

Die abgelagerte Sedimentmenge von der in den Hauptvorfluter eines Teileinzugsgebiets einfließenden Sedimentmenge wird anhand des Absetzverfahrens von Camp (1945), das für rechteckige Absetzbecken entwickelt wurde, näherungsweise berechnet. Das Sedimentabsetzen wird von Camp als Diffusionsvorgang betrachtet, indem die Diffusion in der Längsrichtung vernachlässigt wird und angenommen wird, daß der Diffusionskoeffizient konstant über die Wassertiefe und die Fließgeschwindigkeit konstant über den gesamten Fließquerschnitt ist (Gl.7). Dieselben Annahmen werden auch für den Hauptvorfluter je-

des Teileinzugsgebietes getroffen.
Der Wirkungsgrad eines Absetzbeckens wird nach Camp durch folgende Beziehung angegeben:

$$\frac{c}{c_o} = f\left(\frac{wt}{h}, \frac{w}{u_*}\right) \tag{6}$$

c_o = Sedimentkonzentration am Einlauf
c = Sedimentkonzentration am Auslauf
w = Sinkgeschwindigkeit des einzelnen Partikels in ruhigem Wasser
t = mittlere Aufenthaltszeit
h = mittlere Wassertiefe
u_* = Schubspannungsgeschwindigkeit an der Sohle.

Die letzte Beziehung ist die allgemeine Form der Lösung folgender vereinfachter Diffusionsgleichung, durch die Camp den Absetzvorgang in Rechteckbecken beschrieben hat:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \epsilon \frac{\partial^2 c}{\partial y^2} + w \frac{\partial c}{\partial y} \quad , \tag{7}$$

wobei ϵ der Diffusionskoeffizient und y die Wassertiefe ist. Die analytische Lösung der exakten Gleichung von Camp (Gl.7) ist zu aufwendig für die Anwendung, weshalb eine Näherungsformel zur Berechnung des Verhältnisses c/c_o verwendet wird (Plate et al., 1980). Die abgelagerte Sedimentmenge DEP wird durch folgende Gleichung erhalten:

$$DEP = \left(1 - \frac{c}{c_o}\right) FLI \tag{8}$$

FLI = Sedimentzufluß
$1-\frac{c}{c_o}$ = Absetzgrad (trap efficiency).

FORMEL VON SMART UND JAEGGI

Die abgetragene Sedimentmenge am Flußbett des Hauptvorfluters eines Teileinzugsgebietes wird anhand der Formel von Smart und Jaeggi (1983) abgeschätzt.
Smart und Jaeggi haben die Formel von Meyer-Peter und Müller (1948) für Geschiebetransport aufgrund von Laborversuchen verbessert, um größere Sohlgefälle bis 20% einzubeziehen.
Am Beispiel "Forggensee" sind die mittleren Sohlgefälle der Hauptvorfluter auch sehr groß, weshalb an diese Formel gedacht wurde. Für gleichförmige Korngrößenverteilung lautet sie:

$$Q_s = \frac{4{\cdot}2q\, J^{0.6}(J-J_o)}{p-1} \quad , \tag{9}$$

wobei $J_o = \frac{(p-1)D}{20h}$ (10)

Q_s = volumetrische Sedimenttransportkapazität [m^3/s]
q = Abfluß [m^3/s]
J = Wasserspiegelgefälle
J_o = Energieliniengefälle für Nullsedimenttransport
p = Verhältnis der Sediment- zu der Wasserdichte
D = mittl. Korndurchmesser des Sohlmaterials [m]
h = Fließtiefe [m]

Die abgetragene Sedimentmenge DEG [t] am Flußbett des Hauptvorfluters pro Tag wird durch folgende Beziehung angegeben:

$$DEG = Q_s \cdot \gamma_s \cdot 86400 \quad , \tag{11}$$

wobei γ_s [t/m^3] das spezifische Gewicht des Sohlmaterials ist.

ERGEBNISSE

Die Reihenfolge der durchgeführten Berechnungen wird im Flußdiagramm (Abb. 2) des Gesamtmodelles veranschaulicht.
Die Verwendung dieses Modelles setzt die Festlegung eines "Transportplanes" voraus, der aufzeigen soll, von welchem nach welchem Teileinzugsgebiet das Sediment transportiert wird.
Die sich durch das vorgestellte Modell ergebenden Summenwerte der Tagesfeststofflieferung infolge Flächen- und Gerinneerosion eines bestimmten Jahres am Auslauf des Einzugsgebietes werden addiert und mit den Meßwerten der Summe "Jahresschwebstoff- und Jahresgeschiebefracht" verglichen. Die Jahresgeschiebefracht wird auf 20% der Jahresschwebstofffracht für das konkrete Beispiel des Einzugsgebietes von "Forggensee" geschätzt (Schröder und Theune, 1984). Das Verhältnis der Rechenwerte der Feststofflieferung infolge Flächen- und Gerinneerosion zu den Meßwerten der Summe "Schwebstoff- und Geschiebefracht" am Auslauf des Einzugsgebietes auf Jahresbasis wird in der Tabelle 1 gezeigt.

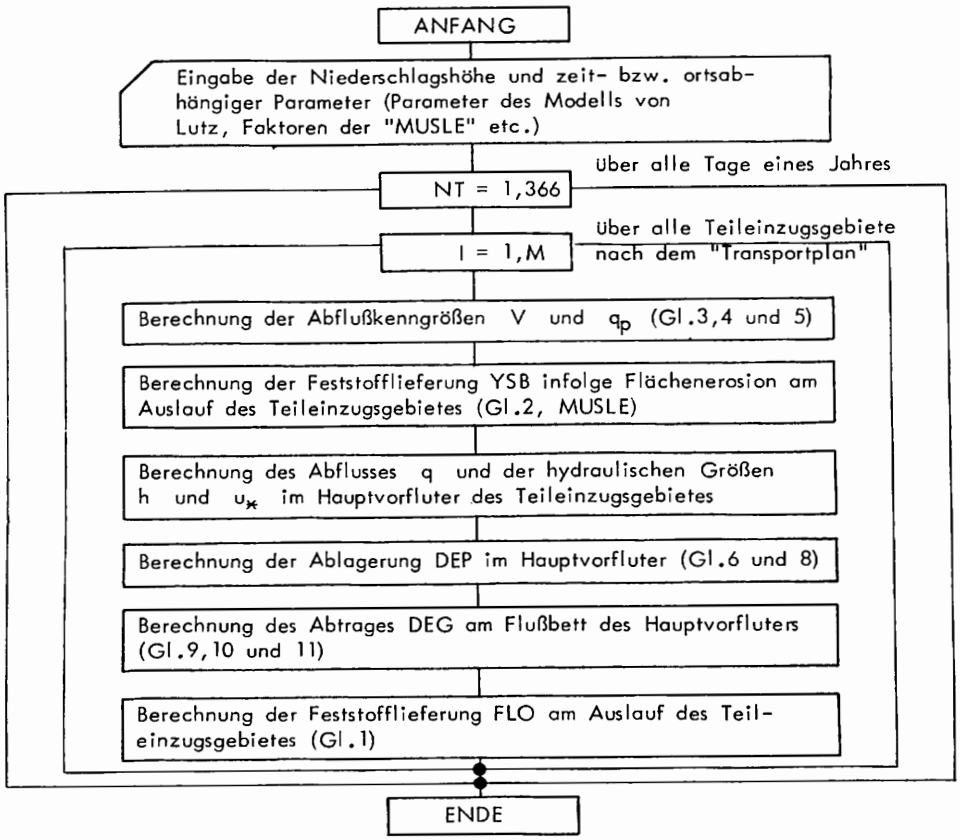


Abb. 2. Flußdiagramm des Gesamtmodelles

SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die Ergebnisse sind relativ befriedigend in Anbetracht der großen Einzugsgebietsfläche und der Tatsache, daß die Berechnungen auf Tageswertbasis durchgeführt worden sind.
Außer den oben erwähnten Faktoren (empirische Abschätzung des Geschiebeanteiles am Meßwert der Sedimentfracht am Auslauf des Einzugsgebietes; Berechnung der Gerinneerosion ausschließlich des Hauptvorfluters jedes Teileinzugsgebietes; grobe Annäherung des Absetzverhaltens in den Flußabschnitten durch das Verfahren von Camp) tragen auch folgende Faktoren zur Ungenauigkeit der Rechen- im Verhältnis zu den Meßergebnissen bei:

TABELLE 1 Verhältnis Rechen- zu Meßwerten

Jahr	Meßwerte [t]	Rechenwerte / Meßwerte	Jahr	Meßwerte [t]	Rechenwerte / Meßwerte
1966	585600	1.48	1972	79050	0.76
1967	351600	1.99	1973	408400	0.45
1968	374400	1.21	1974	324000	1.80
1969	246000	0.42	1975	745600	0.85
1970	1165000	1.11	1976	315800	0.36
1971	326100	0.33	1977	312000	0.69

- In der Natur laufen die Gerinneablagerung bzw. -abtrag parallel zueinander und nicht zeitlich separat, wie bei der Verwendung des obigen Modelles vorausgesetzt wird.
- Die Feststofflieferung infolge Flächenerosion YSB wird direkt am Auslauf jedes Teileinzugsgebietes berechnet. Aber das Sediment, das durch die Flächenerosion erzeugt wird, wird zuerst in den Vorfluter eingetragen und dann durch den Vorfluter bis zum Auslauf jedes Teileinzugsgebietes transportiert. Folglich ist die Sedimentmenge, die im Vorfluter transportiert wird, kleiner als die effektive nach diesem Modell.

ABSTRACT

A mathematical simulation model is presented in this paper to predict sediment yield at the outlet of a large watershed by means of the daily rainfall amount and the geomorphologic features of the watershed (geologic, topographic, vegetative). The model was applied to the watershed of the "Forggensee" reservoir (Bavaria, FRG). The largest part of the watershed is in Austria and the main stream is the "Lech" river, tributary of the Danube river.

For more detailed calculations of the sediment yield the watershed was divided into subwatersheds. The fundamental concept of the model is the application of a simplified form of the sediment continuity equation to the main stream of each subwatershed.
This model includes the "MUSLE" (Modified Universal Soil Loss Equation) of Williams (1975), the settling method of Camp (1945) and the formula of Smart und Jaeggi (1983).
The computed annual values of sediment yield due to upland and channel erosion by the model were compared with the measured values of the sum "annual bed load and annual suspended load" at the outlet of the entire watershed.

Резюме

Цель этого доклада - предложить математическую симулирующую модель, с помощью которой представляется возможным предварительно вычислить расход наносов общего крупного водосбора на основе суточных данных высоты слоя атмосферных осадков и геоморфологических характеристик водосбора (геология или почвоведение, топография, растительность).

Модель была опробована на примере водосборного бассейна Баварского водохранилища "Форгензе"(площадью $\simeq$ 1500 км^2), подавляющая часть которого находится в Австрии. Главным водоприемником является река Лех, приток Дуная.

Для точного вычисления твердового расхода водосбор был подразделен на водосборные участки. Концепция модели состоит в применении упрощенной формы уравнения разрывности по определению осадконакопления на главный водоприемник каждого водосборного участка. Элементами модели являются "MUSLE" (модифицированное универсальное уравнение потери почвы) Уильямса (1975), метод осаждения по Кампу (1945) и формула Смарта и Егги (1983).

Настоящим примером удалось сравнивать расчетные данные твердого расхода, возникающего в результате плосткостной эрозии и руслового размыва с измерительными данными суммы годового стока взвешенных и донных наносов общего водосбора.

LITERATURVERZEICHNIS

Camp, T.R. (1945). Sedimentation and the design of settling tanks. Transactions Amer. Soc. Civ. Eng., 2285, 111, 895-958.

Foster, G.R. (1982). Modeling the erosion process. Chapt. 8 in "Hydrologic modeling of small watersheds" edited by C.T. Haan, H.P. Johnson and D.L. Brakensiek, Amer. Soc. Agric. Eng. Monograph No. 5, 297-380.

Huggins, L.F. and Burney, J.R. (1982). Surface runoff, storage and routing. Chapt. 5 in "Hydrologic modeling of small watersheds", edited by C.T. Haan, H.P. Johnson and D.L. Brakensiek, Amer. Soc. Agric. Eng. Monograph No. 5, 209-214.

Lutz, W. (1982). Berechnung des abflußwirksamen Niederschlages mit gebiets- und ereignisabhängigen Kenngrößen. In "Regionalisierung von Hochwasserabflüssen, Systemfunktionen (Einheitsganglinien) und abflußwirksamen Niederschlägen". Internationales Hydrologisches Programm, Karlsruhe, BRD, 117-141.

Meyer-Peter, E. and Müller, R. (1948). Formulas for bedload transport. Proceed. 2nd Congress IAHR, Stockholm, 39-64.

Plate, E.J., Ihringer, J. und Treiber, B. (1980). Verfahren zur Berechnung der Speicherverlandung. Gutachten am Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Universität Karlsruhe, BRD.

Schröder, W. und Theune, C. (1984). Feststoffabtrag und Stauraumverlandung in Mitteleuropa. Wasserwirtschaft, 74, 7/8, 374-379.

Schwertmann, U. (1981). Die Vorausschätzung des Bodenabtrages durch Wasser in Bayern. Institut für Bodenkunde, TU München, Weihenstephan, BRD.

Smart, G.M. und Jaeggi, M.N.R. (1983). Sedimenttransport in steilen Gerinnen. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, 64, ETH Zürich, Schweiz.

Williams, J.R. (1975). Sediment routing for agricultural watersheds. Water Resources Bulletin, 11, 5, 965-974.

Williams, J.R. (1978). A sediment yield routing model. In "Verification of mathematical and physical models in hydraulic engineering". Proceed. 26th Annual Hydr. Div. Spec. Conf., Amer. Soc. Civ. Eng., New York, 662-670.

Wischmeier, W.H. and Smith, D.D. (1978). Predicting rainfall erosion losses. A guide to conservation planning. US Depart. of Agric., Agriculture Handbook No. 537.

VORHERSAGE VON FLUSSBETTÄNDERUNGEN IN DER ÖSTERREICHISCHEN DONAUSTRECKE

W. Kresser

Technische Universität Wien
Karlsplatz 13, A-1040 Wien

ZUSAMMENFASSUNG

In der österreichischen Donaustrecke entstand in den letzten drei Jahrzehnten eine praktisch geschlossene Kraftwerkskette von Passau bis oberhalb von Wien. Dadurch wurden in diesem Flußabschnitt stabile Wasserstandsverhältnisse geschaffen. Allerdings führte der damit unterbundene Geschiebetransport zu einer verstärkten Eintiefungstendenz in der Donau unterhalb von Wien, für die eine Prognose zu erstellen war.

Zunächst werden die Stabilitätsverhältnisse der gesamten österreichischen Donaustrecke vor dem Kraftwerksbau dargestellt. Es folgt dann eine genaue Analyse der Bettveränderungen unterhalb von Wien nach unterschiedlichen Methoden. Die Untersuchungen zeigen deutlich die in den letzten Jahren verstärkte Eintiefungstendenz und ermöglichen eine Vorhersage innerhalb eines bestimmten Vertrauensintervalls.

EINLEITUNG

Den morphologischen Vorgängen in den Flüssen und Strömen kam von jeher große, ja lebenswichtige Bedeutung zu, von den frühen Kulturen in den historischen Flußtälern bis in die Neuzeit mit ihren technischen Möglichkeiten einer nachhaltigen Beeinflussung des Gewässerregimes. Es war somit verständlich, daß dem Phänomen der Flußbetténderung und dem damit zusammenhängenden Feststofftransport nicht nur die Ingenieure, sondern auch die Naturwissenschaftler ein besonderes Augenmerk widmeten. So beschäftigte sich bereits LEONARDO DA VINCI eingehend damit und eilte mit seinen Betrachtungen seiner Zeit um Jahrhunderte voraus. Nach ihm nahmen sich GALILEI, NEWTON u.a.m., vor allem aber die großen Hydrauliker und Wasserbauingenieure des 19. Jahrhunderts der Frage an, bis das Problem zu Beginn des 20. Jahrhunderts eine neue Aktualität erhielt. Besonders in den Gebirgsländern fanden die morphologischen Erscheinungen eine eingehende empirische und theoretische Behandlung, angefangen von den ersten Geschiebemessungen und Flußbettaufnahmen bis zu den richtungsweisenden Untersuchungen von MEYER-PETER. Die Postulierung des Zusammenhanges zwischen Geschiebetransport und den maßgebenden Parametern des Längs- und Querprofils eines Gewässers bedeutete zweifellos einen frühen Höhepunkt der morphologischen Forschung. Damit war endlich eine exakte, später noch erweiterte und verbesserte Unterlage für die Regulierung geschiebeführender Gewässer geschaffen.

In den letzten Jahrzehnten hat die Frage der Flußbettgestaltung eine neuerliche Aktualität erhalten, und zwar durch den fortschreitenden Ausbau der Wasserkräfte und die damit zusammenhängenden Erscheinungen, wie Stauraumverlandung, Strombetteintiefungen unterhalb der Anlagen usw. Die Bestimmung der Ausmaße der Sohländerungen als Ergebnis eines komplexen Zusammenspieles vieler Einflußgrö-

ßen unterschiedlichster Eigendynamik wurde damit zu einem zentralen flußbaulichen Problem. Sind die Zusammenhänge einigermaßen bekannt, so läßt sich abschätzen, ob eine Stromsohle sich infolge Auflandungen anhebt und dadurch eine erhöhte Überschwemmungsgefahr besteht bzw. eine Versumpfung des Umlandes zu gewärtigen ist - oder ob sich die Sohle eintieft, was die Ufer und Schutzbauten gefährdet und zu einer Versteppung der flußnahen Aulandschaft führen kann.

Mit zunehmender Besiedlungsdichte wurden die anthropogenen Einflüsse auf das Gewässerregime immer größer, und die Vorhersage der Auflandungs- und Eintiefungstendenzen in einem Fluß erlangt heute sogar gesellschaftspolitische Bedeutung, wenn man an die Bestrebungen mancher Kreise denkt, jeden weiteren Ausbau der Wasserkräfte zu verhindern. An der Donau ist der fortschreitende, mit der Nutzung der Wasserkraft verbundene Ausbau jedoch in einem größeren Zusammenhang, vor allem im Hinblick auf die Schiffahrt zu sehen. Insbesondere in der österreichischen Stromstrecke unterhalb von Wien trat ein grundlegender Konflikt zwischen den Interessen der Kraftnutzung und Schiffahrt und jener Bewegung ein, die im Hinblick auf die Errichtung eines Nationalparks Donau-March jede Stauhaltung zwischen Wien und Bratislava verhindern möchte.

DIE SOHLEINTIEFUNG DER DONAU

Bei diesem Interessenwiderstreit stand ein Faktum im Vordergrund, das an der Donau unterhalb von Wien früher oder später zu Stabilisierungsmaßnahmen zwingt, nämlich die fortschreitende Eintiefung der Stromsohle. Im Tullnerfeld, unmittelbar oberhalb von Wien, betrug die Betteintiefung in den letzten fünfzig Jahren mehr als einen Meter und kam erst nach der Errichtung der Donaukraftwerke Altenwörth und Greifenstein zum Stillstand. Stromabwärts der österreichischen Hauptstadt fehlt aber jede Stabilisierung, und die Eintiefung der Donausohle schreitet fort, wie allein eine einfache Trenduntersuchung der Nieder- und Mittelwasserganglinien über die letzten Jahrzehnte zeigt. Gleichlaufend und zum Teil dadurch bedingt weisen auch die Grundwasserstände im Umlandbereich der Donau unterhalb von Wien seit langem eine fallende Tendenz auf. Um den zuständigen Behörden eine Entscheidung über die weiteren Maßnahmen an der Donau zu ermöglichen, war daher durch eine hydrologische Studie das Ausmaß der jährlichen Stromeintiefung im Wiener Becken zu bestimmen und eine Prognose über die zukünftige Eintiefungstendenz zu erstellen. Über diese Untersuchungen und deren Ergebnisse wird im nachfolgenden berichtet.

An der Donau als einem der ältesten Siedlungsräume Europas lassen sich Stromkorrektionen bis in die Römerzeit nachweisen, wobei die Auswirkungen aber örtlich beschränkt blieben. Erst die umfassenden Regulierungsarbeiten des 19. Jahrhunderts veränderten grundlegend das Strombild und zwangen dem Fluß ein neues Regime auf. Aus dem ursprünglichen, sein Bett ständig ändernden Naturstrom mit seinen Stromspaltungen, Seitenarmen und Inseln, mit vielen Untiefen und Mäandern war durch den Eingriff des Menschen dann ein einigermaßen berechenbarer Strom und gleichzeitig eine Großschiffahrtsstraße geworden, die allerdings noch zahlreiche Schwachstellen aufwies. Bis Mitte unseres Jahrhunderts konzentrierte sich das Bestreben der Wasserbauingenieure darauf, den durch die menschlichen Eingriffe veränderten Naturstrom in seinem Zustand möglichst zu stabilisieren.

Den stärksten Eingriff durch die Regulierungen des 19. Jahrhunderts erfuhr die Donau, zumindest in ihrem oberen Lauf, in der Stromstrecke zwischen der Wiener und der Hainburger Pforte. Hier betritt der Fluß das große Senkungsfeld innerhalb des Alpen-Karpaten-Bogens, das im Jungtertiär entstand und in dem die wechselnden Meere große Mengen Ton, Sand und Schotter in einer Mächtigkeit bis zu 5000 m ablagerten. Noch in der Eiszeit sind im Wiener Becken nicht unbeträchtliche Senkungsvorgänge zu verzeichnen, die zur Bildung von Schotterwannen im Bereich des damaligen Stromes führten. Unter diesen Verhältnissen blieben alle frühen Bemühungen, dem Fluß ein festes Bett zu geben, ohne nachhaltigen Erfolg, und selbst die Reichshauptstadt Wien war fast ungeschützt den stets wiederkehrenden Überschwemmungen ausgesetzt. Auch hier brachte erst die in den Jahren 1870-75 ausgeführte große Donauregulierung bei Wien eine grundlegende Wende. Die Regulierung bestand in der Anlage eines neuen, einheitlichen, schwach gekrümmten Mittelwasserbettes von 284 m Breite, an das sich bei Wien ein fast 700 m breites Überschwemmungsgebiet anschloß. In den folgenden Jahrzehnten führte die Donauregulierungskommission auch unterhalb von Wien die

Stromregulierung fort und erstellte vor allem ein durchgehendes Hochwasserschutzsystem bis zur Mündung der March.

Wie eine umfassende Studie des Österreichischen Hydrographischen Zentralbüros in Wien nachweist, sind in den sechs Jahrzehnten 1893-52 nach dem Abschluß der hauptsächlichsten Regulierungsarbeiten die in Fig.1 dargestellten Änderungen der niederen Beharrungswasserstände in der österreichischen Donaustrecke aufgetreten. Diese Beharrungswasserstände sind auf einen bestimmten Durchfluß bezogen und geben ein anschauliches Bild von den bis zum Beginn des Kraftwerksausbaues eingetretenen Strombettänderungen.

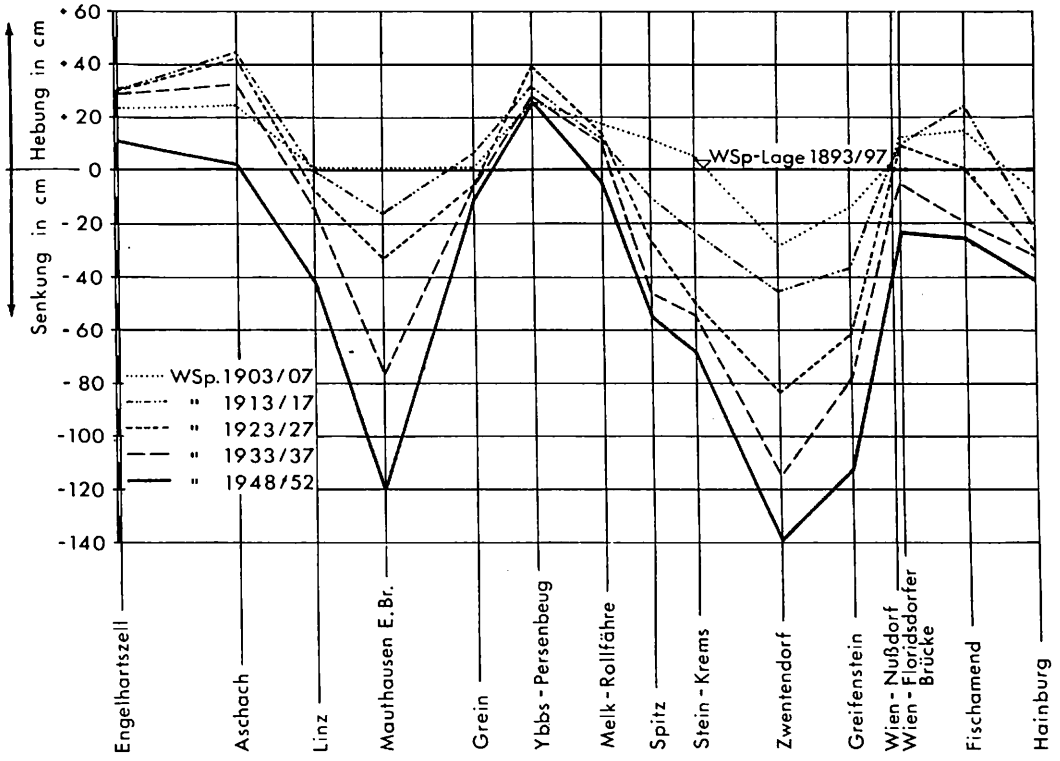


Fig. 1 Stabilitätsverhältnisse in der österreichischen Donaustrecke 1893-1952
(Änderung der Niederwasserstände)

In der Darstellung tritt der Wechsel zwischen ausgesprochenen Auflandungs- und Eintiefungsstrecken auf dem über 300 km langen Stromabschnitt zwischen Engelhartszell und Hainburg zumindest bis Ende der Dreißigerjahre deutlich hervor. Entsprechend den Knotenpunkten bei einer Schwingung lassen sich stabile Profile bzw. Teilstrecken feststellen, durch die eine gewisse Aufteilung des Stromes erfolgt. Die Frage nach den dabei maßgebenden Einflüssen ließe sich nur durch sehr eingehende Untersuchungen beantworten, denn die das Flußbett formenden Parameter sind ziemlich zahlreich, von komplexer Natur und schwer erfaßbar. Dabei müßte man vor allem die bettbildenden und abflußwirksamen Kräfte kennenlernen, müßte man Einblick gewinnen in das Zusammenwirken von Strömung, Feststofftransport, Gefälle und Rauhigkeit des Strombettes, was im nachhinein auch

mit den modernen Hilfsmitteln nicht mehr möglich erscheint.

Besonders ins Auge springen in Fig.1 die starken Eintiefungen in der Beckenlandschaft unterhalb von Linz und im Tullner Feld. In den Jahresmitteln 1948/52 zeichnet sich bereits eine verstärkte Eintiefungstendenz in den Erosionsabschnitten und ein beginnender Abtrag in den früheren Auflandungsstrecken ab, was auf die in den Vierzigerjahren erfolgten Kraftwerksbauten am Inn und die damit unterbundene Geschiebezufuhr aus diesem das Regime der Oberen Donau wesentlich prägenden Gebirgsfluß zurückzuführen ist.

Mit der Inbetriebnahme der Kraftstufe Jochenstein unterhalb von Passau Anfang des Jahres 1957 begann der fortlaufende Ausbau der österreichischen Donau zur Kraftwasserstraße. Damit erfolgte eine Stabilisierung der Stromsohle in den Ausbaustrecken, aber gleichzeitig auch ein Geschieberückhalt und eine Verstärkung der Erosionstätigkeit jeweils unterhalb der letzten Stufe. Im Frühjahr 1985 wurde durch die Anlage Greifenstein oberhalb von Wien die Kraftwerkskette vorläufig abgeschlossen, und es war zu untersuchen, welche Flußbettänderungen im Wiener Becken dadurch zu erwarten sind.

Eine widerspruchsfreie Bestimmung von Sohländerungsvorgängen ist nur an Hand langjähriger Aufzeichnungen möglich. Erfreulicherweise liegen von der Donau in Österreich weit über hundert Jahre zurückreichende Beobachtungen der Wasserstände vor, die eine gute Unterlage für Trenduntersuchungen darstellen. Ab der Jahrhundertwende kamen dann vereinzelt und bald nach dem Zweiten Weltkrieg bereits systematische Abflußmessungen und Stromgrundaufnahmen hinzu, welche die Anwendung einer weiten Palette von Untersuchungsmethoden und schließlich verläßliche Aussagen ermöglichen.

Für die Durchführung der Untersuchungen mit dem Ziel einer Vorhersage der zu erwartenden Strombettänderungen im Wiener Becken standen in Anbetracht des reichhaltigen und umfangreichen Unterlagenmaterials somit eine Reihe von Methoden zur Verfügung. Einen ersten Überblick über die Tendenz der Flußbettänderungen gab eine Zeitreihenanlyse der Wasserstände. Obwohl darin auch der Charakter der Abflußjahre zum Ausdruck kommt, zeigen sowohl die Niederwasser-als auch die Mittelwasserstände in den letzten Jahrzehnten einen deutlichen Trend zur Absenkung (Fig.2 und 3). Wie sich an Hand der nachstehend angeführten genaueren Verfahren ergab, ist vor allem der Verlauf der gemittelten Niederwasserstände ein repräsentatives Maß für die Strombettänderungen.

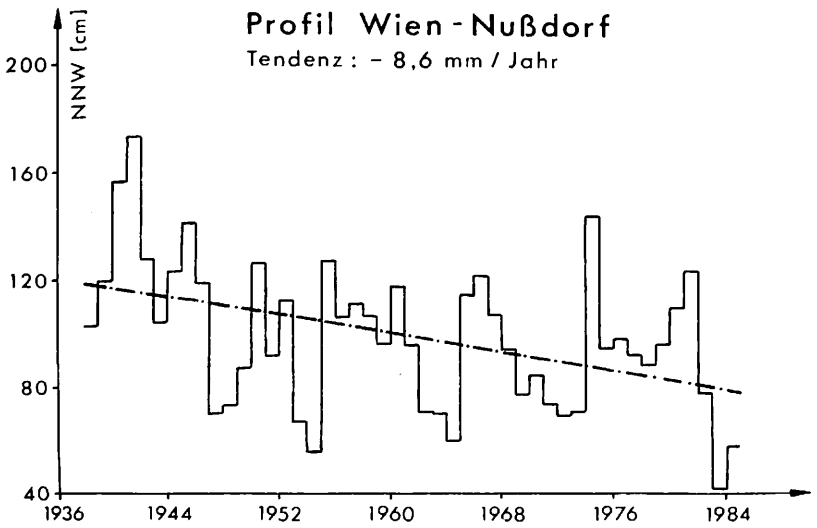


Fig. 2 Zeitreihe der Jahres-Niederwasserstände der Donau 1938-84 mit linearem Ausgleich

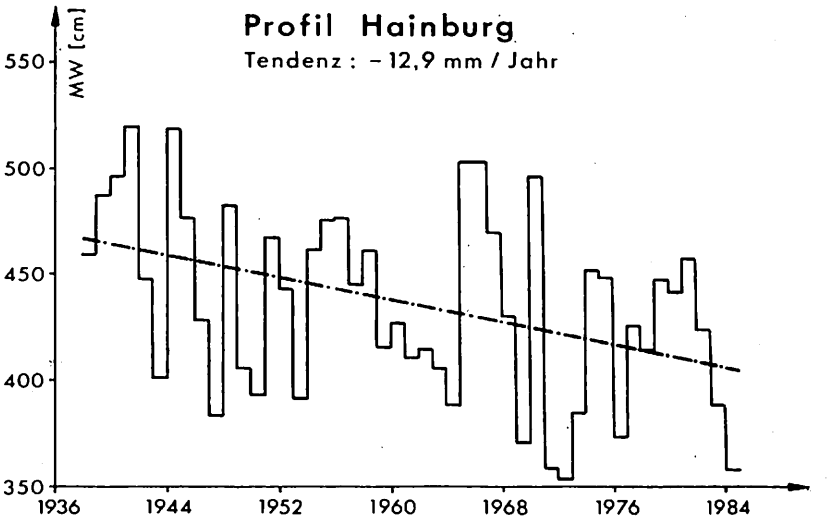


Fig. 3 Zeitreihe der Jahres-Mittelwasserstände der Donau 1938-84 mit linearem Ausgleich

Das erste der angewandten exakteren Untersuchungsverfahren beruhte auf dem Vergleich der nach den Richtlinien der Internationalen Donaukommission festgelegten kennzeichnenden Wasserstände für die einzelnen Zeitabschnitte von 1940-1984. Besonders geeignet dafür sind verständlicherweise die einem ungefähren Durchfluß von 1000 m^3/s entsprechenden Regulierungswasserstände, die in allen Stromprofilen im langjährigen Durchschnitt eine absinkende Tendenz von 1-2 cm/Jahr aufweisen.

Besonders aufwendig waren die Stabilitätsuntersuchungen des Flußabschnittes mit Hilfe der zur Verfügung stehenden Stromgrundaufnahmen aus den vergangenen vier Jahrzehnten. Abgesehen von den selbst in benachbarten Profilen sehr unterschiedlichen Flußbettänderungen, waren auch die Differenzen in zeitlicher Hinsicht sehr beträchtlich. Dementsprechend zeigen die für die einzelnen Jahre übereinander aufgetragenen Stromsohlen ein außerordentlich unruhiges Bild, woran sich der wildbachartige Charakter der Donau, aber auch deren Anfälligkeit gegenüber Verwerfungen des Flußbettes ausdrückt (Fig.4). Aus den Vermessungen der Stromsohle läßt sich für alle Donauprofile zwischen Wien und Hainburg eine deutliche Eintiefungstendenz im Ausmaß von 1-2 cm/Jahr im Durchschnitt der letzten 2-3 Jahrzehnte nachweisen.

Beim schließlich gewählten Leitverfahren zur genauen Feststellung der Strombettänderungen dienten die zahlreichen Durchflußmessungen samt den zugehörigen Abflußkurven als Unterlage und verläßliche Beweisstücke. Dieses Verfahren gestattet daneben auch, für jeden gewählten Durchfluß die Auswirkungen der Sohländerung auf die relevanten Wasserstände anzugeben und damit die für viele Fragen entscheidende Summenwirkung zu erfassen. Das Zusammenspiel der einzelnen die Profil- und Wasserstandsverhältnisse bestimmenden Faktoren ist nämlich komplex, sodaß es für manche Fragen erstrebenswert erscheint, die Untersuchungen nicht auf einen bestimmten Parameter, sondern auf die meßbare Änderung der Wasserstände für die maßgebenden Abflüsse abzustellen.

Aus dem Verlauf der an Hand der Durchflußmessungen aufgestellten Schlüsselkurven tritt außerordentlich deutlich das Charakteristikum der einzelnen Stromquerschnitte und ebenso die donauabwärts zunehmende Tendenz zur Sohleintiefung zutage. Besonders klar findet in den Abflußerhebungen die große Unruhe mancher Profile ihren Ausdruck. So zeigen die Durchflußmessungen für den Bereich von Bratislava ein derart unruhiges Bild, daß in den letzten Jahren die Festlegung

einer verläßlichen Schlüsselkurve kaum mehr möglich ist. Wohl aber bezeigen die Erhebungen überaus deutlich eine starke und in den letzten Jahren zugenommene Eintiefungstendenz in der Donaustrecke unterhalb von Hainburg.

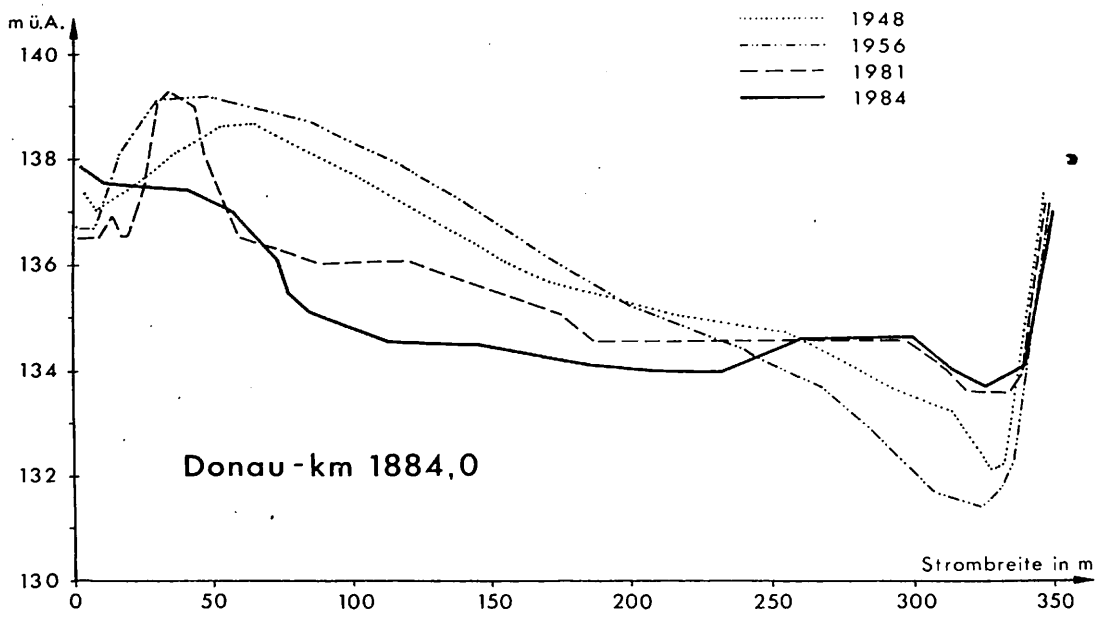


Fig. 4 Stromgrundaufnahmen der Donau in km 1884.0 im Bereich Hainburg

Sämtliche Untersuchungsmethoden erbrachten dieselben Ergebnisse mit relativ geringen, innerhalb des natürlichen Streuungsbandes liegenden Abweichungen. Damit fanden die an Hand des Leitverfahrens gefundenen, in Fig.5 dargestellten und auf den Niederwasserdurchfluß von 1000 m^3/s bezogenen Strombettänderungen eine widerspruchsfreie Bestätigung. Aus der Darstellung erkennt man sowohl das Ausmaß der Sohleintiefungen in der Stromstrecke unterhalb von Wien als auch den Trend zur weiteren Erosion der Flußsohle.

Aus den umfangreichen Untersuchungen ergeben sich folgende Feststellungen und Vorhersagen für die Flußbettänderungen in der österreichischen Donaustrecke unterhalb von Wien. Gesamthaft gesehen sind drei in Bezug auf die Morphologie maßgebende Zeitabschnitte zu unterscheiden, und zwar die lange Zeitspanne von der Stromregulierung Ende des 19. Jahrhunderts bis zum beginnenden Kraftwerkbau Anfang der Fünfzigerjahre, die drei Jahrzehnte danach bis zur Vollendung des Kraftwerkes Altenwörth im Jahre 1981 und schließlich die letzten Jahre der unterbundenen Geschiebezufuhr aus der Donau oberhalb von Wien.

Bis zur Mitte unseres Jahrhunderts befand sich der gesamte österreichische Donauabschnitt in einem Zustand der langsam fortschreitenden Erosion, wie aus Fig.1 klar hervortritt. Nach dem Beginn des Stufenausbaues trat oberhalb der jeweiligen Kraftstufe eine Stabilisierung der Sohle, unterhalb davon jedoch eine verstärkte Eintiefungstendenz auf. Während solcherart die morphologische Entwicklung in der Donaustrecke bis oberhalb von Wien mit der Inbetriebnahme des Kraftwerkes Greifenstein 1984 einen Abschluß fand, bedeutete dieser Zeitpunkt für den Stromabschnitt des Wiener Beckens eine entscheidende Zäsur. Bereits durch das Kraftwerk Altenwörth wurde die Geschiebezufuhr aus dem Tullner Feld wesentlich vermindert, was mit einer verstärkten Eintiefungstendenz der

Donau ab der Wiener Pforte verbunden war. Aus Fig.5 ist die zunehmende Erosion des Flußbettes in den letzten Jahren deutlich zu erkennen. So hat der langjährige Eintiefungstrend der Donau im Wiener Becken von rd. 1cm/Jahr in den letzten Jahren eine Vergrößerung bis zu 2 cm/Jahr bei Hainburg erfahren. Wie die Untersuchungen zeigen, wird sich diese Eintiefungstendenz nach Inbetriebnahme der Kraftstufe Greifenstein und der damit verursachten vollkommenen Unterbindung jeder Geschiebezufuhr aus dem Tullner Feld noch verstärken und dürfte in den nächsten Jahren auf 3 cm/Jahr ansteigen.

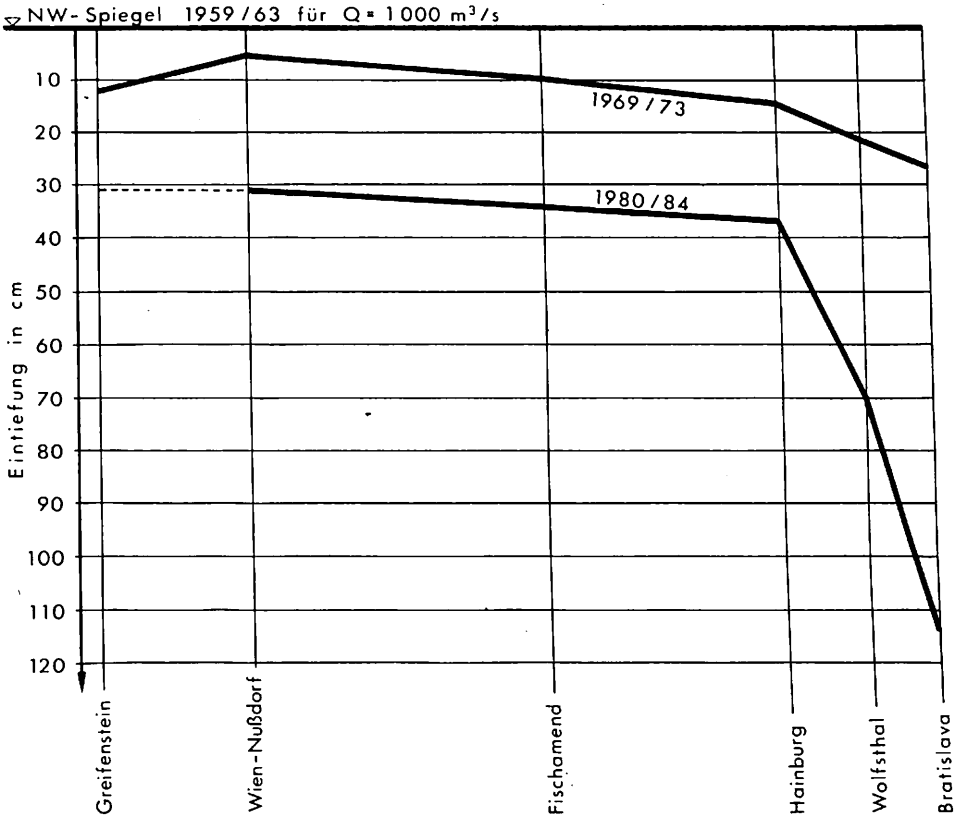


Fig. 5 Eintiefungstendenz 1959/63-1980/84 in der Donaustrecke Greifenstein-Bratislava bezogen auf den Niederwasserdurchfluß 1000 m³/s

Unterhalb von Hainburg hat die Eintiefung in den letzten Jahren ein bedrohliches Ausmaß angenommen, wie aus Fig.5 hervorgeht. Hier ist lediglich eine qualitative Vorhersage möglich, da es sich um eine rückschreitende Erosion handelt, die wohl erst nach dem Abschluß der Arbeiten im Bereich von Bratislava und nach Fertigstellung des Kraftwerkes Gabčikovo zum Stillstand kommen dürfte. Bis dahin muß in der österreichisch-tschechoslowakischen Grenzstrecke der Donau weiterhin mit einer Eintiefung der Stromsohle von rd. 10 cm/Jahr gerechnet werden.

SUMMARY

In the Austrian stretch of the Danube a complete series of river power stations has been built during the past 30 years. By this means stable river stage conditions were produced. However, by cutting off sediment transport an intensified trend to channel deepening downstream of Vienna has been observed. The further trend was be to predicted.

In this paper, firstly, the river bed situation in the entire reach of the Danube in Austria prior to the buildung of the river power stations is presented. Secondly, an analysis of river bed changes downstream of Vienna using different methods is given. The results of these studies clearly indicate an increased trend of channel deepening. Based of these results a prediction of future trends is possible within certain confidence limits.

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ИЗМЕНЕНИЙ РУСЛА РЕКИ НА АВСТРИЙСКОМ УЧАСТКЕ ДУНАЯ

За последние три десятилетия на австрийском участке Дуная был создан практически завершенный каскад гидроэлектростанций от г. Пассау до точки, расположенной на Дунае несколько выше Вены. Этим на этом участке реки были созданы стабильные условия уровня воды. Правда, связанное с этим прекращение стока наносов привело к усиленной тенденции к эрозии дна Дуная на участке ниже Вены, для которой требовалось выработать прогноз.

Сначала дается изложение условий стабильности всего австрийского участка Дуная перед строительством гидроэлектростанций. После этого следует проводимый различными методами точный анализ изменений русла на участке ниже Вены. Эти исследования отчетливо показывают усилившуюся за последние годы тенденцию к эрозии и позволяют делать прогноз в пределах определенного доверительного интервала.

PROGNOSE MORPHOLOGISCHER VERÄNDERUNGEN IN FLUSS-STAUHALTUNGEN MIT HILFE HYDRAULISCH-PHYSIKALISCHER MODELLE AM BEISPIEL OBERER INN/STAURAUM OVELLA

F. Schöberl, A. Vigl

Institut für konstruktiven Wasserbau und Tunnelbau
Universität Innsbruck, Österreich

ZUSAMMENFASSUNG

Eine zutreffende Beschreibung der Verlandungscharakteristik und des Verlandungsfortschritts von Flußstauhaltungen ist sowohl bei der Projektierung der Anlagen als auch für den Betrieb von großer Bedeutung.
Die Detailerfassung von Feststofftransportphänomenen bereitet bei der rein numerischen Berechnung zum Teil noch Schwierigkeiten, da sich vor allem Entmischungsvorgänge im Zusammenwirken mit räumlichen Strömungseffekten einer quantifizierenden Charakterisierung weitgehend entziehen.
Zur Darstellung des Stauwurzelbereichs geschiebeführender Gewässerläufe sind wasserbauliche Modellversuche daher eine geeignete Alternative. An Hand einer Modellstudie für eine Staustufe am Oberen Inn wird der Sohlausbildungsprozeß beim Durchgang von Hochwasserwellen analysiert und die schwankende Akkumulationstendenz aufgezeigt.

STICHWORTE

Stauraumverlandung; hydraulisch-physikalische Modelle; Deltaformation; Hochwasserwelleneinfluß;

EINFÜHRUNG

Mit der Errichtung von Flußstauräumen wird sehr nachhaltig in den Sohlgestaltungsprozeß eines Flusses eingegriffen. Die Anpassung der Flußsohle an die neuen Randbedingungen geht dabei unter der fortschreitenden Ausbildung einer Auflandungsfront vor sich. Damit wird der Eintrag des Geschiebes in die Tiefe des Stauraums ermöglicht. In welcher Art der Sedimentationsprozeß verläuft, hängt sehr wesentlich von der Zusammensetzung der zugeführten Feststoffe und den hydro- morphologischen Bedingungen der Fließstrecke ab. Im Gegensatz zum relativ abrupt erfolgenden Geschiebeausfall unterliegt die Masse der schwebend herangeführten Feinpartikel erst allmählich der Aussedimentation infolge der durch den Staueinfluß abnehmenden Strömungsturbulenz.
Flußstauhaltungen in den Oberläufen der großen Alpenflüsse - so auch das im weiteren vorgestellte Beispiel am Oberen Inn - haben vordringlich mit dem Problem des Geschiebeeintrages zu kämpfen, während bei den in den Unterläufen der Hauptflüsse angeordneten, zum Teil geschlossenen Stauketten praktisch ausschließlich Schwebstoffverlagerungen die dominierende Rolle spielen.

Die Kenntnis des Verlandungsausmaßes und -fortschrittes ist für den Betrieb von Staulagen in Hinblick auf Wasserspiegelhebungen und die daraus resultierenden unangenehmen Folgeerscheinungen von ausschlaggebender Bedeutung.

KALKULATIONSMETHODEN UND SIMULATIONSMODELLE

Das für die Verlandungen unmittelbar verantwortliche Feststoffdargebot kann nur mit überaus aufwendigen Meßmethoden erhoben werden, sodaß meist nur vereinzelte Angaben zur Verfügung stehen. Vom Inn sind in dieser Hinsicht Meßergebnisse von Mühlhofer (1933) bei Kirchbichl (Einzugsgebiet 9313 km^2) und am Oberen Inn von Rudolf (1956) bei Prutz (Einzugsgebiet 2464 km^2) sowie Magerbach (Einzugsgebiet 5119 km^2) bekannt. Bei genügender Meßdatenqualität haben sich zur Weiterbearbeitung dieser Grundinformationen statistische Methoden als wertvolle Hilfsmittel erwiesen (z.B. Remi-Berzencovich, 1960; Schöberl, 1984). Unmittelbare Anhaltspunkte über die Größe des Feststoffeintrags und die daraus resultierenden Verlandungstendenzen werden aus den ständigen Stauraumüberwachungen selbst gewonnen. Auch von den bereits ausgebauten Staustufen am Inn liegen längerfristige systematische Erhebungen vor (Lauffer- Rudolf, 1970, Hack, 1985). Aus dem an vielen Stauräumen erhobenen Datenmaterial konnten einige empirische Schätzmethoden abgeleitet werden (Partl, 1976 und Ahammer, 1979). Für den unteren Inn sind auch theoretische Nachrechnungen über Grenzzustände der Feststoffverfrachtung bekannt (Mundt, 1951).
Schon frühzeitig (Schoklitsch, 1926) stand das Bemühen im Vordergrund, Verlandungsprozesse rein mathematisch nachzuvollziehen. Auch die heute verwendeten, weiter entwickelten Rechenmodelle stützen sich fast ausschließlich auf Stromfadenkonzepten ab und liefern unter Einbeziehung unterschiedlicher Geschiebetransportformeln querschnittsgemittelte Veränderungen der Sohle. Neuere Ansätze beinhalten Verfeinerungen in der Erfassung von Sohlstrukturen und Abpflasterungseffekten (Thomas, 1979; Chen, 1979; Chollet und Cunge, 1980; Graf, 1983). Die Beschreibung des Sedimentationsverhaltens suspendierter Partikel erfolgt über die kombinierte Anwendung von Diffusionsgleichungen und turbulenter Fließgesetze (Plate et.al, 1981; Westrich, 1981). Die Verarbeitungsmöglichkeit beliebig langer hydrologischer Reihen eröffnet bei Rechenmodellen die Chance, Endverlandungszustände abzuschätzen. Probleme erwachsen hingegen bei der Detailbeschreibung von Sohlentmischungen im Zusammenwirken mit räumlich- zeitlich variierenden Strömungsvorgängen.
Auch mittels physikalischer Modelle wurde die Ausbildung der Deltaformationen bisher eingehend analysiert (z.B.Sugio, 1972). Wasserbauliche Modellversuche konnten sich bei einer Vielzahl ähnlich gelagerter Problemstellungen im großen Umfange bewähren. Zu nennen sind hier Studien über die Verlandungscharakteristik von Absetzräumen in ungestauten und gestauten Flußstrecken (Markwalder und Chervet, 1981; Mertens, 1981; Schumacher, 1983). Mehrfach wurden Modellversuche auch für die Analyse des Verlandungsfortschritts und der Spülbedingungen von Stauräumen erfolgreich eingesetzt (z.B. Volkart, 1981).

Als Ausgangsobjekt für die vorliegende Untersuchung dienten die speziellen hydraulischen natur-räumlichen Randbedingungen des Stauraums Ovella am Oberen Inn. Die ursprüngliche Zielsetzung der Modellversuche war auf die Beurteilung von Auswirkungen geplanter Kraftwerksanlagen ausgerichtet. Die Untersuchungsergebnisse gehen über den ursprünglichen Versuchsrahmen hinaus und betreffen Fragen des Verlandungsfortschrittes und der Akkumulationstendenz speziell beim Ablauf von Hochwasserwellen. Die Größenordnung der ablaufenden Prozesse kann allerdings nur vor dem Hintergrund der örtlich-konkreten Randbedingungen dieses Stauraums beurteilt werden.

GEOGRAPHISCH - HYDROLOGISCHE SITUATION

Die untersuchte Flußstauhaltung liegt direkt an der Grenzstrecke Schweiz - Österreich, wo der Inn ein natürliches Einzugsgebiet von 1945 km^2 besitzt. Das Abflußregime ist infolge des systematischen Kraftwerksausbaus auf

Schweizer Seite stark verändert und durch eine jahreszeitliche Umlagerung der Jahreswasserfracht sowie stärkere Schwankungen im tägliche Abflußbild charakterisiert.
Die Abflußstatistik weist folgende Spendenwerte in $l/s.km^2$ aus:

Mq	29,7
Hq1	154
Hq10	237
Hq100	308

Beim Verlassen des Schweizer Gebietes muß sich der Inn durch eine ca. 9 km lange Schluchtstrecke in das ca 60 m tiefergelegene und durch Gletscherschliff breit ausgeräumte Inntal auf Österreichischer Seite zwängen.
Zur Erhöhung des energiewirtschaftlichen Nutzens dieser natürlichen Gefällsstufe soll der Inn im Schluchtbereich um ca 16 m angehoben und ein bis zur Schweizer Grenze zurückreichender, 3 km langer Stauraum geschaffen werden. Im Bereich dieses Staues weist der Inn ein mittleres Sohlgefälle von 0,52 % auf. Sein Bett ist auf einen ca 30 - 50 m breiten Flußschlauch konzentriert und durch einen ziemlich gestreckten Lauf gekennzeichnet. Auf Schweizer Zulaufseite tritt eine natürliche Fixierung der Sohle bei Crap Forra (ca 250 m oberhalb der Staatsgrenze) markant in Erscheinung.
Schon frühzeitig wurde mit der Projektierung des Stauraumes auf die geänderte Wasserspiegelausbildung im Rückstaubereich geachtet und im Modell entsprechende Gegenmaßnahmen untersucht.
Die Komplexität der hier zusammentreffenden Einflüsse ließ eine Beantwortung der Problemstellung nur an Hand eines hydraulischen Modellversuchs möglich erscheinen. Das vorhandene Modell bot auch für die ergänzenden Akkumulationsversuche eine ideale Grundlage.

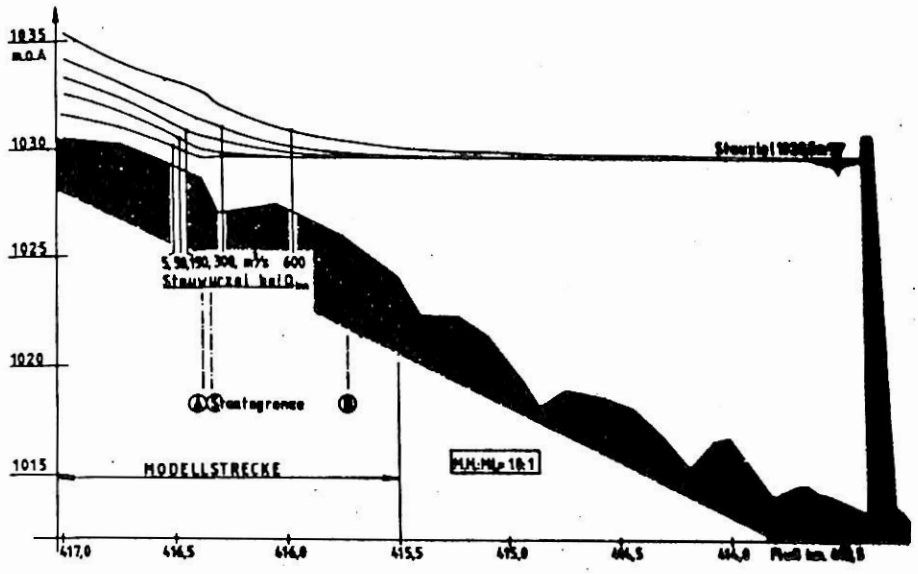


Abb.1 Längenprofil des untersuchten Stauraumes mit Modellstrecke

HYDRAULISCH-PHYSIKALISCHES MODELL

Das Modellgerinne im Maßstab 1:50 errichtet, erfaßt insgesamt eine Fließstrecke von ca. 1,5 km, wovon 500 Laufmeter auf einen vom Stau nicht berührten Zulaufteil und 1000 m auf den unmittelbaren Stauwurzelbereich entfallen. Aus Platzgründen konnte daher vom gesamten Stauraum nur der maßgeblichste Ausschnitt dargestellt werden. Die Wasserspiegelkoten am Modellausgang mußten aus hydraulischen Staukurvenberechnungen übernommen werden.
Ganz entscheidend für den Simulationsvorgang ist neben der Kenntnis des Sohlaufbaus die Zusammensetzung des laufenden Geschiebes und aller damit in Relation stehenden Transportcharakteristiken. Die Eichung des Modells stützte sich auf bekannte Wasserspiegelkoten und Querprofilaufnahmen aus dem unbeeinflußten Zustand ab. Geschiebeproben für das Laufmaterial wurden aus oberhalb liegenden Flachstrecken entnommen und ein maßgebender Korndurchmesser vom 4- 6,5 cm als repräsentativ abgeleitet. Das relativ grobe Material erlaubte gerade noch eine unverzerrte Übertragung im vorgewählten Maßstabsverhältnis.
Das natürliche Geschiebedargebot ist durch Wasserausleitungen und großumfängliche Schotterentnahmen drastisch reduziert. Eine nennenswerte Geschiebezufuhr erfolgt nur bei Hochwasserdurchgängen. Ein oberer Richtwert der Transportrate wird durch die Sohlschleppkräfte der relativ flachen Zulaufstrecke oberhalb Crap Forra erhalten. Die Materialbeschickung im Modell wurde auf diese Randbedingungen ausgerichtet und nach rechnerischen Vorerhebungen auf jene Materialmenge empirisch abgestimmt, die in diesem Abschnitt ohne Auflandung abgetriftet werden konnte.

VERSUCHSERGEBNISSE

Das Versuchsprogramm umfaßte variierende Hochwasserabläufe mit unterschiedlichen Ausgangsbedingungen. In der ersten Versuchsserie wurde der Verlandungsvorgang bei einem stationären Durchfluß in der Größe des 1-jährlichen Hochwassers ($Q = 300\ m^3/s$) dargestellt.
Abb.3 veranschaulicht das Fortschreiten der Materialfront im 24 Stunden-Rhythmus. Auffallend ist das rasche Vordringen einer schmalen Verlandungszunge innerhalb des ersten Tages. Bei einer mittleren Dicke von 0,2 - 0,3 m wird das Material bis zu 540 m in den Stauraum verschleppt.
Nach einer Abflußperiode von insgesamt 9 Tagen reduziert sich die Vorschubgeschwindigkeit infolge des sukzessiven Anwachsens der Verlandungsschicht von anfangs 22 m/h bis auf 5 % des Ausgangswertes. Damit ist ein Zustand erreicht, bei dem der bis zu 2 m mächtige Ablagerungskörper nahezu 900 m in den Stauraum hineinragt. Die abgesetzte Menge entspricht größenordnungsmäßig dem Umfang der zweifachen Jahresgeschiebefracht. Die Sohlaufhöhung vollzieht sich jedoch nicht nur in Fließrichtung, sondern setzt sich auch ca 200 m flußaufwärts fort, womit der Rückstaueinfluß ebenfalls um dieses Maß zurückreicht und der Wasserspiegel im Bereich der ursprünglichen Staugrenze um 0,9 m angehoben wird.
Die leicht gewellte Oberfläche des Verlandungsprofils widerspiegelt Variationen in der Bettbreite. Deutlich ist auch das Vorauseilen der Front in Flußmitte bemerkbar.
Im Bereich der Auflandungszone ermäßigte sich das ursprüngliche Sohlgefälle um mehr als 60% von 2,95 ‰ auf 1,2 ‰. Dieses Ergebnis steht im Einklang mit Beobachtungen von Borland (1971), der unter verschiedensten Verlandungsbedingungen im Mittel eine Halbierung des Ausgangsgefälles feststellen konnte.
Ein völlig anderes Bild bietet sich beim Durchgang von Hochwasserwellen. Die zwei untersuchten Hochwasserganglinien (Abb. 2) entsprechen etwa einem 10- bzw. 100-jährlichen Ereignis. In beiden Fällen waren äquivalente Umbildungsprozeße zu beobachten, die naturgemäß bei Welle 2 infolge ihrer höheren Abflußspitze verstärt in Erscheinung traten. Von diesem Versuch sind die entsprechenden Verlandungsprofile als Funktion der Zeit in Abb.4 angeführt.
Der Verlandungsprozeß verläuft in den einzelnen Stauraumzonen teilweise mit konträrem Vorzeichen. Die durch Spülungen vergleichmäßigte, gleichzeitig auf

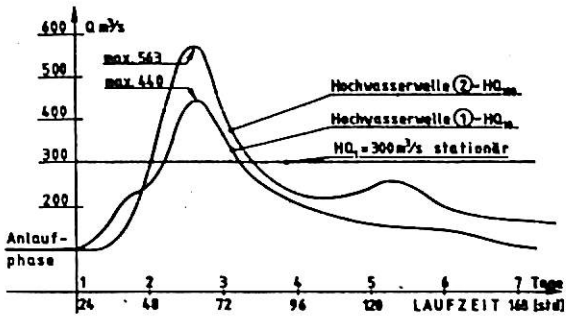


Abb.2 Abflußganglinien der Versuchsläufe

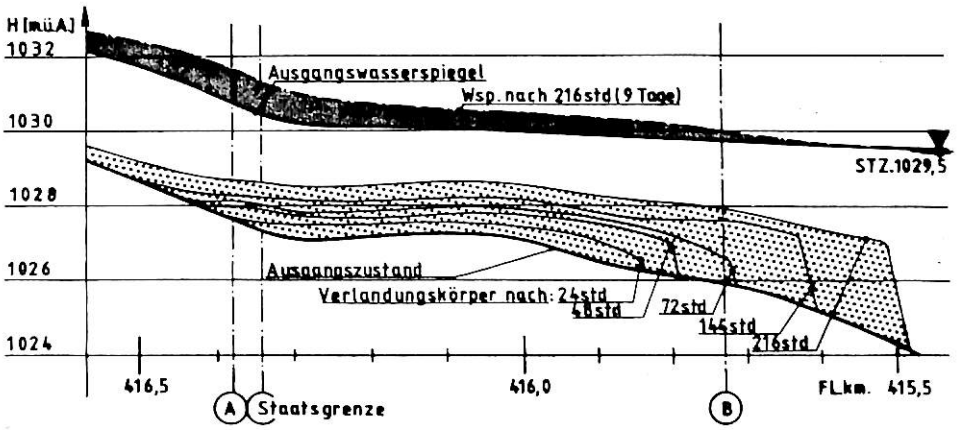


Abb.3 Längenschnitt des Verlandungsverlaufes bei konstanter Wasserführung Q = 300 m³/s (HQ_1)

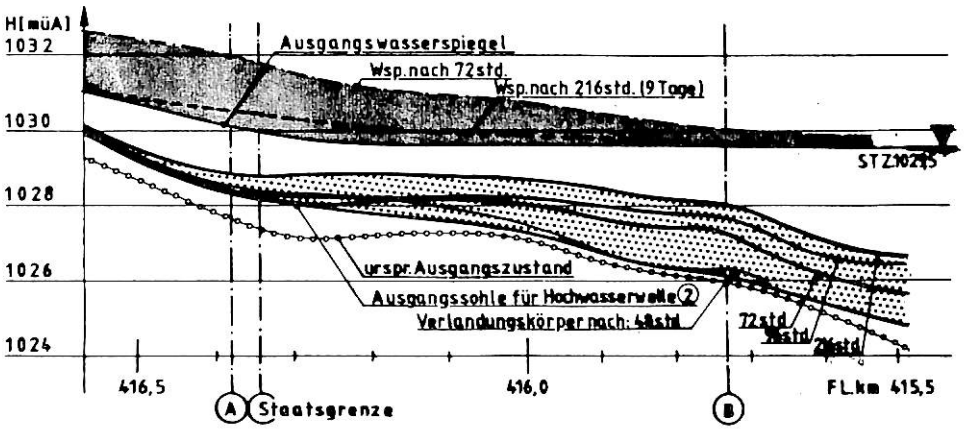


Abb.4 Längenschnitt des Verlandungsverlaufes bei Hochwasserwelle 2 (HQ_{100})

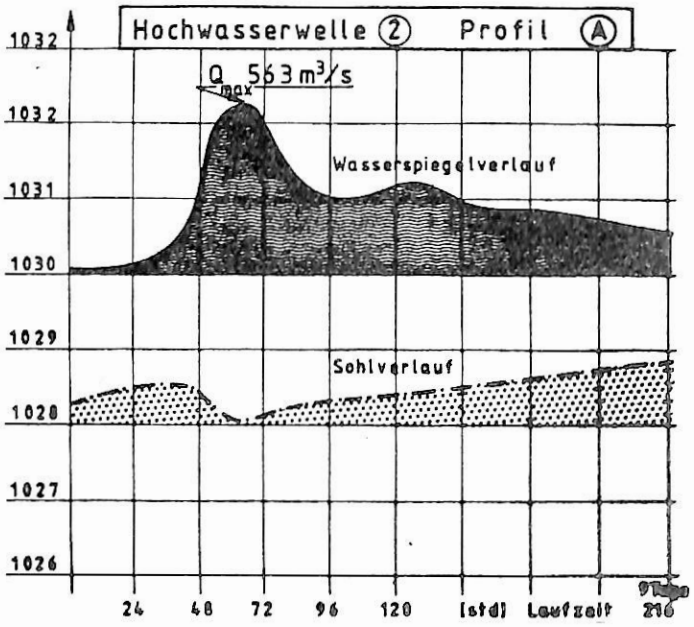


Abb.5 Wasserspiegel- und Sohlganglinie beim Durchgang der Hochwasserwelle 2 (HQ_{100}) im Profil A

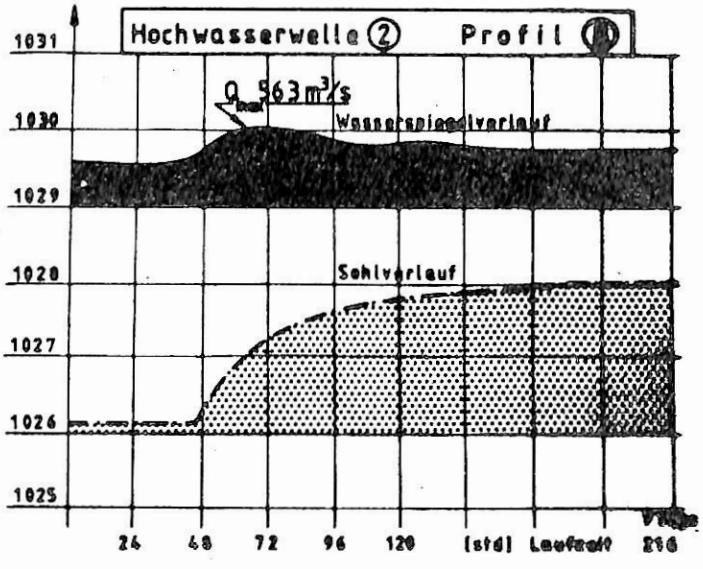


Abb.6 Wasserspiegel- und Sohlganglinie beim Durchgang der Hochwasserwelle 2 (HQ_{100}) im Profil B

3,6 ‰ versteilte Ausgangssohle verzeichnet anfangs, während des Anlaufens der Hochwasserwelle, nur schwache Aufhöhungen. Die steigende Wasserführung verdrängt die Stauwurzel aber flußabwärts und löst gleichzeitig einen Erosionsvorgang aus, der bereits akkumuliertes Material in tiefere Stauzonen verlagert. Dieser Prozeß verstärkt sich noch beim Durchgang des Hochwasserscheitels. Erst beim Abklingen des Hochwassers werden die Vertiefungen wieder aufgefüllt. Nur in jenen Bereichen in denen der Staueinfluß während des gesamten Hochwasserdurchgangs erhalten bleibt, ist ein stetiger Verlandungszuwachs zu verzeichnen.
Besonders deutlich lassen sich die Vorgänge am Ganglinienbild von Wasserführung und mittlerer Sohle für charakteristische Profile in den teilweise von Erosion bzw. ausschließlich von Anlandung betroffenen Streckenabschnitten verfolgen (Abb.5 und Abb.6)
Die im ersten Drittel des Stauraumes (Modellbereich) abgelagerte Menge entspricht jener auch im ersten Versuchslaufs bei HQ1 beobachteten. Wesentliche Unterschiede bestehen jedoch in der Form der Anlandung und in der über die Modellstrecke hinaus vordringende Materialumlagerung.
Die Erosionsvorgänge in der Stauwechselzone führen auch dazu, daß am Ende des Hochwasserdurchganges - trotz des erheblichen Masseneintrags - nur eine relativ geringfügige Wasserspiegelerhöhung zu verzeichnen ist.

SCHLUSSBEMERKUNGEN

Zur Quantifizierung von Anlandungkörpern können wasserbauliche Modelle eine wertvolle Grundlage bilden. In der vorliegenden Verlandungsstudie wurden die unterschiedlichen Einflüsse von konstanten und instationären Abflußverhältnissen auf den Verlandungsvorgang und die Wasserspiegelausbildung behandelt. Restriktionen bei derartigen Versuchen erwachsen aus der Maßstabswahl, welche vom Platzanspruch und der Geschiebematerialgröße bestimmt wird. Auch der hohe zeitliche Versuchaufwand erlaubt nicht eine umfassende Verarbeitung geschlossener hydrologischer Informationen. Diese Modelle können nur als Ausschnittsmodelle gemeinsam mit mathematisch-hydraulischen Berechnungen betrieben werden und müssen für langfristige hydrologische Untersuchungen sowie bei Dominanz des Schwebstoffeintrags durch numerische Verfahren erweitert werden.

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ МОРФОЛОГИЧЕСКИХ ИЗМЕНЕНИЙ В РЕЧНЫХ ПОДПЕРТЫХ БЬЕФАХ С ПОМОЩЬЮ ФИЗИКО-ГИДРАВЛИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ НА ПРИМЕРЕ РЕКИ ВЕРХНИЙ ИНН, ГИДРОУЗЕЛ ОВЕЛЛА - ПРУТЦ

Правильное описание характеристики заиления и развития процесса заиления в речных подпертых бьефах имеет большое значение как для проектировки сооружений, так и после их ввода в эксплуатацию.

Деталлированный учет явлений транспортировки твердых веществ отчасти наталкивается еще на большие трудности при чисто численных расчетах, так как в первую очередь процессы расслаивания, взаймодействующие с пространственными воздействиями потоков, в очень малой степени поддаются количественной характеристике.

Поэтому гидротехнические модельные испытания являются пригодной альтернативой для изображения зоны пяты подпора русел рек, несущих донные наносы. На примере экспериментального исследования на модели для гидроузла "Овелла-Прутц на реке Верхний Инн" проводится анализ процесса формирования дна и при проходе паводочных волн и показываются колебания тенденции к аккумулированию.

ABSTRACT

The knowledge of the characteristics and the development of the sedimentation process is of great relevance to the design and operation of river basins. For numerical models still difficulties exist in describing some sediment transport phenomena, especially due to sediment sorting and spatial flow effects.
In backwater reaches of coarse sediment laden rivers physical models can prove as qualified alternatives. Concerning a case study for the Inn river, bed forming processes and varying aggradation tendencies during different flood waves are analyzed.

LITERATUR

AHAMMER, H. (1979). Versuch einer Erfassung des zeitlichen Ablaufes der Verlandung von Stauhaltungen (Beispiel Inn). Wasserwirtschaft 69, H.7/8, 243-248.
BORLAND, W.M. (1971). Reservoir Sedimentation. River Mechanics, Water Resources Publication, Fort Collins, USA.
CHEN, Y. (1979). Water and Sediment Routing in Rivers. Modeling of Rivers, (edited by H.W.Shen), J.Wiley&Sons, New York.
CHOLLET, J.P., CUNGE, J.A. (1980). Simulation of Unsteady Flow in Alluvial Streams, Appl. Math. Modeling, Vol 4.
GRAF, W.H. (1981). Storage Loss. Mitt. Nr.53 der VAW-ETH Zürich, 28-40.
GRAF, W.H. (1983). The Hydraulics of Reservoir Sedimentation. Water Power& Dam Construction, April, 45-52
HACK, H.P.(1985). Die Verlandungen der Stauhaltungen des Inn am Beispiel der Innstufen Ering-Frauenstein und Egglfing-Obernberg. Schriftenreihe "Die Talsperren Österreichs", Heft 28, 44-51.
KRESSER, W. (1964). Gedanken zur Geschiebe und Schwebstofführung der Gewässer. ÖWW, Heft 1/2, 6-11.
LAUFFER, H., RUDOLF, K. (1970). Überwachung von Stauraumspülungen mittels gleichzeitiger Wasserspiegelbeobachtungen. Schriftenreihe "Die Talsperren Österreichs", Heft 18, 142-149.
MARKWALDER R., CHERVET A. (1981). Die Bewirtschaftung des Emmekiesfanges beim Kraftwerk Flumenthal - Vergleich mit den seinerzeitigen Modellversuchen. Mitt Nr.53 der VAW-ETH Zürich, 223-232.
MERTENS, W. (1981). Strömungsverhältnisse in Flußsandfängen. DVWK 2. Fortbildungslehrgang für technische Hydraulik, Sedimenttransport in offenen Gerinnen, Neubiberg.
MÖLLER, H. (1982). Sedimentationsvorgänge in Flußstauseen. Wasser und Boden, 1 27-31.
MUNDT, G. (1951). Die Untersuchung des Einflußes der Geschiebe- und Schwebstofführung auf die Sohlen- und Wasserspiegellage in Stauseen, abgeleitet aus Messungen und Beobachtungen an der Innstufe Ering. Mitt. Nr. 51 Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft TU Berlin.
MÜHLHOFER, L. (1933). Untersuchung über die Schwebstoff- und Geschiebeführung des Inns nächst Kirchbichl, ÖWW, Heft 1-6.
PARTL, R. (1976). Zahlenmäßige Analysen der Saturaumverlandung. ICOLD Kongress Q10-R53, Heft 21, 26-38.
PLATE, E.J., IHRINGER, J.,TREIBER, B. (1981): Ein Simulationsmodell für die Berechnung der Speicherverlandung, Mitt. Nr 53 der VAW-ETH Zürich.
RUDOLF, K. (1956). Die Geschiebe- und Schwebstofführung am Oberlauf des Inns an den Meßstellen Prutz und Magerbach. Mitteilungsblatt des Hydrographischen Dienstes in Österreich, Heft 15.
REMY-BERZENCOVICH, E.(1960). Analyse des Feststofftriebes fließender Gewässer. Schriftenreihe des Österr. Wasserwirtschaftsverbandes, Heft 41, Springerverlag Wien.
SUGIO, S. (1972). Laboratory Study of Degradation and Aggradation - A Discussion. Proceedings, ASCE, Vol. 98
SCHOKLITSCH A. (1926). Geschiebebewegung in Flüssen und an Stauwerken. Springer Verlag Wien
SCHÖBERL, F. (1984). Auftretenshäufigkeiten spezifischer Feststoffgrößen an österreichischen Flußläufen. XII Konferenz der Donauländer über hydrologische Vorhersagen.Bratislava, Kap. 4.6.1-4.6.15

CHUMACHER, W. (1983). Vorversuche zur Optimierung eines Geschiebeauffang-beckens im Stauwurzelbereich einer Staustufe. Diplomarbeit am Institut für konstruktiven Wasserbau und Tunnelbau an der Universität Innsbruck.

'HOMAS, W.A. (1979). Computer modeling of Rivers, HEC 1-6. in "Modeling of Rivers"(edited by H.W.Shen), J.Wiley&Sons, New York.

'ISCHER, D. (1981) .Verlandung von Stauseen. Schweizer Ing. und Architekt, Heft 47, 1081-1086.

/OLKART, P. (1981). Verlandung und Spülung des Ausgleichsbeckens Ferden - Vergleich Modell/Natur. Mitt Nr. 53 der VAW-ETH Zürich, 183-196.

/ESTRICH, B. (1981) . Verlandung von Flußstauhaltungen. Wasserwirtschaft, Heft 10, 277 -282.

FORECASTING OF MORPHOLOGICAL CHANGES ON DANUBE DUE TO SEDIMENT TRANSPORT

Dr. Radisav Pavlović & Svetlana Varga

"Jaroslav Černi" Institute for Water Resources Development, 11000 Belgrade, POB 530, Yugoslavia

ABSTRACT

The paper describes an one-dimensional and a two-dimensional models used for the prediction of bed deformation of the Danube river. Both models consist of two components, i.e. of the flow field model,and of the sediment transport and bed deformation model. The Chezy-Manning equation is used for hydraulic computations in the 1 D model. The 2 D model uses elliptic depth-averaged eqations, completed by the "k-ε " turbulence model. The sediment transport is calculated by using empirical formulas, and the bed deformation by solving the mass-balance equations for sediments. Both models were used for the prediction of the Danube bed deformation. The 1 D model was used for the 5-year prediction of sediment deposition in the reservoir of the "Iron Gate I" dam. The 2 D model was used for the prediction of the Danube bed deformation downstream of the "Iron Gate II" dam. In both cases, the results of computation were compared with the surveying data and fairly good agreement was achieved.

KEYWORDS

Mathematical model; one-dimensional model, two-dimensional model; elliptic model, k-ε turbulence model; river flow, open channel; flow field; bed deformation; sediment transport; erosion; deposition; prediction; surveying data; comparison.

Introduction

The beds of alluvial streams are subject to the continious changes, as a cosequence of the turbulent flow of water of the very complex conditions of the sediment transport, as well as of the interactions between these processes and the loose boundary of the river bed. Due to this, mathematical description of these processes is possible only with an appropriate schematization. The grade of schematization is different and depends on the phenomena considered. In the case of the water flow, for example, the exact Reynolds equations are at disposal, the solution of which is, however, still limited for turbulent flows, because of the unsufficient speed and storage capacity of the present-day computers. However, the 3 D Reynolds equations can be in many cases of the engineering practice simplified and reduced to the economical two-dimensional models.These models have been developed to the extent allowing very successful computation of the flow field details in the open channels and rivers (Pavlović, 1981).

Theoretical analysis and mathematical description of the sediment transport processes, however, is still far from the levels and methods developed for the flow field analysis. Mathematical models of the sediment transport still consist only of the empirical formulas and procedures (based on the laboratory measurements and, very rarely, on the field measurements).

The greatest schematization of the physical processes is introduced into the 1 D models. These models are based on the analysis of the longitudinal variation of the cross - sectional averages of the water flow and sediment transport characteristics . Until the more complex models have been developed or more precisely, until the powerful computers have been constructed, allowing the application of the complex models, the 1 D models represented the only tool for solving many problems from the engineering practice. There still exist many areas of their application, like in the analysis of the river training effects, reservoir sedimentation, river bed erosion downstream of

dams, etc.

First is the 1 D, rather standard model presented in this paper. The main attention is, however, focussed on the presentation of the two-dimensional model for forcasting the river bed deformation. Both models consist of two components, i.e. of the flow field model, and of the sediment transport and bed deformation model. The flow field model in the 1 D model is the Chezy-Manning equation, whereas the 2 D model uses the elliptic depth-averaged (Reynolds) equations, completed with the "k-ε" turbulence model. The sediment transport model is similar in both cases and consists of the empirical formulas. The mass-balance equation is also the same, but it has a two-dimensional form in the later model. The possibilities of the model presented are ilustrated by comparing the results of the prediction of the Danube bed deformation. The results of computation were compared with the surveying data.

One-Dimesional Model

The one-dimensional model presented herein, is intended for application to the quasy-steady conditions of the water flow and the sediment transport in natural watercourses. The model consists of two-components: of the flow field model and the sediment transport model which is completed by a mass-balance equation for sediments, the solution of which provides the changes of the river bed.

Flow field calculations. The quasy-steady flow field model is based on the simplified Saint-Venant equations. The original equations are intended for the calculation of the unsteady flows. The simplification consists in neglecting the unsteady character of the flow within the chosen time interval Δt, by putting $\partial Q/\partial t=0$, i.e. $Q=0$. This relation is the continuity equations. Neglecting the rate of change term in the dynamic equation provides the following relation:

$$\frac{dz}{dx} + \frac{1}{g}\frac{d(V^2)}{dx} = -\frac{V^2}{C^2 \cdot R} \qquad (1)$$

in which: V - average velocity (m/s), R - hydraulic radius (m), C - Chezy coefficient, x,z - longitudinal and vertical coordinates.

The solution of the continuity equation and of the equation (1) provides the backwater curve of the river. The problem is reduced to the calculation of the water level difference between any two cross-sections (i) and (i-1), lying at the distance Δx. For this, the following relation is used, which represents Eq. (1) written in the finite-difference form:

$$\Delta Z_i = \frac{\alpha}{2g}(1+\xi)\left(\frac{Q^2}{A_{i-1}^2} - \frac{Q^2}{A_i^2}\right) + \Delta x \cdot \left(\frac{1}{K^2}\right) \cdot Q^2 \qquad (2)$$

where is: Z_i - water level difference, α - coefficient, ξ - coefficient of losses due to sudden changes of the river geometry, Q - water discharge, A - cross-section area, Δx - distance between profiles (stretch lenght), K - conveyance parameter.

The computation of Z_i, using relation (2) is carried on in a step method, starting from the downstream end of the studied river reach. By using the water level at downstream section, and the calculated elevation difference ΔZ_i, the water level at the upstream section is obtained as: $Z_i = Z_{i-1} + \Delta Z_i$.

Computation of Sediment Transport. When calculating the sediment transport a distinction is usually made between two different modes of sediment movement, i.e. between the bed-load and the suspended load. A schematization of the conditions of the motion initiation as well as of the resulting river bed changes is also necessary. This schematization is shown in Fig. 1. This figure shows notations of the inflowing and outflowing amounts of the suspended load P and the bed-load G. The sediment amount which is deposited on, or eroded from the reach considered is:

- suspended load

$$\pm \Delta P_i = P_{i-1} - P_i^* \qquad (3)$$

- bed load

$$\pm \Delta G_i = (G_{i-1} + \Delta P_i) - G_i^* \qquad (4)$$

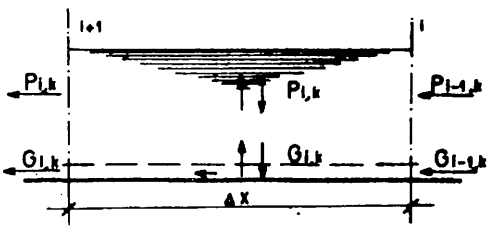


Fig. 1. Schematization of the sediment balance on a river reach

Depending of the relation between the inflowing amounts and the transport capacities of the reach, P^* of G^*, a deposition (sign "+") or erosion (sign "-") will take place on the reach. The formula of Rossinski and Kuzmin for calculating the suspended load is usually used in

Yugoslavian practice. It reads as follows (Miloradov and Varga, 1974):

$$P_i^{(m)} = \eta_m \frac{V_i^3}{R_i \cdot \omega} \cdot Q_i \qquad (5)$$

where: m= 1 or 2 - denotes limiting value of the transport capacity i.e., m=1 - limit of deposition, m=2 - limit of erosion. The coefficient represents a ratio between the river flow work which is used to keep sediment particles in suspension, and the total work of the river flow. According to the authors, η has the following two values: η_1=0.024 and η_2=0.001. In practical application of the formula (5), a calibration of η_1 and η_2 is first carried out, by using the results of the field measurements (Miloradov and Varga, 1974).

For the calculation of the bed load, several formulas are available from literature. Here the formula of Gončarov will be presented, which is intended for flows carrying fine sediments. This formula has been used in the case study illustrating the possibilities of the 1 D model. According to this formula, the transport capacity of a river reach is equal:

$$g_i = 5.3 (1 + \varphi_i) V_{cr,i} \cdot [(\frac{V_i}{V_{cr,i}})^3 - 1] \cdot [\frac{V_i}{V_{cr,i}} - 1] \qquad (6)$$

with

$$V_{cr} = \sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{1,75}} \cdot \sqrt{g \cdot d_m} \cdot (\log \frac{8.8 - H}{d_{90}}) \qquad (7)$$

where: g - transport capacity (kg/s/m), V - mean velocity (m/s), V_{cr} - critical velocity close to bed, responsible for initiation of the particle motion, d_m - particle diameter, H - mean depth, φ - correcting coefficient which is a function of d. According to the formula (5), the sediment will start moving along the river bed when $V/V_{cr} > 1$.

Calculation of River Bed Deformation . The relation for calculating the river bed deformation is based on the mass conservation law. In finite-difference form it reads as follows:

$$\frac{\pm \Delta P_i \pm \Delta G_i}{\Delta x_i \cdot \gamma_s} + \frac{B_i \cdot \Delta Z_i}{\Delta t} = 0 \qquad (8)$$

where: B - widht of the river bed, Z_b - change of the bed elevation due to deposition or erosion (average value in the cross-section or part of it), Δt - time interval for which the deformation is calculated. The change of the cross-section area (deformation) is equal:

$$\Delta A_i = B_i \cdot \Delta Z_i = \frac{+ \Delta P_i \pm \Delta G_i}{\Delta X_i \cdot \gamma_s} \cdot \Delta t \qquad (9)$$

and the change of the bed elevation:

$$\Delta Z_i = \frac{1}{B_i} \cdot \frac{+ \Delta P_i \pm \Delta G_i}{\Delta X_i \cdot \gamma_s} \cdot \Delta t \qquad (10)$$

Z_b is the average bottom elavation. With this value a correction of the cross-section geometry is perfomed for use in the next time step. The correction could be done by adding the same value Z_b to each point of the cross-section or, by adding values which are proportional to the local water depth in the cross-section.

Boundary conditions and Input Data . In order to perform the calculation, topographic, hydraulic, hydrologic and psamologic input data are necessary. The topographic data are based on the surveying maps and cross-sections. The main hydraulic parameter of the river is the water discharge. It is usually prescribed in the form of the inflow hydrograph. When longer periods are considered , due to the discharge variation, the real hydrograph is replaced by a series of constant discharges prevailing over the time interval Δt. In hydraulic computations the consumption curve at the downstream end of the river reach as well as the data on hydraulic roughness are needed. For the sediment transport calculation, the input psamographs of the bed load and suspended load, as well as the grain size distribution and sediment density must be known. The psamograph is obtained by using the relationship between the water discharge and the sediment discharge. The grain size of the bed load is given in (m), whereas the grain size of the suspended load, as the fall velocity ω(m/s). Finally, the sediment density is obtained by laboratory analysis of the samples taken in situ.

Two-Dimensional Model

The two-dimensional model consists also of two components. The flow field computation is performed by using Reynolds equations averaged over the flow depth. Sediment transport is calculated by using standard formulas and procedures, and the river bed deformation is calculated by solving the two-dimensional mass-balance equation for sediments. Both components are described in the folowing text.

Flow-Field Model. The flow-field model consists of the depth-averaged equations. The equations are elliptic in nature and capable of describing the flows with dead water zones. The model is used for calculating the horizontal distributions of the depth-averaged velocity components $\bar{U}$ and $\bar{V}$ and the local water depth, by solving the following mean flow equations (for notations see Fig. 1).:

Continuity equation:
$$\frac{\partial (h_s \bar{U})}{\partial x} + \frac{\partial (h_s \bar{V})}{\partial y} = 0 \qquad (11)$$

x-momentum equation:
$$\bar{U}\frac{\partial \bar{U}}{\partial x} + \bar{V}\frac{\partial \bar{U}}{\partial y} = -g\frac{\partial \Delta h}{\partial x} + \frac{1}{\rho h_s}\frac{\partial}{\partial x}(h_s \bar{\tau}_{xx}) + \frac{1}{\rho h_s}(h_s \bar{\tau}_{xy}) - \frac{\tau_{bx}}{\rho h_s} \qquad (12)$$

y-momentum equation:
$$\bar{U}\frac{\partial \bar{V}}{\partial x} + \bar{V}\frac{\partial \bar{V}}{\partial y} = -g\frac{\partial \Delta h}{\partial y} + \frac{1}{\rho h_s}\frac{\partial}{\partial x}(h_s \bar{\tau}_{xy}) + \frac{1}{\rho h_s}(h_s \bar{\tau}_{yy}) - \frac{\tau_{by}}{\rho h_s} \qquad (13)$$

Eq. (11) is the continuity equation and Eqs. (12) and (13) are the longitudinal (x) and lateral (y) momentum equations, respectively. In these equations the rigid-lid approximation has been introduced, involving the replacement of the local water depth h ($h_s + \Delta h$) by the static water depth h_s in Eq. (11) and in all terms of Eqs. (12) and (13) except for the gradients of the super-elevation Δh which are retained in the momentum equations. The so-called dispersion terms accounting for the vertical non-uniformity of the U and V profiles, which appear in the full depth-averaged equations have been neglected, as shown by Rodi et al.

τ_{bx} and τ_{by} are the bottom-shear stresses in the x- and y-direction, respectively. They are calculated by using the usual quadratic law:

$$\tau_{bx} = \frac{1}{\cos\phi} c_f \rho \bar{U}(\bar{U}^2 + \bar{V}^2)^{1/2} \qquad \tau_{by} = \frac{1}{\cos\phi} c_f \rho \bar{V}(\bar{U}^2 + \bar{V}^2)^{1/2} \qquad (14)$$

where: c_f - the friction coefficient and ϕ - the inclination of the river bed in lateral direction .

The momentum equations contain the depth-averaged turbulent stresses $\bar{\tau}_{xx}$, $\bar{\tau}_{xy}$ and $\bar{\tau}_{yy}$. The horizontal distribution of these quantitities is here calculated by using the "k-ε" turbulence model. This model uses the eddy viscosity concept, relating the turbulent stress components to the gradient of the velocity components, namely:

$$\bar{\tau}_{ij} = \bar{\nu}_t\left(\frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{U}_j}{\partial x_i}\right) - \frac{2}{3}\cdot \bar{k}\cdot \delta_{ij} \qquad (15)$$

The eddy viscosity $\bar{\nu}_t$ is related to the depth-averaged local state of turbulence, namely to the kinetic energy $\bar{k}$ and to its rate of dissipation $\bar{\varepsilon}$ through the dimensional analysis:

$$\bar{\nu}_t = c_\mu \cdot \frac{\bar{k}^2}{\bar{\varepsilon}} \qquad (16)$$

The horizontal distributions of $\bar{k}$ and $\bar{\varepsilon}$ are obtained from the solution of the following semiempirical transport equations:

k-equation:
$$\bar{U}\frac{\partial \bar{k}}{\partial x} + \bar{V}\frac{\partial \bar{k}}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\bar{\nu}_t}{\sigma_k}\frac{\partial \bar{k}}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{\bar{\nu}_t}{\sigma_k}\frac{\partial \bar{k}}{\partial y}\right) + G + P_{kv} - \bar{\varepsilon} \qquad (17)$$

ε-equation:
$$\bar{U}\frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial x} + \bar{V}\frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\bar{\nu}_t}{\sigma_\varepsilon}\frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{\bar{\nu}_t}{\sigma_\varepsilon}\frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial y}\right) + c_1\frac{\bar{\varepsilon}}{\bar{k}}G + P_{\varepsilon v} - c_2\frac{\bar{\varepsilon}^2}{\bar{k}} \qquad (18)$$

where:

$$G = \bar{\nu}_t\left[2\left(\frac{\partial \bar{U}}{\partial x}\right)^2 + 2\left(\frac{\partial \bar{V}}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial \bar{U}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{V}}{\partial x}\right)^2\right] \qquad (19)$$

P_{kv} and $P_{\varepsilon v}$ are terms expressing the production of turbulence due to the bottom shear stress. The details of this model are given in Rodi (1980). The empirical constants appearing in the model have the following standard values (Rodi, 1980): $C_\mu = 0.09$, $C_1 = 1.44$, $C_2 = 1.92$, $\sigma_k = 1.0$, $\sigma_\varepsilon = 1.3$.

Sediment Transport and Bed Deformation Model. As in the 1D model, the transport of the bed load and of the suspended load are treated separately. Figure 2 shows the control volume of the channel flow with layers of both modes where h_b corresponds to the bed-load, and $h-h_b$ to the suspended load. When considering the bed deformation, the following notations are introduced: q_{bw} and q_{sw} = sediment inflow of the bed and suspended load through the western side of the volume, q_{be} and q_{se} = the sediment inflow of both loads through the eastern side, q_{bs} adn q_{es} = the sediment outflow through the southern side, and finally, q_{bn} and q_{sn} = the outflow through the northern side. The transport capacities of the control volume are q_b adn q_s, with q_{bv} and q_{sv}, being the components in the x- and y- directions respectively (q_b and q_s are volumes per unit width adn time).

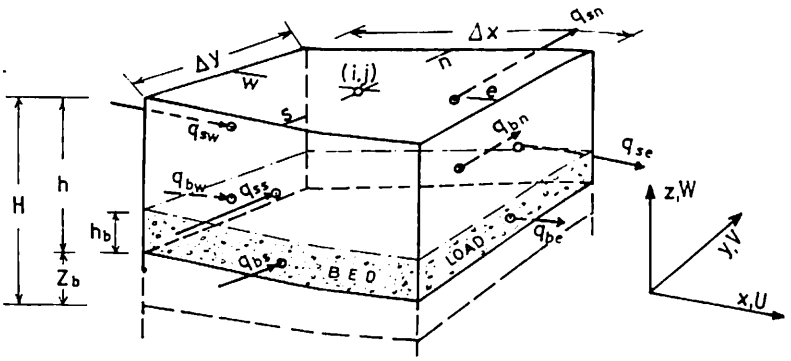


Fig. 2. Control volume for flow field and sediment transport calculation

The different amounts of the suspended load and bed-load causing the bed changes can be expressed as follows:

$$\Delta q_{sx} = q_{sw} - q_{sx} \qquad \Delta q_{sy} = q_{ss} - q_{sy} \tag{20}$$

$$\Delta q_{bx} = (q_{bw} + \Delta q_{sx}) - q_{bx} \qquad \Delta q_{by} = (q_{bs} + \Delta q_{sy}) - q_{by} \tag{21}$$

If the sediment flow into the control volume is greater than the transport capacity (positive difference q_b) deposition will then occur. In the opposite case, erosion is to be expected. In both cases, the amount of sediment flowing out from the control volume will be equal to the local transport capacity. This is a very important statement and it is later used for solving the mass-balance equation (28).

In the 1 D model, the formula of Gončarov was used for calculating the bed load transport. In the case study ilustrating the application of the 2 D model, because of the grain size of the sediments, the formula of Meyer-Peter-Müller was used for calculating the transport capacity of the bed-load. In terms of the following dimensionless groups:

the transport parameter: $\Phi = q_b/(D^{3/2} \cdot \sqrt{g \cdot \Delta})$ (22)

the flow parameter: $\Psi = U_*^2/(\Delta \cdot g \cdot D)$ (23)

the MPM formula reads as follows: $\Phi = 13.3\,(\frac{1}{\Psi'} - 0.047)^{3/2}$ (24)

As is well known, the formula is based on experiments done with coarse sediment particles ranging between 0,4 and 30 mm. The parameteres appearing above denote the following: D- grain size, $\Delta = (\rho_s - \rho)/\rho$ ρ= density of water, ρ_s = density of sediments, $\Psi' = \mu\Psi$ - effective value of Ψ, $\mu = (C/C')^{3/2}$ - ripple factor, C - Chezy coefficient, $C' = 18.\log(12\,h)\,D_{90}$, $U_* = \sqrt{\tau_b/\rho}$ - shear velocity.

If both the bed and suspended load are transported within the bed layer h_b, a total load formula should be used. The formulas of Ackers and White for coarse material and of Engelund and Hansen for finer sediment particles have here been incorporated.

For calculating the suspended load, the formula of Rossinski-Kuzmin was also here used. By using the dimensionless groups (22) and (23), which were used for writing the MPM formula, the RK formula can be expressed as follows(Bruk and Pavlović,1982):

$$\Phi = 0.025 \cdot \eta \cdot (\frac{\bar{U}_R}{U_*})^4 \cdot (D^{1/2}/\omega) \cdot \Psi^2 \tag{25}$$

The results of the flow field model are used ($\bar{U}$, $\bar{V}$, $\bar{\tau}_{bx}$, $\bar{\tau}_{by}$) for calculating the transport capacities q_b and q_s. The transport and flow parameters ϕ and Ψ are calculated via relations (22) and (23) in which the following characteristics are used:

$$\bar{U}_R = (\bar{U}^2 + \bar{V}^2)^{1/2} \qquad \tau_b = (\tau_{bx}^2 + \tau_{by}^2)^{1/2} \tag{26}$$

Once q_b and q_s are obtained, their components are calculated from:

$$q_{bx} = q_b \cdot \cos\alpha \qquad q_{by} = q_b \cdot \sin\alpha \tag{27}$$

in which α = angle of the velocity vector (α = arctan $(\bar{V}/\bar{U})$.

The changes of the channel bed (deformation) are calculated by solving the following mass-balance equation:

$$\frac{\partial Z_b}{\partial t} + \frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} = 0 \qquad (28)$$

This equation relates the sediment surplus or deficit (causing deposition or erosion) with the resulting increase or decrease of the bed elevation Z_b. It can be directly solved for ΔZ_b by using the approach which is explained in the next paragraph.

Solution Algorithm. The equations of the flow field model are solved by using the finite-difference procedure of Gosman and Pun (1974) . This procedure incorporates the solution algorithm of Patankar and Spalding and was accordingly modified for depth-average calculations by Pavlović (1981).

The latter refference contains all the details and need not be repeated here. However, it might be worth mentioning that the rectangular numerical grid and the hibrid numerical grid were used; control volumes are built around each of the grid nodes (Fig. 2) and the finite-difference equations are derived by integrating the differential equations (11) to (13) and (17) and (18) over those volumes. This set of difference equations is than solved by using the tri-diagonal-matrix algorithm.

After the resolution of the flow field, the sediment transport is calculated and equation (28) is solved for the bed changes. By using the same control volumes as in the flow field model (Fig. 2), this equation in the finite-difference reads as follows:

$$\frac{\Delta Z_b}{\Delta t} + \frac{\Delta q_{bx}}{\Delta x} + \frac{\Delta q_{by}}{\Delta y} = 0 \qquad (29)$$

In order to solve the above, the flow field (velocities) is first examined, so as to locate the separation lines defining the dead water zones. This examination makes it possible determine the directions of the sediment transport. It will always go in the direction of the resulting velocity U_r. For a control volume the terms q_{bx} and q_{by} entering equation (29) can easily be calculated via relation (21) and then, for the given time step Δt, the bed elevation ΔZ_b is calculated. The whole procedure of the flow field examination, and the calculation of the sediment transport and bed deformation is performed by using the originally developed computer code called DEFORM (Pavlović et al 1985).

Boundary Conditions. In order to be able to solve the equations of the mathematical model, the boundary conditions need to be specified. For elliptic flows these conditions are required along all boundaries. At the upstream end of the considered sector, the distributions of $\bar{U}$, $\bar{k}$ and $\bar{\varepsilon}$ should be given. The boundary values of these quantities at the river banks are obtained through the direct solution of the finite-difference equations, which have a very simple form in these regions. At a waste water discharge or at a tributary, the actual values of $\bar{U}$ and $\bar{V}$ need to be given, and $\bar{k}$ and $\bar{\varepsilon}$ should be appropriately estimated. The boundary condition at the outlet is usually that of the zero-gradient with respect to x for all variables.

For solving the mass-balance equation (28), the inlet boundary condition is specified by the known sediment discharges q_b (t) and q_s (t). At the banks these discharges equal zero. At the downstream end of the sector, the boundary values are not needed because of the parabolic nature of the flow in this region. These values are obtained as a result of the sediment transport calculation (they are equal to the transport capacities of the last row of the control volumes).

Prediction of Bed Deformation of Danube River

The 1D and 2D models presented in the preceding section have been used for predicting the bed deformation of the Danube River. The results obtained will be presented in this section.

Sedimentation of the "Iron Gate I" Reservoir. The 1D model was used for calculating the sedimentation of the "Iron Gate I" Reservoir on the Danube river. The calculations were aimed at predicting the bed deformation and the resulting increase of the water levels within a 5-year period (1980 - 1984). The whole length of the reservoir was considered (Danube river till Novi Sad, Tisza river till the "Novi Bečej" Dam and Sava river till Šabac). The reservoir geometry was defined using cross-sections surveyed 1979. The inlet hydrograph Q(t) was defined as series of the mean monthly values. The inlet and outlet suspended loads were obtained from a relationship $Q_m - P_m$ (m - monthly value). The remaining parameters needed for calculations were defined using field measurements.

The calibration of the η_1 - coefficient was first performed, using the results of the sediment balance in the reservoir as well as the bed deformation data obtained from surveyings. The η_2-coefficient was taken to be equal zero because of the assumptions that the sediment deposition is the dominant process and the erosion due to re-suspension does not exist in the reservoir. In 1984

the river bed was re-surveyed and data obtained for a comparis.on of the predicted and observed bed deformation. In Fig. 3 the predicted and the measured inlet and outlet suspended loads were measured providing a quite good agreement. The greatest discrepance apeared 1981, due to the extreme hydrologic conditions (a flood wave occured at the end of March) which could not be accountered by the prediciton. Predicted and observed changes of the reservoir bed within the 5-year period are shown in Fig.4., for the reach of the imidiate reservoir, between the dam and the mouth of the Nera river. This figure shows a good agreement for both predicted and registered locations and volumes of the bed deformation. The greatest changes were occured on the sector at Donji Milanovac, where the reservoir has the largest width.

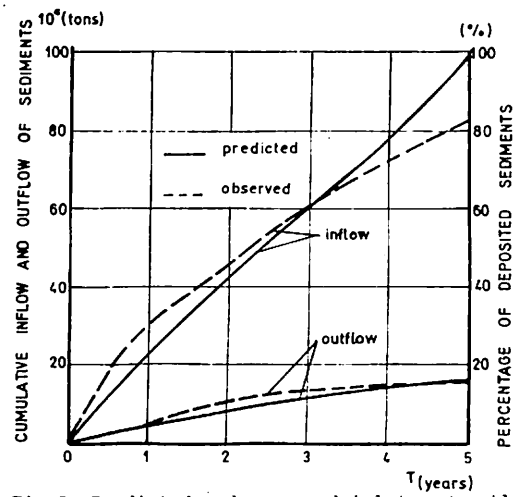


Fig.3. Predicted and measured inlet and outlet suspended loads

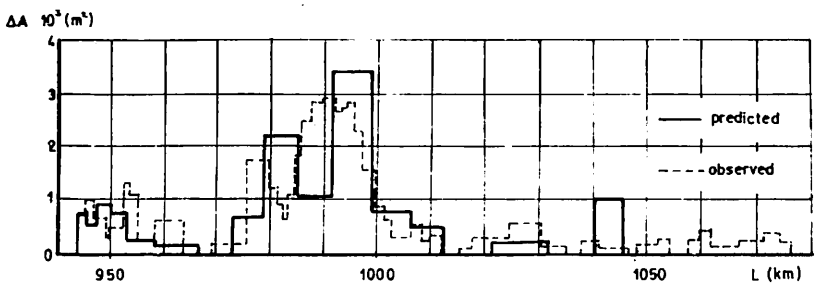


Fig.4. Predicted and observed bed changes in the "Iron Gate I" Reservoir

Bed Deformation of Danube River downstream of "Iron Gate II" Dam. The "Iron Gate II" Dam has been constructed in three stages. In the first stage a cofferdam was build on the left river bank, causing the formation of a recirculation zone downstream from the cofferdam, as well as a send-shelf withnin this zone. In the second stage, a cofferdam was built on the right river bank and the river flow was concentrated over the new dam and the send-shelf. Because of the expected scour of the send-shelf as well as because of the sediment redeposition in the downstream regions, the calculations were carried out with the aim of predicting the ways and location of sediment redeposition. The river geometry needed in calculation was defined by using very dense surveys. Inlet hydrograph Q(t) and psamograph $q_s(t)$ were defined using appropriate data. The sediment characteristics were obtained from 30 samples taken in situ and analyzed in the laboratory. The 5 km long reach of the Danube was in calculations covered by a numerical grid having 50 (in x-direction) times 25 (in y-direction) points. The real unsteady situation was approximed as a quasy-steady one, by replacing the hydrograph through series of constant discharges Q prevaling over series of corresponding time periods (steps) Δt. For a chosen time step, first the flow and then the sediment transport and the bed deformation were calculated. For the resulting new geometry and the next time step, the new flow field, river bed geometry, etc. were calcualted. All the necessary details on this case stady can be found in Pavlović et al. (1985).

The calculation flow field characteristics are shown in Fig. 5. In first stage (Fig. 5a) they predicted a large recirculation zone behind the cofferdam, in which the send-shelf occured as observed in the field. The caculated velocity vectors for the second stage (Fig. 5b) have the biggest values in the area of send-shelf and are directed towards the right bank of the river along which a large recirculation zone should also be excepted. The calculated stream functions for a later period (stage III in Fig. 5c) show similar results. Observations in the field confirmed these results.

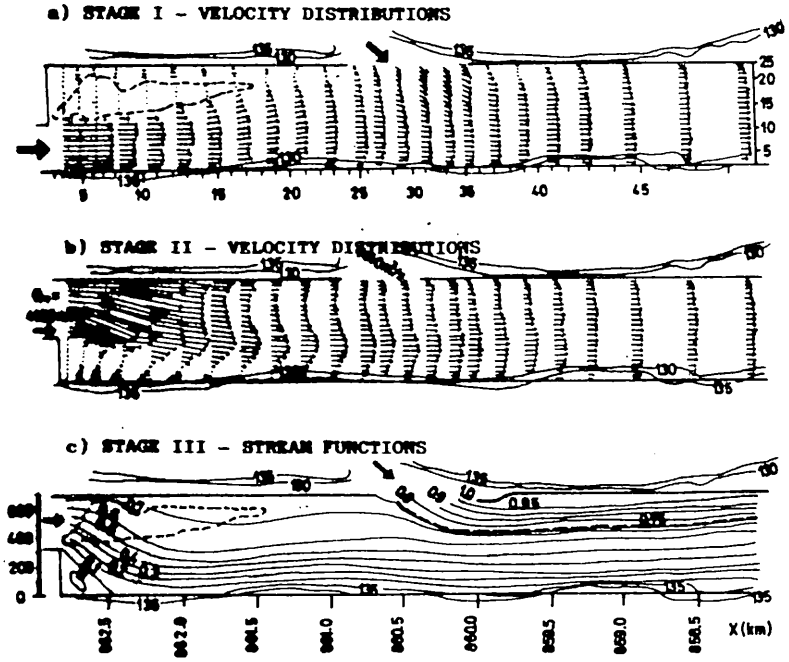


Fig. 5. Calculated flow field characteristics on the Danube downstream of the "Iron Gate II" Dam

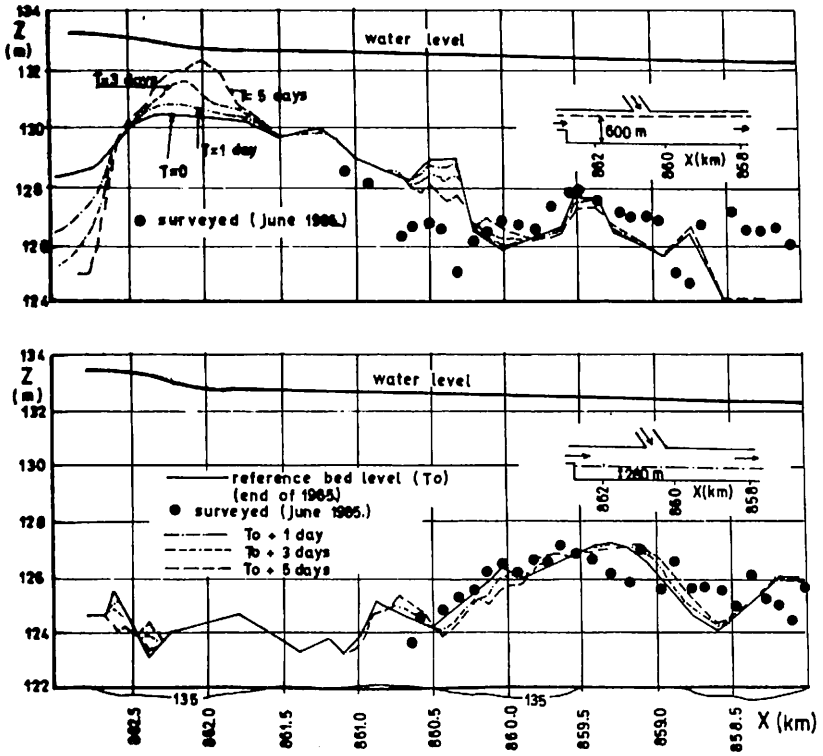


Fig. 6. Comparison of the calculated and surveyed Danube bed deformation downstream of the "Iron Gate II" Dam

Calculations of the river bed deformation were carried out for 2 periods of only a few days. The first period corresponds to the time when the river was closed and the flow concentrated over the sand-shelf. The calculations showed the occurence of very intensive erosion causing a deep scour hole immediately downstream of the dam. Because of the intensive deformation process, the computation reqired very short time steps (of only a few hours). Fig. 6 shows two calculated river bed profiles for this period as well as the results of a surveying programme performed six months after the river closure. Because of the short periods for which the calculations were done, the comparison of the predictions and the surveyed data should be considered as a qualitative one. However, the agreement is fairly good, at least when the tendencies in the development of the river bed profiles are considered.

Concluding Remarks

The 1D and 2D models presented in this paper are suitable for describing the bed deformation of rivers and reservoirs. The 1D model is economical and can be applied for longer river stretches. It provides a good prediction of bed changes, even for longer time periods. The quality of prediction depends on the quality and riability of the input data used. A comparison with surveyed data has shown that even usual empirical formulas for sediment transport work quite well. The 2D model requires more computational cost, but it provides many details on the flow field and bed changes, and can be therefore applied for analysis of the local phanomena. The refined flow-field modelling is here combined with the same simple empirical formulas for sediment transport as in the 1D model. The comparison between the prediction and the surveyed bed deformation has shown acceptable agreement, at least when the tendencies in the development of the river bed profiles are considered. This model needs, however, further investigations which should folow more advanced treatments of the sediment transport.

ZUSSAMENFASSUNG

In diesem Beitrag werden ein eindimensionales und ein zweidimensionales Modell beschrieben, welche zur Vorhersage der Donaubettdeformation verwendet wurden. Beide Moddele bestehen aus je zwei Komponenten und zwar einem Strömungsfeld-Modell sowie einem Modell zur Berechnung des Sedimenttransportes und der Flussbettdeformation. Hydraulische Berechnungen in Rahmen des 1D Modells werden mit Hilfe der Chezy-Manning-Gleichung durchgeführt. Im 2D Modell werden elliptische tiefengemittelte Gleichungen verwendet, welche mit dem "k-ε" Turbulenzmodell komplettiert werden. Zur Berechnung des Sedimenttransportes werden empirische Formel benutzt, während die Flussbettdeformation mit Hilfe einer Bilanzgleichung für Sedimente ausgerechnet wird. Beide Modelle wurden zur Vorhersage der Donaubettdeformation verwendet. Mit Hilfe des 1D Modells wurde die Sedimentation des Wasserspeichers "Eisernes Tor I" für einen fünfjährigen Zeitraum berechnet. Das 2D Modell wurde bei der Vorhersage der Donaubettdeformation unterhalb des Dames "Eisernes Tor II" verwendet. In beiden Fällen wurden die Rechenergebnisse mit der gemessenen Deformation vergliechen und eine zufriedenstellende Übereinstimmung festgestellt.

РЕЗЮМЕ

В настоящей работе представлены одномерная и двумерная /плановая/ модели, которые применялись для прогнозирования деформаций русла Дуная. Обе модели двухкомпонентные: модель течения и модель движения наносов и деформации русла. Гидравлические расчеты в рамках одномерной модели основаны на применении уравнения Шези - Манинга. В двумерной модели использованы эллиптические уравнения с осреднением по глубине потока и дополненные моделью турбуленции $k-\varepsilon$. Для вычисления транспорта наносов использованы эмперические уравнения, а деформации русла вычислялись решением уравнения баланса для наносов. Обе модели использованы для прогнозов деформации русла Дуная. Применением одномерной модели вычислено заиление водохранилища "Джердап I" в пятилетнем периоде. Плановая модель использована для прогнозирования деформаций русла Дуная ниже по течению от плотины "Джердап II". В обоих случаях результаты вычисления сопоставлены с топографическими съемками и установлено их хорошее совпадение.

REFERENCES

Bruk, S. and Pavlović, R.N. (1982). Comments on the Calculation of Suspended Sediment Transport in Streams with Very Fine Sediments, Symposim on Hydrology, Baghdad.

Gosman, A.D., and Pun, W.M. (1974). Calculation of recircul. Flows. Imp. Coll. London, Rep. No HTS/74.

Miloradov, M. and Varga, S. (1974). Computations of Bed Deformation in River Training Works, Proceedings of 4th Meeting of Yugoslav Society for Hydraulic Research, Budva.

Pavlović, R.N. (1981). Numerische Berechnung der Wärme- und Stoffausbreitung in Flüssen mit einem tiefengemittelten Modell, Ph.D. Thesis, University of Karlsruhe.

Pavlović, R.N., Varga, S. and Mišić, B.(1985). Two-Dimensional Depth-Averaged Model for the Calculation of Sediment Transport and River Bed Deformation, Int.Symp. on Ref.Flow Mod. and Turb.Measurements, Iowa.

Rodi, W.(1980). Turbulence Models and their Application in Hydraulics, IAHR Book Publication, Delft.

ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКИЙ СОСТАВ ВЗВЕШЕННЫХ НАНОСОВ БОЛГАРСКИХ ПРИТОКОВ РЕКИ ДУНАЯ

Г.И.Герго в, С.Х.Блыскова

Институт гидрологии и метеорологии-БАН
1184, София, бул"Ленин"№66, Болгария

РЕЗЮМЕ

Систематизированы данные о гранулометрическом составе взвешенных наносов рек Болгарии, впадающих в р.Дунай, которые накапливаются на гидрометрической сети больше чем 20 лет. Указаны основные определяющие факторы и обобщены характеристики гранулометрического состава, которые могут найти применение в инженерном проектировании. Представлено изменение параметров гранулометрического состава взвешенных наносов в результате изменения гидрологических и гидравлических условий.

СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЦЕЛЬ ИССЛЕДОВАНИЯ

Решение многих вопросов инженерной практики требует знания о режиме, количестве и составе наносов, транспортируемых реками. Гранулометрический состав является одной из основных характеристик взвешенных наносов, которая требует определения при решении многих практических задач, включающих:

-моделирование и прогнозирование русловых деформаций и процессов заиления и занесения русловых гидротехнических сооружений;

-исследование запасов аллювиальных отложений в руслах рек для изучения возможностей удовлетворения потребителей строительства песком и гравием;

-оценку характерного диаметра речных наносов-величины, входящей в эмпирические формулы для определения количества твердого стока рек или в математические модели транспорта наносов, определяющие условия их формирования и пространственно-временного распределения по длине реки;

-изучение турбулентной дифузии и турбулентного обмена в реках и т.п.

Специальная литература для оценки гранулометрического состава взвешенных наносов является очень скудной. Систематические исследования этой характеристи-

ки организованы только в странах с высоко развитой гидрометрической сетью, в СССР, США, Канада, Японии, ЧССР и др.

Подробное описание методов и апаратуры которые применяются в гидрометрической практике можно найти у Шамова, 1959, Петуховой, 1977, Goy /1969/. Meade /1976/. Изучение литературы показывает, что существует единство методов и аппаратуры отбора и обработки проб на содержание взвешенных наносов Основным средством отбора проб речных наносов является батометр-бутылка, а метод лабораторной обработки основан на седиментационном анализе

Согласно Simons, Senturk /1977/ невозможно осуществить на основе физических законов выбор универсального характерного диаметра каждой пробы наносов из-за отсутствие единого физически обосновоного критерия. Поэтому для разных целей исследований применяются разные характеристики. Это ведет к невозможности получения сравнимых результатов о количественных характеристиках транспортируемых наносов оцениваемых различными формулами. Наиболее часто применяемыми показателями, характеризующими гранулометрический состав взвешенных наносов являются: – средневзвешенный диаметр

$$d_{cp} = \sum_{i}^{n} \alpha_i \, d_i / 100$$

где: α_i – доля i -той фракции /в % / в общей пробе наносов

– медианный диаметр d_{50}. Это диаметр разделяет наносную пробу на две равные весовые части Определяется по интегральной гранулометрической кривой

– коэффициент сортировки, характеризующим однородность взвеси

$$K_s = \sqrt{\frac{d_{25}}{d_{75}}}$$

– коэффициент асимметрии

$$K_a = \frac{d_{25} \cdot d_{75}}{d_{50}^2}$$

где: d_{25}, d_{50}, d_{75} – диаметры частиц наносов, соответствующие квантилям 25, 50, 75%. Определяются по интегральной гранулометрической кривой

– транзитная нагрузка, характеризуемая диаметром частиц менее 0,05 mm /Vanoni /1975/, Bogardi /1974//

В некоторых публикациях упоминается о картографическом изображении характеристик гранулометрического состава Такой метод применяли в основном в СССР Шамов/1959/, Караушев/1976/, Лисицына/1975/ Исследования гранулометрического состава взвешенных наносов в Болгарии проводились эпизодически в связи с конкретными целями-Гълъбова/1965/, Цонев/1968/, но полностью этот вопрос изучен недостаточно. Для болгарских исследователей большой интерес представляют данные о гранулометрическом составе взвешенных наносов р Дуная Такие сведения можно найти в публикациях Милорадова /1967/, Печинова/1978/, Bogard/1974/, Kalish /1980/.

Необходимость более точного учета гранулометрического состава взвешенных наносов в инженерных вычислениях и накапленная богатая информация определили основную цель настоящего исследования как обобщения накопленной информации определения универсальных характеристик и эмпирических зависимостей, выявле-

ния определяющих факторов в процессе формирования гранулометрического состава взвешенных наносов

ОБЪЕКТ ИССЛЕДОВАНИЯ

Объектом исследования настоящей разработки является гранулометрический состав взвешенных наносов рек Северной Болгарии /левых притоков р Дуная/, знание которого необходимо для математического описания процессов формирования и транспорта речных наносов, вычисления и прогноза русловых деформаций рек Для этой цели использована информация о гранулометрическом составе взвешенных наносов, собранная на 24 гидрометстанциях за период больше чем 20 лет с помощью стандартной методики и аппаратуры. Она включает гидрометрические данные и сведения об условиях отбирания проб, а тоже результаты лабораторного анализа о гранулометрическом составе пробы наносов. На их основе создан единный информационный массив, который позволяет иметь быстрый и прямой доступ к данных для их обработке на ЭВМ и многократного применения Масивы включают данные о диаметрах наносов, соответствующих квантилям 5,10,25,35,50,75,85,90,95%, а тоже значения вычисленных величин $d_{ср}$, K_a, K_s . Разработаты программы для вычисления параметров, характеризующих гранулометрический состав и для вычерчивания интегральных гранулометричных кривых.

При выборе гидрометрических станций для отбора проб на гранулометрический анализ взвешенных наносов соблюдалось условие: отсуствие вблизу впадающих притоков, отсуствие значительных деформаций русла, а также резких изменений из-за камней, островов и т.п. препятствий на речном участке. Соблюдение указанных требований позволяет надежно использовать результаты гранулометрического анализа в границах подобных однородных участков.

АНАЛИЗ ДАННЫХ

Приняты следующие основные допущения: стационарность гидравлических условий в створе реки в процессе измерения, расспределение взвешенных наносов в поперечном сечении при соблюдение соответствия крупности наносов скоростной структуре потока. Логическим следствием этого допущения является то, что информация о твердом стоке определенной фазы режима водного стока считается статистически однородной. Такова например совокупность средних диаметров взвешенных наносов для периода весеннего паводка или периода межени.

Диаметры d_5 и d_{95} приняты граничными значениями наносных фракций гранулометрического состава содержание которых в общей наносной смеси может быть надежно и точно определено. Можно предполагать, что диаметр самой мелкой 5%-ной фракции пробы отражает условия формирования взвешенных наносов на водосборе реки. Когда дождь характеризуется меньшей интенсивностью и количеством и когда слой почвы сухой и обработанный, тогда более мелкие частицы могут быть сне-

сены от поверхности водосборного бассейна к реке. С другой стороны поступление самой крупной 95%-ной фракции вероятно связано с формированием и движением донных наносов.

Были проанализированы некоторые факторы, которые могут влиять на формирование гранулометрического состава взвешенных наносов. Основным из них является величина расхода воды – Q. Она является непосредственной субстанцией с которой связан транспорт наносов. С увеличением Q в свою очередь связано увеличение эрозионной и транспортирующей способности течения, в результате чего транспортируются более крупные фракции наносов. Этот тезис потверждается Гальбовой /1965/, Kalish /1980/. Для выявления влияния расхода и ряда других факторов – $\Delta Q/\Delta t$; $\Delta H/\Delta t$; $V_{ср}$; V_{max}; H; H_{max}; S на характеристики гранулометрического состава взвешенных наносов в условиях полевого эксперимента / какими являются многолетние измерения в створах гидрометрических станций/ авторами построены разнообразные двух и трех-параметрические графические зависимости. Их анализ позволяет провести нижние огибающие линии для использованных масивов: d_5, $d_{ср}$, d_{50}, d_{95}. Они определяют изменения минимальных значений соответствующих диаметров, связанные с изменением Q. Специальное внимание уделено суммарной мутности речных вод – S, характеризующей измеренную концентрацию взвешенных веществ. Графическое изображение трехпараметрической связи $Q-d_{ср}-S$ по гидрометстанции Курило – рис.1 выявляет тенденцию уменьшения диаметра взвешенных наносов с увеличением их концентрации в потоке.

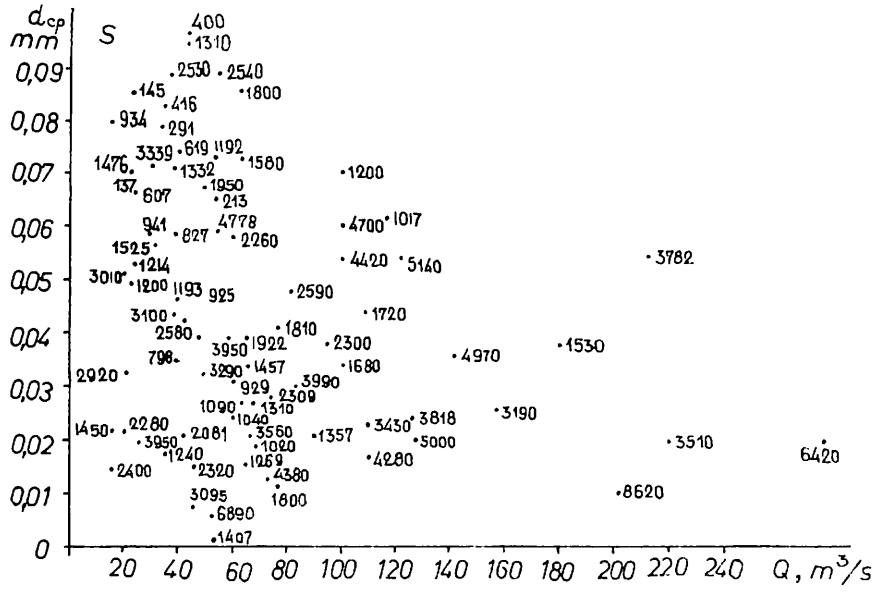
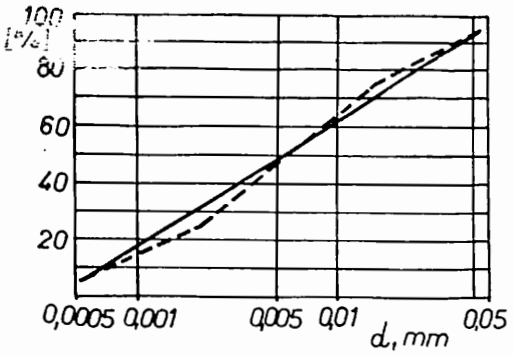


рис.1

Практический интерес представляет зависимость $K_S = f(Q)$. Установлено, что с увеличением Q в большинстве случаев K_S=const. Это означает, что сортировка наносов сохраняется независимо от крупности частиц или что увеличение среднего



диаметра крупной фракции d_{95} является индикатором крупнозернистом составе пробы.

Выводы о том, что на настоящем этапе эмпирическая информация может рассматриваться статистически однородной и необходимость ее обобщеное представление позволили получить аналитическое выражение для обобщенных интегральных гранулометрических кривых, представленое в виде линеализованного уравнения:

$$У = A.\log X + B \qquad (1)$$

где A,B – эмпирические коэффициенты
X – средное значение определяющего диаметра взвешенных наносов
У – процентное участие частиц диаметром, меньше определяющего

Обобщение многолетных характеристик гранулометрического состава взвешенных наносов уравнением (1) отражает условия формирования твердого стока По этой причине была изучена связь между некоторыми характеристиками водосборного бассейна рек: площадью, уклоном, залесеностью, характером почвенного покрова и т. п. и гранулометрическим составом взвешенных наносов, представленным коэффициентами A и B. Выявились следующие закономерности:

-Площодь водосборного басейна, средний многолетний модуль стока и средний уклон водосбора не влияют на гранулометрический состав взвешенных наносов;
-Между средным уклоном реки и параметрами A и B наблюдается прямо пропорциональная зависимость. Это практически означает уменьшение диаметра взвешенных наносов с уменьшение уклона реки.
-Средняя высота над уровнем моря влияет обратно пропорционально на величины B
-Аналогичное влияние оказывает залесеность и густота речной сети.

Авторами не выполнено картографическое изображение обобщених характеристик гранулометрического состава по причинам:

-Сильной изменчивости ло времени и простронстве характера гранулометрического состава взвешенных наносов;
-Недостаточного количества измерений;
-Линейной, а не площадьной реализации речного стока на водосборном басейне. соображения о которой высказаны Герговым /1967/, /1972/.

Анализ данных о транзитной нагрузке показывает, что количество частиц $d < 0{,}05 mm$ является переменной величиной. Оно изменяется в очень широком диапазоне и достигает 100 % отклонения во многих случаях.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Для представления исходной эмпирической информации о гранулометрическом составе взвешенных наносов болгарских притоков р.Дунай построены обобщенные интегралные гранулометрические кривые. Исследованы некоторые природные факторы определяющие гранулометрический состав и определены обобщенные параметры с использованием гранулометрических кривых.Подготовлен специализованный массив содержащий сведения о гранулометрическом составе взвешенных наносов, что облегчает их использование для моделирования и прогнозирования процессов переноса взвешенных наносов,развития русловых процессов рек и заиления водохранилищ в этих районах.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Взвешенные наносы,гранулометрический состав,средний диаметр,транзитний расход притоки Дуная.

SUMMARY

The paper deals with suspended sediment grain size distribution of the Bulgarian tributaries to the Danube river. The data has been collected regularly for more than 20 years.The main factors that affect the grain-size distribution as well as the universal granulometric characteristics have been discussed. They could be used in both the projects and the further research. The impact of the hydrology and hydraulic conditions in the suspended sediment grain-size parameters in studied.

ZUSAMMENFASSUNG

Die im Laufe von 20 Jahren gesammelte Angaben uber die granulometrische Zusammensetzung der bulgarischen Donau-Nebenflüsse sind systematisieren worden. Die grundlegende bestimmende Faktors sind nachgeweisen worden und die granulometrische zusammensetzunge Charakteristik sind verallgemeinern worden.Diese Charakteristik kann bei der ingenieuren Projekte benutzen werden.Die Veränderung der Parametre von granulometrischen Zusammensetzung von Schwebstoff ist in Abhängigkeit von der hydrologischen und hydraulischen Bedingungen dargestellt.

ЛИТЕРАТУРА

Гергов,Г.(1967). Върху картирането на хидроложки характеристики Хидротехника и мелиорации №4,117-118,София,НРБ.

Гергов,Г.(1972). Картографско изобразяване на хидроложки характеристики Доклади на III Национална конференция по тематична картография,София,НРБ

Гълъбова Г.,Симеонова Г.,Печинов Д.(1965). Върху зърнометричния състав на плаващите наноси във водосборната област на р Тополница Хидрология и метеорология №6,13-24,София,НРБ.

Караушев А.,Лисицына К.,Разумихина К.(1976).Современное состояние и перспективы изучения стока наносов на сети Гидрометслужбы СССР,В:Труды IV Всесоюзного гидрологического съезда,140-146,Москва,СССР.

Лисицына,К.(1975).Сток наносов рек Сибири Труды ГГИ,вып 210,48-72

Милорадова В.(1967).Исследования взвешенного наносо на Дунае и его притоках в Югославии.

Петухова,Г. Изучение гранулометрического состава транспортируемых и донных наносов.Сток наносов,его изучение и географическое распределение.70-83, Ленинград,Гидрометеоиздат,СССР,1977.

Печинов,Д.(1978).Плаващи наносо в българския сектор на р Дунав Лимнология на р.Дунав,София,НРБ,БАН,61-78.

Шамов Г.(1959).Речные наносы,Ленинград,СССР,Гидрометеоиздат,с 378

Цонев,И.,Христов,Х.(1968).Определение гранулометрических кривых наносов в зависимости от высоти бассейна над уровнем моря.Хидрология и метеорология №4,15-23,София,НРБ.

Bogardi,J.(1974).Sediment transport in alluvial streams.Budapest,Akademiai Kiado,826p.

Guy,H.(1969).Laboratory theory and methods for sediment analysis.Washington, USGS,book 5,ch C-1,58p.

Kalish,J.(1980).Usadzovanie plavenin v zdrži hrušov a v privodnom Kanali ve Gabčikovo ,Bratislava,VUVH,77p.

Meade,R. etc.(1979).Suspended sediment and velocity data Amason river and its tributaries VI-VII 1976 and V-VI 1977.In:Open file report 79515.

Simons,D.,Senturk F.(1977).Sediment transport technology.Water Resources Publications,Fort Collins,807p.

Vanoni,V.(1975).A river dynamics.In:Advances in Applied Mechanic vol.15, New Jourk,1-87.

НЕКОТОРЫЕ ЗАВИСИМОСТИ МЕЖДУ МОРФОМЕТРИЧЕСКИМИ ХАРАКТЕРИСТИКАМИ ОСТРОВНЫХ ГРУПП НА БОЛГАРСКО-РУМЫНСКОМ УЧАСТКЕ РЕКИ ДУНАЙ

Г.И.Гергов, И.С.Ненов
Институт гидрологии и метеорологии - БАН
1184 София, бул."Ленин"№66,Болгария

РЕЗЮМЕ

Определены иобработанны абсолютные,относительные и нормированные величины морфометрических характеристик речных островов р.Дунай на Болгарско-Румынском участке.Длина островов L принята в качестве их основной морфометрической характеристикой, потому что изменение всех остальных (B_{max}, F, S и др.) прямо связаны с длиной и следуют ее изменение. Другая независимая характеристика является уклон водяной поверхности островных участков.Исследовано гомогенность морфометрических характеристик, которые необходимы для статистических интерпретации.Установлено, что уклон и геология могут повлиятсстатистических параметрав. Это условие потверждается с помощю критерия Фишера. Построенные некоторые емпиричиские зависимости между морфометрическими характеристиками и уклона при ниском судоходном уровне ($i_{нсу}$), для рассматриваемаго участка. Они дают некоторые общие закономерности их очертания и могут наити приложения при моделирование акумулятивно - эрозионных процессов Нижного бьефа гидроузлов лов.Долного Дуная, которые намечены построится на будущие.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Острова, островныг групп, факторн островообразования, морфологичной тип острова, морфометрические характеристики, уклон рек

Совокупность островов на исследуемом участке реки рассматривается как случайная реализация процессов взаимодействия течения и русла реки при активном участиитранспортируемых наносов. Эта реализация имеет условный характер и быстро изменяет свою конфигурацию, местоположение и количественные характеристики с изменением уровня воды. Совокупность островов не имеет определенного признака упорядочности ни по длине, ни по времени, поэтому ее нельзя рассматриват как статистическую последовательность, а только как статистическую совокупность для каждого характерного уровня воды.

Для характеристики островов на исследуемом участке реки применяются следующие морфометрические показатели:

L – максимальный размер острова по направлению течения;

B_{max} – максимальный размер острова поперек течения;

F – площадь острова над выбранным характерным уровнем воды;

$B_{ср} = F/L$ – средняя ширина острова;

Z – максимальная абсолютная отметка;

S – длина береговой линии острова.

Знание указанных морфометрических характеристик островов на рассматриваемом участке реки имеет общенаучное значение, но может также найти практическое применение при разработке инженерных мероприятий для охранены островов в качестве природных и хозяйственных обьектов или при проведении расчетов и прогнозировании русловых изменений, вызванных предстоящим сооружением гидро технических комплексов в этой части р.Дуная.

В разработке длина острова L принимается в качестве их основной морфометри ческой характеристики. Так как острова имеют продолговатую форму, располага ются вдоль течения реки, то изменения всех остальных морфометрических хара ктеристик (B, F, S и др.) непосредственно связаны и следуют изменениям L. Исключением являются некоторые пойменные острова, напр. о. Белене. Отметка острова является самостоятельной морфометрической характеристикой и не зави сит от остальных характеристик.

Ввиду проведения сравнительных исследований между морфометрическими характе ристиками островов различных рек, в работе были использованы относительные морфометрические характеристики представленные в виде модульных коеффицие нтов $F/\bar{F}$, $B_{max}/\bar{B}_{max}$, $B_{ср}/\bar{B}_{ср}$ $S/\bar{S}$.

В исследовании использовались также нормированные статистические величины $L_{норм}$, $F_{норм}$, $B_{ср.норм}$, $B_{max\ норм}$, $S_{норм}$ определенные по формуле

$$X_{норм} = \frac{X - \bar{X}}{\sigma_X}$$

Исследование расположения островов вдоль участка Нижнего Дуная [2,3] показало, что они сгрупиированы и формируют последовательность из островных и безостро вных участков. В настоящем статистическом исследовании включены только те участки, в которых содержится 5 или больше островов. Это условие, отвечает требованию массовости статистического материала и позволяет применить методы математической статистики при проведении исследования. Анализ участков с еди ничными островами не проводится, поскольку он может привести к ошибочным выводам, так как их формирование может оказаться результатом хозяйственной деятельности человека и его воздействия на русловые процессы и в частности на формирование островов. Учитывая это условие, на Болгарско – Румынсом участке Нижнего Дуная можно выявить 10 групп островов. Самой многочисленой группа в

районе острова Белене.

Для каждой группы островов сделан физико – географически анализ с целью уста новление статистической однородности морфометрических характеристик островов. Установлено, что мигновенные величины водности и твердого стока не имеют определяющего значения на формирование островов, поскольку процес взаимодей ствия потока и русла является продолжительным во времени.Средномноголетные характеристики стока и твердого стока тоже не обесняют наблюдавшегося много образия морфометрических характеристик островов, так как диапазон их измене ния на исследованном участке реки мал. По этой причине принято, что острова сформированы при неизменяющейся, по длине данного участка реки, водности и твердого стока, при этом, различия в геологическом строении речного русла и поймы значительны.Особености геологического строения обуславливают различную интенсивность акумулятивно-эрозионных процессов формирования отделнных групп островов. В результате анализа факторов формирования островов установлено, что уклон реки оказывает определяющее влияние на морфометрические характери стики острова. Изменение уклона при постоянном действии других факторов вносит сощественное изменение в размеры и разположение островов.

В исследовании принято что уклон реки в пределах отдельной островной группы сохраняет постоянную величину, и его воздействие одинаково на процессы форми рования всех островов, то есть для одного островного участка уклон не вносит неоднородности в формирование островов. Правомерность такого утверждения для других участков реки необходимо исследовать специально. В качестве первого приближения для обьеснение однородности данных использован критерий Фишера. Принимается следующая нулевая гипотеза: случайные выборки морфометрических характеристик отдельних островных групп являются статистически однородными и относятся к одной и той же генеральной совкупности. Использование этого теста позволило установить, что нулевая гипотеза во многих случаех не подтвержда ется. Это потверждает сделанный раннее вывод о решающем влиянии геологическо го строения и уклона реки на формирование островов на отделных речных участках.
В качестве количественной оценки уклона реки использованы данные об уклоне при ниский судоходны уровен ($i_{нсу}$) и високи судоходны уровен ($i_{всу}$)[1,2,3].

Морфологический тип островов – русловые или пойменные [4] тоже вносит неодно родность в совокупность морфометрических характеристик речных островов из-за различия в их генезисе. Типология островов учитывалась при построении эмпири ческих зависимостей между их характеристиками.

На основании полученной морфометрической информации для островных групп,гра фически построени несколько эмпирических зависимостей с осредненными величи нами $\bar{B}max$, $\bar{F}$, $\bar{L}$ и $i_{нсу}$ представленные на рис.1. Они раскрывают тенден цию к уменьшению длины островов при увеличение $i_{нсу}$ в пределах 0,03 – 0,07 и увеличению ширины при тех же условиях. При таком характере изменения $\bar{L}$ и $\bar{B}$

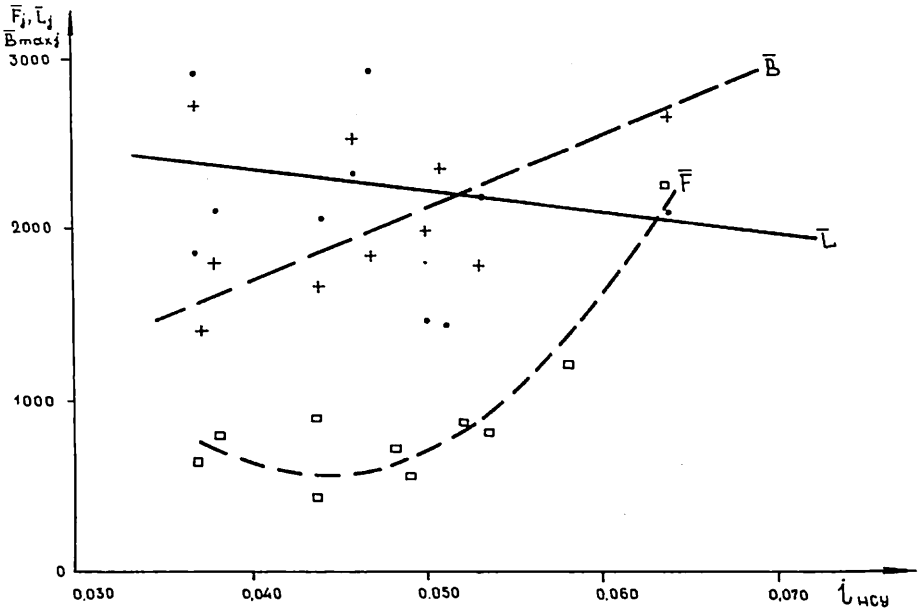

$\bar{F}_j, \bar{L}_j$
$\bar{B}_{max\,j}$
3000
2000
1000
0
0,030
0,040
0,050
0,060
0,070
$i_{ису}$
$\bar{B}$
$\bar{F}$
$\bar{L}$

Рис. 1

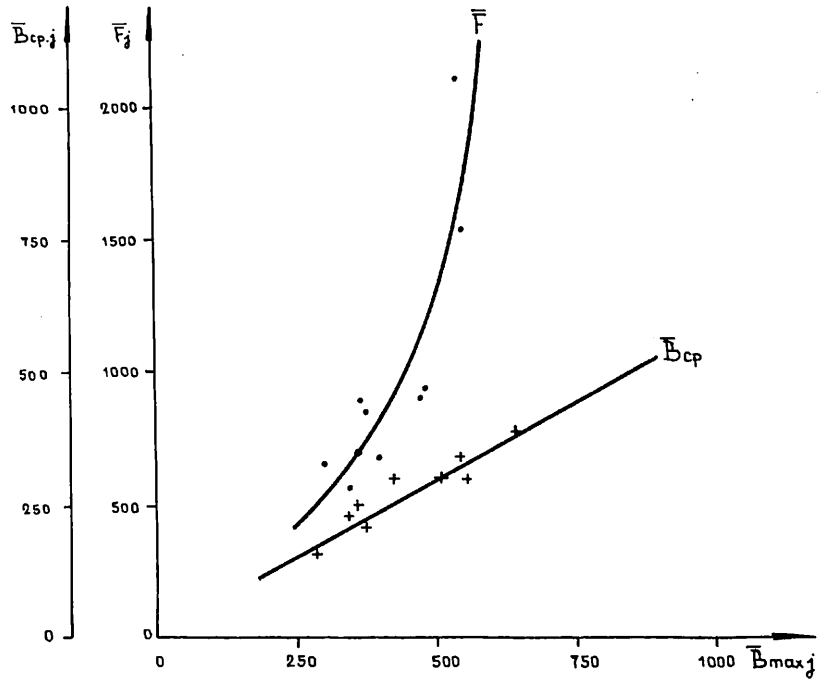

$\bar{B}_{ср.j}$
$\bar{F}_j$
1000
750
500
250
0
2000
1500
1000
500
0
250
500
750
1000
$\bar{B}_{max\,j}$
$\bar{F}$
$\bar{B}_{ср}$

Рис. 2

можно ожидать, что с увеличением уклона в этих пределах острова приобретают очертания близкое к круглому - ширина нарастает за счет длина. Изменение $\bar{F}$ представлено криволинейной зависимостью, минимальные значения $\bar{F}$ находятся в интервале $i_{нсу} = 0,04 - 0,05$.

На рис.2 представлены зависимости между некоторыми морфометрическими характеристиками островных участков на Болгарско-Румынском участке Нижнего Дуная.

Графические зависимости рис.1 и 2 между емпиричискими морфометрическими характеристиками островных групп на Болгарско-Румынском участке р.Дунай дают некоторые общие закономерности их очертания и могут найти приложение при разработке расчетных схем, ожидаемых изменений в морфологии речного русла при проектировании и експлуатации гидротехнических комплексов Нижнего Дуная. Они позволили бы определить точные размеры живого сечение и гидравлические параметры реки в разных режимах работы сооружений.

ZUSAMMENFASSUNG

Es sind dieabsoluten, relativen und normalisierten Parameter der morphometrischen Charakteristiken der Donauinseln im bulgarisch-rumänischen Sektor der Donau bestimmt. Die Insellänge ist als Grundparameter angenommen, der alle morphometrischen Charakteristiken beeinflusst - Bmax., F,S. Das durchschnittliche Gefälle ist der andere unabhängigemorphometrische Grundparameter. Die Homogenität dermorphometrischen Charakteristiken der Inseln ist behandelt, die zur weiteren statistischen Bearbeitung der Information nötig. Durch Fischer-Test ist festgestellt, daß das Gefälle und die Geologie des Flußbettes die statistischen Dateneigenschaften beeinflussen können. Einige empirische gegenseitige Abhängigkeiten zwischen den morphometrischen Charakteristiken von Donau im bulgarischen Sektor sind für den niedrigeren Schiffahrtswasserstand bestimmt.

Sie, die Abhängigkeiten, zeigen einige Besonderheiten der Inselkonturen die ganz günstig bei der Modelierung der erosions-akumulativen Flußprozessen unter den Dämmen von Donau (deren Aufbau bevorsteht), sein werden.

SUMMARY

The absolute, the relative and the normalized values of the morphometric characteristics of the Danube river islands at the Bulgarian sector have been both determined and treated. The length L of the island is accepted as being the main parameter that influence whole set of the morphometric characteristics B_{max},F,S. The average river slope i is another main independent morphometric parameter set up by the author. The homogenety of the island morphometric characteristics have been discussed, that is needed for their proper statistical treatment. It is found by the Fisher test that the slope and the geology of the river bed may affect the statistical properties of the data.

Some empirical interrelationships among the morphometric characteristics of the Danube river at the Bulgarian sector have been drawn for the low navigative water level. They reveal some features in the island outlines that may be found very useful at the modeling fluvial deggradation-aggradation downstream the Low Danube dams that are to be constructed.

ЛИТЕРАТУРА

Гергов,Г., Ив.Ненов (1979).Изменение высотного расположения островов в Болгаро-Румынском р.Дунай при бытовом и нарушенном режиме. Сб.докладов, "X конференция придунайских стран по гидрологическим прогнозам".Вена.

Гергов Г.,Ив.Ненов (1984). Морфологические характеристики островных участков на р.Дунай в районе от 575 км. до 845 км. Сб. докладов, "XII конференция придунайских стран по гидрологическим прогнозам". Братислава.

Райнов Щ.,И.Нинов,Д.Печинов,Г.Гергов,Ив.Ненов,Н.Косев (1981).Острови и островообразуване в българо-румънския участък на река Дунав. Сб. Хидро ложки изследвания на река Дунав в българския участък. Том I. София.

Попов и.В. (1969). Деформации речных русел и гидротехническое строительство. Гидрометиздат, Ленинград.

ПРОБЛЕМА ЧИСЛЕННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ НЕУСТАНОВИВШЕГОСЯ ПОТОКА В ДЕФОРМИРУЕМЫХ РУСЛАХ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ПРОТИВОПАВОДОЧНЫХ МЕРОПРИЯТИЙ

В.И.Замышляев, Л.И.Розенберг, Б.Ф.Снищенко

Государственный гидрологический институт,
199053, Ленинград, 2-ая линия, 23, СССР

РЕЗЮМЕ

Несовершенство применяемых в настоящее время численных моделей неустановившегося движения воды при проектировании противопаводочных мероприятий усугубляется рядом обстоятельств. Среди них наиболее существенными представляются: I. Необходимость расчета локальных, а не осредненных по сечению характеристик водного и руслового режима. 2. Возможность изменения характеристик потока не только в цифровом их выражении, но и в изменении тенденций развития процессов, например, типа руслового процесса. 3. Существенно осложняется возможность проверки модели из-за отсутствия соответствующих материалов наблюдений.

Усовершенствование численных моделей неустановившегося движения воды должно включать следующее: I. Получение более надежных характеристик транспорта наносов и сопротивления русла и поймы. 2. Совместное использование одномерных и двухмерных плановых моделей. 3. Создание двуслойных моделей, содержащих наряду с гидродинамическим гидроморфологический блок. 4. Использование гибридных моделей, сочетающих элементы математического и физического моделирования. 5. Создание специального банка данных для проверки качества численных моделей на базе организации детальных натурных и лабораторных экспериментов.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Неустановившееся движение воды; противопаводочные мероприятия; обвалование; численное моделирование; гидравлические сопротивления; расход наносов; русло; пойма.

ВВЕДЕНИЕ

Создание и использование математических моделей для расчетов неустановившегося движения воды тесно связано с гидротехническим строительством. Проектирование различных сооружений в руслах и поймах рек требует прогноза на длительные сроки поведения системы "поток - русло и пойма". Проблема усугубляется необходимостью учета ряда факторов, которыми можно было бы пренебречь

в расчетах применительно к естественным условиям, зная, например, заведомо направленность их изменений.

Противопаводочные мероприятия, особенно обвалование, приводят к значительным изменениям водного режима в руслах и поймах рек. Ограждение поймы валами ведет, как правило, к сужению потока и росту скоростей течения. Увеличение скоростей течения приводит к изменению темпов и объемов русловых переформирований вплоть до изменения качественной характеристики руслового процесса - его типа. Поэтому необходимость учета руслового фактора при расчетах неустановившегося движения воды в условиях обвалования усиливается по сравнению с другими условиями использования указанных моделей.

Несмотря на значительный поток информации в области создания и усовершенствования математических моделей неустановившегося движения воды в деформируемых руслах, практически надежного решения пока нет. Учет русловых деформаций, как правило, осуществляется дополнением одномерной системы уравнений Сен-Венана уравнением баланса наносов. Для замыкания полученной системы уравнений необходимо введение дополнительных эмпирических соотношений, описывающих транспорт наносов и гидравлические сопротивления.

Разнообразие подходов и формул для расчета расхода наносов и характеристик сопротивлений, а также методов численного моделирования привело к большому числу по сути однотипных моделей. Среди них, однако, лишь немногие основаны на корректных решениях по расчету расхода наносов и гидравлических сопротивлений, которые можно было бы рекомендовать к практическому использованию. По этой причине в настоящее время часто оказывается необходимым пользоваться испытанными одномерными моделями для недеформируемых русел, приспосабливая их параметры к реальной ситуации.

Из указанного выше следует необходимость придать развитию математического моделирования неустановившегося потока качественную направленность на основе исследования физических закономерностей распространения волн и руслового процесса. Это позволит создать классификацию базовых формул расхода наносов и гидравлических сопротивлений для различного гранулометрического и литологического состава наносов, разных форм структурного уровня наносов и разных типов руслового процесса на каждом структурном уровне руслового процесса. Модификацию уравнений с целью более полного учета различных параметров и исследование численных методов решения - при всей важности этих двух аспектов - - в общей проблеме участа русловых деформаций можно считать не первоочередной задачей.

ПЕРСПЕКТИВЫ УСОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ ЧИСЛЕННЫХ МОДЕЛЕЙ

При разработке модели и подготовке ее к эксплуатации большое внимание должно быть уделено подбору параметров модели, для чего необходимо знать возможную степень влияния каждого параметра на результат и располагать правильными физическими концепциями о роли этих параметров на процесс в целом.

Одной из ключевых проблем численного моделирования потоков в размываемых руслах является проблема транспорта наносов. К настоящему времени предложено огромное число формул, большая часть которых получена на основании результатов лабораторных экспериментов или путем обработки материалов наблюдений, полученных для какого-то конкретного объекта и имеющих региональный характер. Проверка этих формул для условий других объектов, как правило, дает неудовлетворительные результаты. Поэтому с нашей точки зрения заслуживающими внимания являются, прежде всего формулы, полученные на основе обработки материалов наблюдений, относящихся к рекам разного масштаба и наносам различной крупности. Нами, в частности, используется формула Снищенко и Копалиани (1978), подтвержденная многочисленными натурными данными:

$$q_в = 0.011\ h\ \frac{v^{3.9}}{(\sqrt{gH})^{2.9}}$$

q_s = расход наносов

H = глубина потока

V = скорость

h = высота гряды

g = ускорение силы тяжести

Гидравлические сопротивления в одномерную модель неустановившегося движения воды вводятся формулой Шези, отражающей с помощью какой-то интегральной характеристики сопротивления для стационарного движения и, следовательно, постоянство величин сопротивлений во времени в каждом створе. Погрешность такого подхода может быть оценена с помощью численных экспериментов. Примером таких экспериментов могут служить расчеты для гипотетического русла, проведенные Розерберг (1976) в связи с исследованием трансформации паводочных волн для исключительно неустойчивого русла р.Амударьи. Исследовалось влияние изменения величины коэффициента шероховатости n на трансформацию волны. Условно представлялось, что изменение величины n интегрально отражает изменения в направленности и величинах русловых деформаций. Полученные в результате расчетов синхронные связи Q = f(z) (рис.I), качественно повторяют соответствующие паводочные петли по материалам наблюдений на р.Амударье. Взаимное расположение ветвей подъема и спада свидетельствуют о наличии переменного подпора за счет сочетания частой смены подъемов - спадов уровней воды и намывов - размывов русла.

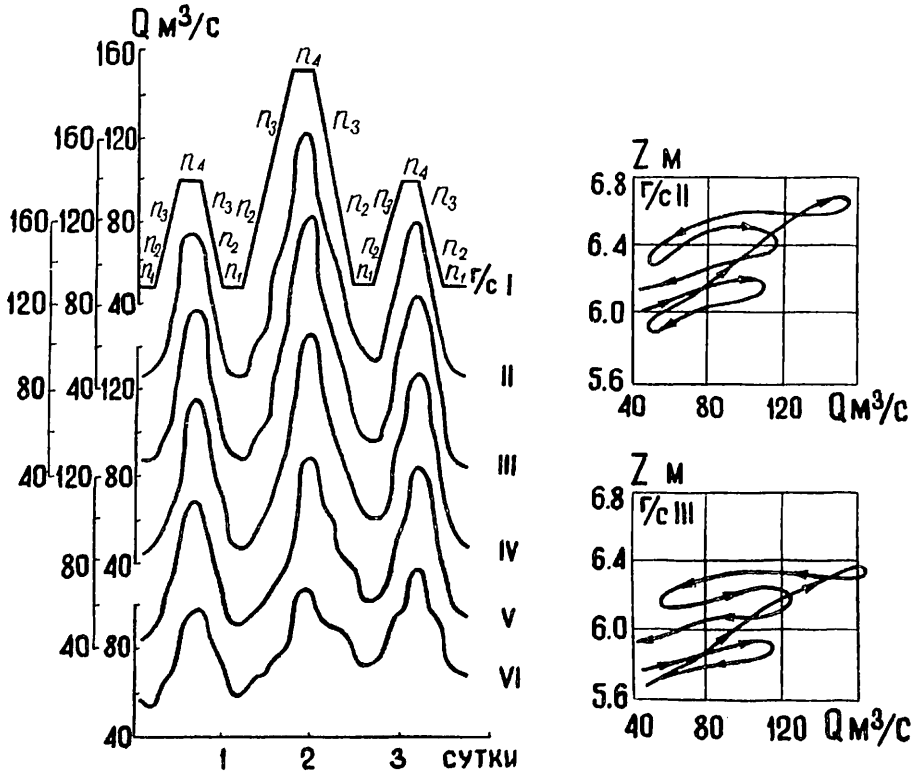


Рис.I. а) Трансформация расходов воды вдоль канала - $n_1 = 0{,}040, n_2 = 0{,}030, n_3 = 0{,}025, n_4 = 0{,}015$;
б) синхронные связи расходов и уровней воды для средних гидрографов канала.

Расчеты неустановившегося движения воды для проектов противопаводочных мероприятий, особенно обвалования с помощью одномерной модели, даже в предположении коррективного учета расхода наносов и гидравлических сопротивлений, требуют дополнительных решений о пересчете средних по сечению значений величин скоростей течения и глубин в локальные, поскольку от этого зависят назначаемые высоты и местоположение дамб обвалования. Незначительные изменения размеров дамб приводят к большим дополнительным затратам.

Нами была опробована одномерная модель, разработанная для условий обвалования без учета деформаций русла, в которой основные аспекты распространения паводочных волн в пойменном русле учтены путем выделения транзитных и застойных областей течения и идентификации осредненных по сечениям коэффициентов шероховатости для нескольких уровней заполнения поймы (Рогунович и др., 1982).

Модель использована для 4-х км участка небольшой равнинной реки, где в пределах одного пойменного массива сосредоточен сложный проектный комплекс: поступление потока на участок из стеснения русла, образованного мостовыми дамбами, обвалование русла и поймы дамбами прудов рыбохранилища и спрямление русловой излучины.

Для сложного комплекса процессов на указанном участке реки оказалось возможным получить лишь средние скорости течения и глубины на поперечных сечениях шириной до 2-х км. Эти характеристики недостаточны для назначения местоположения дамб и высоты их заложения. Локальные скорости течения получены, исходя из соотношения наблюденных средних и прибрежных скоростей в русле; величины их в 1,5-2 раза превышающие средние значения, не могут претендовать на точность.

Полученные характеристики режима использованы и для прогноза возможных перемещений русла в плане, однако сам прогноз потребовал дополнительных разработок.

Расчеты подтвердили правомерность применения указанной модели и в то же время на конкретном примере оказались явно выраженными те недостатки ее, наличие которых делает необходимым создание более гибких для использования в аналогичных условиях моделей.

Подтвержденная рассмотренным примером расчета проблема расчета локальных характеристик распространения волны может быть в значительной степени решена с помощью использования плановых моделей. При этом представляется целесообразным сочетать использование одномерной модели для участков реки с незначительной поймой и двумерных плановых моделей для участков рек с развитой поймой. Примером такого сочетания моделей является работа Zielke et al. (1981).

Чтобы рассчитать движение потока в русле с поймой на основании гидродинамической модели, необходимо задать граничные условия, представляющие собой соотношения, описывающие зависимости от времени значений тех или иных параметров системы на ее границе. В том случае, когда расчет ведется на непродолжительный период времени, задать эти соотношения относительно несложно. Иное дело, если требуется дать долгосрочный прогноз поведения системы со сроком упреждения порядка десятков лет. По сути эта гидродинамическая модель должна включаться в более широкую модель, которая на выходе давала бы соотношения, служащие граничными условиями для внутренней модели, т.е. описывала бы эволюцию граничных условий. При создании подобных внешних моделей в настоящее время придется, по-видимому, в основном опираться на эмпирические значения, по крайней мере, в аспекте русловых деформаций. Действительно, реки, как правило, находятся в состоянии динамического равновесия. Под влиянием резких изменений определяющих процесс факторов, имеющих как естественный, так и искусственный характер, равновесие нарушается и река эволюционирует до тех пор, пока не будет достигнуто некоторое другое состояние равновесия. Причинами, способными перевести систему в иное состояние, могут быть, в частности, противопаводочные мероприятия, например, обвалование русла и поймы, поскольку возведение противопаводочных валов в корне меняет так называемый, ограничивающий фактор - один из основных определяющих факторов русло-

вого процесса. Возможное при этом изменение типа руслового процесса приведет к изменению соотношения расхода воды и расхода наносов, соотношения между расходом донных и взвешенных наносов, изменению формы поперечного сечения русла, соотношения B/H , извилистости русла, сопротивления русла и поймы и т.д. Существующие математические модели в основном пока не в состоянии адекватно описать все эти изменения. Не исключено также, что и в будущем использование сложных моделей, требующих большого объема исходной информации, будет нецелесообразно. В этих условиях с нашей точки зрения перспективно использование результатов, полученных в гидроморфологической теории руслового процесса, методологической основой которой является выделение из всего многообразия явлений, процессов и объектов, наблюдающихся в речном русле, некоторых фиксированных русловых форм с последующим исследованием условий их возникновения, направлением развития и характера их отношений. Таким образом для расчета неустановившегося движения потока по деформируемому руслу в условиях проведения противопаводочных мероприятий может быть построена "двуслойная" модель, состоящая из двух блоков: гидроморфологического и гидродинамического. Верхний слой модели - гидроморфологический блок, давал бы прогноз изменений во времени таких макрохарактеристик системы, как тип руслового процесса, плановая форма русла и т.д. Нижний слой - гидродинамический блок, позволял бы путем численного интегрирования уравнений динамики русловых потоков (неразрывности, движения, баланса наносов и т.д.) рассчитывать кинематическую структуру руслового и пойменного потоков, отметок свободной поверхности, деформации (в основном глубинные) русла и т.д.

Для определения типа руслового процесса были предложены различные критериальные отношения. Снищенко (1979) на основании анализа большого количества натурного материала показал, что для разных типов руслового процесса характерны различные значения показателя $A = I_o B_o/(IB)$, где I_o и I уклоны долины и русла соответственно, а B_o и B - их ширины. Этим критерием особенно удобно пользоваться для расчета обвалованного русла, поскольку в этом случае в качестве B_o необходимо брать ширину между валами и, вычислив новое значение A , можно дать прогноз изменения типа руслового процесса.

Плановые деформации русла наиболее выражены при меандрировании. Для их расчета можно рекомендовать, например, формулу Кондратьева (1968)

$$C = k\, C_m (H - H_o)/(H_m - H_o)$$

C = скорость поперечного смещения русла в расчетном створе

C_m = максимальная на данном морфологически однородном участке скорость поперечного смещения русла

H = глубина в расчетном створе

H_m = максимальная в пределах излучины глубина русла

H_o = средняя глубина русла на ограничивающих излучину перекатах

k = коэффициент, учитывающий степень развитости излучины.

Этой же цели может служить уравнение, полученное из построения математической модели плановых деформаций меандрирующего русла (Замышляев, 1983):

$$\theta_t + \left[V^2 \int_o^s \theta_s^2 \, ds + f(t) \right] \theta_s = -V^2 \theta_{ss}$$

θ = угол, образуемый касательной к осевой линии русла с осью x

V = средняя по сечению скорость потока

$f(t)$ = заданная функция граничных условий (нижние индексы t и s означают дифференцирование по времени t и натуральной координате s).

Расчет может выполняться также, исходя из соотношений между различными параметрами меандрирующего русла, полученных как в рамках упомянутой математической модели, так и эмпирическим путем (Кондратьев и др., 1982).

Как уже говорилось выше, каждому типу руслового процесса соответствуют определенные значения отношения ширины русла к глубине В/Н . Попов (1983) провел исследование этого вопроса, в результате которого он установил наиболее характерные значения В/Н для каждого типа руслового процесса.

Таким же образом можно было бы описать и другие результаты гидроморфологической теории русловых процессов, изменение которых дает возможность определить те или иные изменения, происходящие с руслом и поймой, однако ограниченный объем статьи не позволяет сделать это.

Помимо численного моделирования для расчетов неустановившегося движения потока по размываемому руслу весьма перспективным может оказаться применение гибридного моделирования, при котором для расчета относительно простых участков русла используются численные модели, а для более сложных - гидравлические. Успех в этом направлении будет определяться в основном прогрессом в области руслового моделирования, т.е. моделирования на размываемых моделях. В настоящее время это, по-видимому, наиболее сложная область физического моделирования. По этой причине до сих пор не построена теория, позволяющая переносить на натуру результаты, получаемые на модели. Однако некоторые последние результаты дают основание надеяться на скорое решение этой проблемы.

Обвалование и другие противопаводочные мероприятия осуществляются, в основном, для рек с развитой поймой. В то же время расчеты неустановившегося движения воды для русла с поймой наиболее сложны, т.к. наличие поймы серьезно нарушает те допущения, которые приняты при выводе уравнений одномерной модели, прежде всего, допущение о призматичности русла. При всех возможных сложностях течений на пойме и водообмена между руслом и поймой, с помощью одномерной модели рассчитывается призматический канал. Поэтому вся исходная информация, используемая в модели качественно и количественно должна отражать переход от модельных к реальным условиям. Приспособление реальных условий к модельным требует серьезного анализа физической картины процессов затопления и опорожнения поймы на разных фазах половодья.

Критерием оценки правомерности использования в расчетах той или иной модели, а также способов задания исходной информации и определения величин отдельных параметров являются материалы наблюдений.

Для естественных условий использование такого критерия, как правило, осуществимо. Для проектных же условий сложность расчетов усугубляется отсутствием реальной возможности проверить достоверность результатов расчета до ввода в действие проекта и осуществления экстремальных гидрологических ситуаций. Это усиливает роль анализа материалов наблюдений для естественных ситуаций, которые могут в какой-то мере оказаться аналогичными проектным решениям. Применительно к обвалованию, например, можно использовать некоторое соответствие между естественными вдольбереговыми валами и проектируемыми дамбами обвалования.

Проблему оценки правомерности использования математических моделей можно решить лишь путем организации специальных наблюдений за водным режимом и русловым процессом на одном и том же объекте в естественных условиях и после осуществления проектирования, а также в лабораторных условиях. Помимо возможности сравнения результатов расчета с натурными материалами такие наблюдения позволят уяснить различные аспекты процесса и специфику задания исходной информации.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Прогресс в численном моделировании неустановившегося движения потока по размываемому руслу во многом будет определяться успехами в решении проблемы учета гидравлических сопротивлений русла и поймы, а также в создании теории транспорта наносов. Для того, чтобы методы численного моделирования могли успешно применяться для проектирования противопаводочных мероприятий и сооружений, необходимо разработать модели, которые, во-первых, позволяли бы рассчитывать не только осредненные, но и локальные элементы движения, по крайней мере, на участках русла и поймы, представляющих наибольший интерес,

а во-вторых, позволили бы прогнозировать изменение макрохарактеристик процесса, таких как тип макроформы, плановая конфигурация русла, форма его поперечного сечения и т.д. Это может быть достигнуто путем совместного использования одномерных и двумерных плановых моделей; создание моделей, содержащих наряду с гидродинамическим гидроморфологический блок; разработкой методов гибридного моделирования, сочетающих элементы математического и физического моделирования. Для проверки адекватности создаваемых моделей должен быть организован банк данных, для чего потребуется провести детальные натурные и лабораторные эксперименты по специальной программе.

ABSTRACT

Imperfection of the existing numeric models of unsteady water flow, aimed at the inventory of hydraulic resistances, is aggravated by some circumstances in case of flood control projects. Most important of these circumstances are: (1) necessity of computing local characteristics of water and channel regimes, not averaged over cross-section; (2) possible changes of flow characteristics not only in their numeric expression, but in the changes of the trends of evolution of various processes, e.g., in the type of river-bed evolution; (3) great difficulties arise due to a possible check of the model because of inadequate observation data.Modification of numeric models of the unsteady water flow should include: (1) obtaining of more reliable characteristics of sediment transport and channel and floodplain resistances; (2) combined use of uni- and two-dimensional plane models; (3) preparation of two-layer models, containing a hydromorphological block together with the hydrodynamic block; (4) use of hybride models combining the elements of mathematical and physical modeling; (5) creation of a special data bank to check the numeric models quality on the base of detailed field and laboratory tests.

ZUSAMMENFASSUNGEN

Die Unvollkommenheit der zur Zeit zu benutzenden Zahlmodelle der nicht stationären Wasserbewegung, deren Zentralproblem eine Berechnung von hydraulischen Widerständen ist, verstärkt sich bei Plannung von Gegenhochwassermaßnahmen durch eine Reihe der Bedingungen. Die Wesentlichste unter ihnen sind: (1) Die Notwendigkeit der Berechnung von lokalen, sondern nicht nach Querschnitt gemittelten Charakteristiken des Wasser- und Flußbettverhaltens; (2) mögliche Veränderungen von Flußcharakteristiken nicht nur in ihren Zahlausdruck, sondern auch in einer Veränderung der Tendenzen der Entwicklung von Vorgängen, z.B. vom Types Flußbettvorganges; (3) die Möglichkeit der Modellprüfung wegen des Fehlens von entsprechenden Beobachtungsmaterialien wird wesentlich komplizierter. Die Entwicklung von Zahlmodellen der nicht stationären Wasserbewegung muß folgendes vorsehen: (1) Die Erhaltung der sicheren Charakteristiken des Transports von Pumpen und des Widerstands des Flußbetts und des Hochwassergeländes; (2) gemeinsame Benutzung von ein- und zweidimensionalen Planmodellen; (3) Erzeugung von Zweischichtmodellen, die neben dem hydrodynamischen Block auch ein hydromorphologischer Block enthalten; (4) Benutzung von Hybridemodellen, wo die Elemente der mathematischen und physikalischen Simulierung kombiniert werden; (5) Bildung der speziellen Datenbank für die Prüfung der Qualität von Zahlmodellen auf dem Grund der Organisation von ausführlichen Natur- und Laborexperimenten.

ЛИТЕРАТУРА

Замышляев В.И. (1983). Математическая модель плановых переформирований речного русла. Труды ГГИ, вып.288, 56-72.

Кондратьев Н.Е. (1968). Гидроморфологические основы расчетов свободного меандрирования. Труды ГГИ, вып.156, 5-38.

Кондратьев Н.Е., Попов И.В., Снищенко Б.Ф. (1982). Основы гидроморфологической теории руслового процесса. Гидрометеоиздат, 1-272.

Попов И.В. (1983). О соотношениях ширины и глубины речного русла при разных типах руслового процесса. Труды ГГИ, вып. 288, 3-9.

Рогунович В.П., Вап Ю.И., Федорова И.И., Филлипович И.М., Шнипов Ф.Д., Буткевич Л.Д., Самойленко Г.П. (1982). Математическое моделирование водного режима системы водотоков бпссейна р.Припяти в естественном состоянии и при обваловании. Проблемы Полесья. Вып.8.Минск: Наука и техника, 135-148.
Розенберг Л.И. (1976). Влияние неустойчивости русла на трансформацию паводочных волн и методику ее расчета. Труды ГГИ, вып.234, 235-246.
Снищенко Б.Ф. (1979). Связь типов русел с формами речных долин. Геоморфология, № 1, 18-26.
Снищенко Б.Ф., Копалиани З.Д. (1978). О скорости движения гряд в реках и лабораторных условиях. Труды ГГИ, вып.252, 30-37.
Zielke W. and Urban K. (1981). Two dimensional modelling of rivers with flood plains. Int. Conf. on Numerical Modelling, Bratislawa.

4.

Water Quality Forecasts

Vorhersage der Wasserqualität

Прогнозы качества воды.

SOPHISTICATED MATHEMATICAL MODELS FOR FORECASTING POLLUTANT SPREADING IN RIVERS

Dr. Radisav Pavlović

"Jaroslav Černi" Institute for Water Resources Development, 11000 Belgrade, POB 530, Yugoslavia

ABSTRACT

The discussion on the pollutant spreading phenomena in rivers is first given in this paper. The main attention is focussed on the presentation of the mathematical models for forecasting the pollutant spreading. One-dimensional models, integral and diffusion models are only briefly outlined, and the field methods presented in more details. For general use, the three-dimensional elliptic mathematical models have been developed. However, due to still limited capacities of the present-day computers, these models require to be simplified in most of the situations, to the parabolic and two-dimensional models. The models are usually linked to a model chain in practice. The turbulent transport of momentum, heat and mass in these models is treated by an adequate turbulence model. The model with the widest application is the k-ε model, and it is presented here in more details. Finally, the possibilities of the models presented are illustrated by some characteristic results of forecasting the heat and pollutant spreading in rivers downstream from power or water treatment plants.

KEYWORDS

Rivers; pollutant spreading; forecasting; mathematical models; integral methods; diffusion models; field methods; three-dimensional models; two-dimensional models; model chain; turbulence model; case studies.

Introduction

Natural watercourses, which are important components of the human environment, are nowadays increasingly polluted by the discharge of cooling water from the thermal and nuclear power plants as well as by the chemically and biologically polluted waste water from households and industry. The polluted discharge is gradually dilluted by the river flow, but this process is rather slow. Consequently, the ecologically endangered zones with relatively high pollutant concentration develop along the discharge river bank for many kilometers. The prediction of these zones and of the water quality parameters within them is becoming an important task of the river and environmental engineering. For solving these problems, mathematical models of different kinds have been developed. An essential requirement of these models is that they should be able to predict, for given rivers and emission conditions, the distribution of pollutant concentration with an accuracy sufficient for practiacl purposes.

The distribution of pollutant concentration is governed by two mechanisms: heat as well as chemical substances can be transported from one point in the river to another by the mean motion of the flow (convective transport) as well as by the turbulent motion, and the later process is also called turbulent diffusion. Both processes must be simulated correctly by a mathematical model, which means that the mean flow field must be either known or must in general also be determined by the mathematical model.

The cooling or waste water is usually laterally discharged into the river, through a side channel or a closed conduit (Fig. 1). The discharge jet entrains water, and this leads to the formation of recirculation zone behind the jet. Apart from the occurence of reverse flow, the flow in the vicinity of the discharge is further complicated by three-dimensional effects which are due either to the discharge geometry or to buoyancy effects arising from a density difference between the discharged waste water and the river water. Usually, however, the stratifiction is eroded rather quickly by the turbulence in the river which evans out vertical nonuniformities of the concetration profiles by way of vertical mixing. In such well-mixed regions only the horizontal distribution of heat and other pollutants is of interest so that the problem can be treated as two-dimensional.

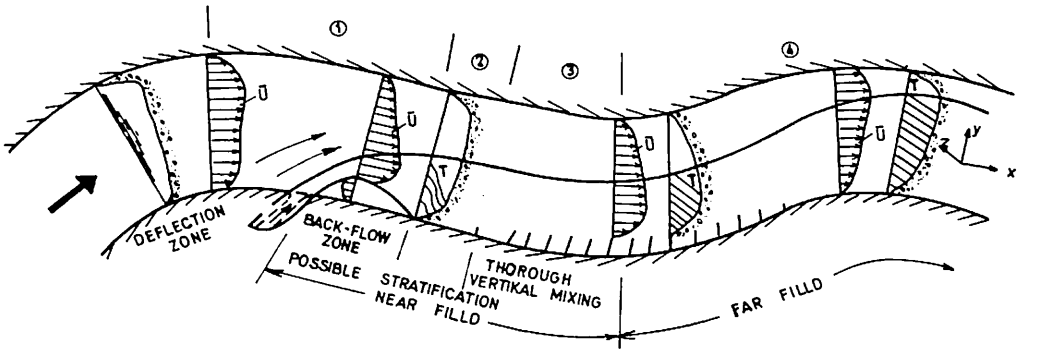


Fig. 1 Typical discharge configuraions

The discharged jet influences the flow field in the river only within a certain distance downstream from the outlet. This region is called **near field**, and here the turbulence stems partly from generation at the river bed but also from generation within shear layers induced by the discharge, and hence the turbulence behaviour in the near field is particularly difficult to simulate in a mathematical model. From a certain distance, the flow in the river is no longer influenced by the discharge, and this region is called the **far field**. Here the turbulence is governed entirely by the generation at the river bed.

The flow field, temperature and concetration fields in rivers, downstream from a pollutant discharge, are fully described by the well-known Naiver-Stokes equations, completed with the temperature and concentration equations. Numerical methods exist by which these equations could be in principle solved. The storage capacity and the spead of the present-day computers are however, still by far to small to allow a numerical resolution of the flow field, even on a shorter river reach. The only feasible approach is the statistical one, in which all variables are devided into an average value and fluctuating components. The resulting time-averaged (Reynolds) equations are then solved numerically and statistically averaged values obtained, which are in most practical cases of only interest. The Reynolds equations represent a basis of the so-called **field methods**. The presentation of the field methods and their practical application is the main task of this paper. This will be done in the folowing sections, and before this, three groups of the simpler methods will be briefly outlined.

Until recently, **linear** (or **one-dimensional**)**models** were mainly used, which are the simplest and from the point of view of computer time and storage required the cheapest ones. They are based on the assumption of instantaneous and full mixing of the discharging jet with the river water. Such an assumption is rarely justified in practice, except in cases when the pollutant and river discharges are of the same order of magnitude. In most cases, however, the polluted discharge is much lower than that of the river, and the full mixing takes place only at a long distance from the outfall structure. One-dimensional models are thus of no use for solving near field problems.

The following group of simpler models are called **integral methods**. They were developed for situations where the discharge has the character of a jet, maintaing it during its penetration into the river flow. The integral models are based on hypothesis about the velocity and concentration distributions in the jet (similarity hypothesis), and certain assumptions with regard to turbulence and mixing characteristics. Due to these assumptions, the partial differential equations are reduced to ordinary ones, which can be solved by relatively simple methods.

The effects of interaction between the jet and the river flow which cause the appearence of recirculation, and the effect of turbulence induced by bottom shear, cannot be analysed by integral methods. Therefore, these can be applied only in specific situations, such as of submerged outflow into stagnant water, or surface discharge into deep watercourses with low velocity.

The last group of simpler methods are the **diffusion models**. Their application is limited to the far field, where the diffusion is governed by the turbulence of river flow, caused by bottom friction. These models assume that the velocity distribution is known, and the differential temperature (or concentration) equation is reduced to a linear form. The transport by diffusion is approximated by the introduction of a coefficient of turbulent diffusion. It is also necessary to define the temperature and concentration distribution at the upstream end of the far field, and this is done by performining the near field calculations or by field measurements. In cases where the velocity field and the diffusion coefficient were known (from measurements) or could be estimated accurately, the diffusion models have proved very successful. Such cases are, however, not very frequent, since field measurements are very expensive.

In the following text, the field methods are presented in more details. The presentation includes the three-dimensional models and their simplifaction to the two-dimensional models, the model chain phylosophy, as well as turbulence modelling as a tool to account for turbulent diffusion processes. Finally, the possibilities of the models presented are illustrated by some characteristic results of forcasting the heat and pollutant spreading in rivers.

Field-Methods

In this section the field-methods for the forcasting of pollutant spreading in rivers are presented. The three-dimensional models are briefly outlined, and the application domains and the possibilites of their simplification discussed. The main attention is focussed on the presentation of the two-dimensional, depth-averaged models. A turbulence model needed to close the system of equations is also presented, as well as the necessary boundary conditions.

Three-Dimensional Mathematical Models. The distribution of the mean velocity, temperature and pollutant concentration is in the steady-state river flow situations governed by the following equations:

Continuity equation:
$$\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z} = 0 \qquad (1)$$

x-momentum equation:
$$\frac{\partial U^2}{\partial x} + \frac{\partial VU}{\partial y} + \frac{\partial WU}{\partial z} = -\frac{1}{\rho}\frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\nu_t \frac{\partial U}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\nu_t \frac{\partial U}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(\nu_t \frac{\partial U}{\partial z}\right) \qquad (2)$$

y-momentum equation:
$$\frac{\partial UV}{\partial x} + \frac{\partial V^2}{\partial y} + \frac{\partial WV}{\partial z} = -\frac{1}{\rho}\frac{\partial P}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\nu_t \frac{\partial V}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\nu_t \frac{\partial V}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(\nu_t \frac{\partial V}{\partial z}\right) - g \qquad (3)$$

z-momentum equation:
$$\frac{\partial UW}{\partial x} + \frac{\partial VW}{\partial y} + \frac{\partial W^2}{\partial z} = -\frac{1}{\rho}\frac{\partial P}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\nu_t \frac{\partial W}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\nu_t \frac{\partial W}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(\nu_t \frac{\partial W}{\partial z}\right) \qquad (4)$$

Temperature/Concentration equation:
$$\frac{\partial U\phi}{\partial x} + \frac{\partial V\phi}{\partial y} + \frac{\partial W\phi}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x}\left(\Gamma_t \frac{\partial \phi}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\Gamma_t \frac{\partial \phi}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(\Gamma_t \frac{\partial \phi}{\partial z}\right) + S_\phi \qquad (5)$$

Density equation:
$$\rho = f(T, C) \qquad (6)$$

in which : x,y,z - Cartesian coordinates (Fig. 1), U,V,W - mean flow velocities in x-, y- and z- direction, ϕ- scalar quantity (temperature T or concentration C), P- pressure, g-acceleration of gravity, S_ϕ- sink or source term, ν_t- eddy viscosity, Γ_t - eddy diffusivity, ρ- local density of the fluid.

In the above equations, an assumption was introduced, that the turbulent transport of momentum, heat and mass could be related to the gradients of mean velocity, temperature and concentration, by using the eddy viscosity/diffusivity concept. The eddy viscosity and diffusivity do not represent material characteristics of the fluid, but they depend on the turbulence structure. Their distribution within the flow field is determined by using a convenient turbulence model, as explained in one of the following subsections.

Application Domains and Simplifications of 3D Models. The discharge problem form Fig. 1 is generally three-dimensional (3D) and the governing equations (1) to (6) are elliptic in nature. The numerical solution of 3D - elliptic equations requires much computer storage and time because the flow field must be discretized in all three directions (leading to large storage requirements) and the elliptic equations require an iterative solution procedure (leading to large computer times). Therefore, only rather coarse numerical grids can be used with present computers, which leads toa poor resolution ofthe flow field. The presently achievable resolution is by far not sufficient to simulate the various phenomena in the river section schemed in Fig. 1. The solution of the general 3D elliptic equations for the whole river stretch of interest is therefore not feasible at the present time.

In many river zones, certain physical phenomena dominate over others so that the equations can be simplified accordingly. Two simplifications can be particularly sifnificant. Firstly, the dimensional of the problem can be reduced and secondly, in certain regions, the elliptic equations can be simplified to parabolic ones, which are amenable to the much more efficient nonierative solution procedure of marching-forward integration. A short description of these simplifications will be given here.

Except in relatively small recirculation regions, the flow in the river has a predominant direction and turbulent transport in the main-flow direction is negligible compared with that in the cross-sectional plane. Thus, in most parts of the river, influences cannot be transmitted upstream by the turbulent diffusion nor by the mean flow. Wneh the transmission of pressure effects from downstream to upstream points is also unimportant, the equations can be made parabolic in the main-flow direction (x-direction in Fig. 1). These equations can be derived from the original elliptic equations by neglecting the fully underlined terms for the longitudinal diffusion, and by replacing the pressure gradient in the main-flow direction $\partial P/\partial x$ through a value $d\bar{P}/dx$ which is constant over a cross-section (non-uniformities in $\partial P/\partial x$ cause the upstream transmission of the pressure gradients). The solution of the parabolic equations at a certain river cross section does not depend on the solution at cross sections located downstream nor on the conditions at the outflow-boundary. Therefore, the equations can be integrated in a numerical scheme by marching from one cross section to the next, starting with given initial conditions at the cross section furthest upstream. The marching-forward procedure is partucurly economical because the flow field is covered only once during the solution procedure and all the variables have to be stored only at grid nodes in one cross section, so that only two-dimensional storage is required. A 3D parabolic model was developed by McGuirk (1975).

Close to discharges, the upstream transmission of influences due to the action of pressure is often important. It leads, for example, to the bending of the river flow upstream of the discharge, as sketched in Fig. 1. Such influences can be accounted for in a so-called partially-parabolic procedure, in which the pressure is treated ellipticaly, but all other variables parabolically, as before. In this case, the pressure is stored three-dimensionally. Starting with an estimated pressure-field, the marching-integration is carried out several times, each time improving the pressure field until convergence is achieved. The main advantage of the partially-parabolic procedure over a fully-elliptic procedure is that three-dimensional storage is required only for the pressure variable but not for the other variables, which require only two-dimensional storage. A partially parabolic procedure was developed by Pratap & Spalding (1976).

Simplification of the three-dimensional equations to two-dimensional ones is possible under well mixed situations when temperature or pollutant concentration vary little over the river depth. Two-dimensional depth-averaged equations can be derived by integrating the three-dimensional equations over the depth. In general, the depth-averaged equations are elliptic, but the computational effort is reduced significantly compared to the 3D-elliptic procedures. A model intended for application on side discharges into canals was developed by McGuirk and Rodi (1978). Pavlović (1981) extended this model for application on real-live discharges into rivers and tested with field data available.

When applied to long river stretches, the 2D-elliptic procedures would again lead to unacceptably high computational expenses. To avoid this, downstream of the recirculation zone the elliptic equations can be simplified to 2D-parabolic equations, which can be solved with efficient marching-forward procedures, in this case requiring only one-dimensional storage. One such procedure is that of Patankar and Spalding (1970) which was extended for applications to the canal flows by Rastogi and Rodi (1978), and to the river flow configuraions by Pavlović (1981), who also applied this model to many real-live discharges. The 2D parabolic models can be used, when the velocity field is known from measurements or can be estimated with sufficient accuracy. The 2D parabolic models have, however, the advantage that they account automatically for effects of changes in the river cross sectio
The 2D models, elliptic and parabolic, will be presented in the following.

Depth-Average Mathematical Models. The task of depth-average model is to calculate the horizontal distribution of the depth-averaged velocity components $\bar{U}$ and $\bar{V}$, the local water-depth h and the depth-averaged scalar quantity $\bar{\phi}$. These depth-averaged quantities are defined by the following relations.

$$\bar{U}=\frac{1}{h}\int_{z_b}^{z_b+h} U\,dz \qquad \bar{V}=\frac{1}{h}\int_{z_b}^{z_b+h} V\,dz \qquad \bar{\phi}=\frac{1}{h}\int_{z_b}^{z_b+h} \phi\,dz \tag{7}$$

where z is the vertic. co-ordinate and z_b represents the channel bottom as sketched in Fig.2.

For steady flow situations, the equations governing the distribution of U, V, h and Ø read as follows(Kuipers and Vrengdenhil, 1973 and Flokstra, 1976):

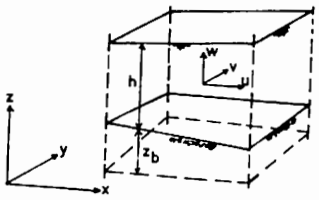


Fig. 2. Definition of symbols

Continuity equation:
$$\frac{\partial(h_s\bar{U})}{\partial x}+\frac{\partial(h_s\bar{V})}{\partial y}=0 \tag{8}$$

x-momentum equation:
$$\bar{U}\frac{\partial\bar{U}}{\partial x}+\bar{V}\frac{\partial\bar{U}}{\partial y}=-g\frac{\partial\Delta h}{\partial x}+\frac{1}{\rho h_s}\frac{\partial}{\partial x}(h_s\bar{\tau}_{xx})+\frac{1}{\rho h_s}\frac{\partial}{\partial y}(h_s\bar{\tau}_{xy})-\frac{\tau_{bx}}{\rho h_s} \tag{9}$$

y-momentum equation:
$$\bar{U}\frac{\partial\bar{V}}{\partial x}+\bar{V}\frac{\partial\bar{V}}{\partial y}=-g\frac{\partial\Delta h}{\partial y}+\frac{1}{\rho h_s}\frac{\partial}{\partial x}(h_s\bar{\tau}_{xy})+\frac{1}{\rho h_s}\frac{\partial}{\partial y}(h_s\bar{\tau}_{yy})-\frac{\tau_{by}}{\rho h_s} \tag{10}$$

Temperature/Concentration equation:
$$\bar{U}\frac{\partial\bar{\phi}}{\partial x}+\bar{V}\frac{\partial\bar{\phi}}{\partial y}=\frac{1}{\rho h_s}\frac{\partial}{\partial x}(h_s\bar{J}_x)+\frac{1}{\rho h_s}\frac{\partial}{\partial y}(h_s\bar{J}_y) \tag{11}$$

The equations (8) to (11) represent the 2D elliptic model. In these equations the rigid-lid approximation has been introduced involving the replacement of the local water depth h ($h=h_s+\Delta h$) by the static water depth h_s in Eq. (8) and in all terms of Eqs. (9) and (10) except for the gradients of the super-elevation Δh which are retained in the momentum equations. In the original depth-average equations the so-called dispersion terms appear, which account for veritcal non-uniformity of $\bar{U}$, $\bar{V}$ and $\bar{\phi}$. These terms arise from splitting local quantities into depth-averaged values and devitations from these values and then carrying out the depth-averaging of the equations. In the case of Ø - eqaution the dispersion term reads as follows:

$$\text{Dispersion} = \frac{1}{\rho h}\frac{\partial}{\partial x}\int_{z_b}^{z_b+h}\rho(U-\bar{U})(\phi-\bar{\phi})\,dz+\frac{1}{\rho h}\frac{\partial}{\partial y}\int_{z_b}^{z_b+h}\rho(V-\bar{V})(\phi-\bar{\phi})\,dz \tag{12}$$

For steady effluent discharge and steady flow conditions, the dispersion terms can be neglected, as shown by Rastogi and Rodi (1978).

τ_{bx} and τ_{by} are the bottom-shear stresses in the x- and y- directions respectively. They are calculated by using the usual quadratic law (Pavlović, 1981). The momentum equations (9) and (10) contain the depth-averaged turbulent streasses $\bar{\tau}_{xx}$, $\bar{\tau}_{xy}$ and $\bar{\tau}_{yy}$ the scalar transport Eq. (11) contans the depth-averaged turbulent heat or mass fluxes $\bar{J}_x$ and $\bar{J}_y$. A turbulence model is needed to determine the horizontal distribution of these stresses and fluxes over the flow domain. This will be explained in the following subsections.

The equations (8) to (11) represent the elliptic model. In river stretches where downstream events cannot influence the flow upstream and the flow has a predominant direction the following boundary-layer approximations are satisfied:

$$\frac{\partial}{\partial x}\ll\frac{\partial}{\partial y}; \qquad \bar{V}\ll\bar{U} \tag{13}$$

and the main-flow equations (9) to (11) can be accordingly simplified, to the 2D parabolic model. In this case the underlined terms can be omitted and the flow field can solely be described by the continuity equation (8) and the simplified x-momentum equation (9); the lateral momentum equatin (10) is not needed anymore. Introducting conditions (13) into this equation, however, yields that the water level above datum $H=h+z_b$ is approximately constant over the width of the river. Therefore, in the longitudinal momentum equation the gradient of the sur-

face elevation ∂H∂xis replaced by dH/dx. The streamwise variation of the water level H above datum has to be known a priori and is usually obtained from the 1D backwater computation. With H known, the local water depth $h=H-z_b$ can be calculated from the known topography of the river bed.

An elliptic model with body fitted coordinates, applicable to curved channels and rivers has recentrly been developed by Pavlović et al. (1974). Pavlović and Rodi (1985) developed a parabolic model for meandring channels and rivers.

Model chains. The various models described above can be combined to form a model chain with which the whole field of interest can be convered. Figure 3 shows two possible model chains, one for situations with strongly three-dimensional behaviour in the vicinity of the discharge and the other for situations with weak three-dimenisonality. In the former case, the calculation would be started with the 3D partially-parabolic/locally elliptic model covering region 1 of Fig. 1. In region 2, where the three-dimensional effects (e.g. stratification) are still significant but the transmission of influences from downstream to upstream locations is not, the 3D- parabolic model would be used. The calculation would switch to the 2D depth-average parabolic model as soon as the 3D-calculations indicate nearly uniform profiles of pollutant concentration over the depth (region 3), and this calculation can be carried out into the far-field (region 4). Alternatively, the far-field can be calculated with a diffusion method, using measured or estimated velocity distribution as input.

The second model chain given in Fig.3 is suitable for situations with weak three-dimensional effects everywhere so that the calculation can be started with a depth-averaged model. In this case, region 1 of Fig. 1 would be calculated with the 2D-elliptic model. Downstream of the recirculation zone the calculation would be contuinued with the 2D-parabolic model as described for the other model chain above. In the well-mixed case, there is no difference between regions 2 and 3.

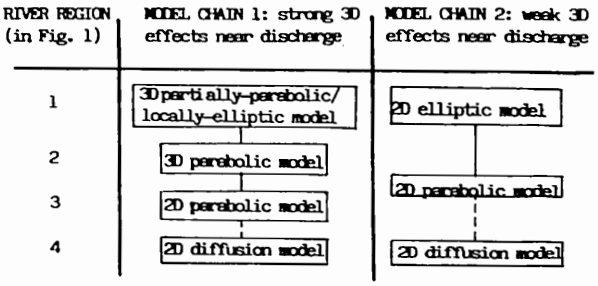


Fig. 3. Model chains for forcasting the flow field and pollutant spreading in rivers

For each model component, the conditions at the inflow-boundary (initial conditions) are provided by the calculations with the model component for the adjacent upstream-region. Of course, for the first member of the model chain the initial conditions must be prescirbed at a cross section upstream of the waste-water discharge. The great advantage of the model-chain concept is that, for each flow region, the simplest possible mathematical model is used so that the computational effort is minimized.

Turbulence modelling. The turbulent transport terms in the mean-flow equations, representing the transport of momentum, heat and mass by the turbulent fluctuations, are additional unknowns in the mean-flow equatuons. Hence, approximate hypothesis, must be introduced to obtain a closed set of equations. Such hypothesis are called a " **turbulence model**" and a review on existing turbulence model has been given by Rodi (1980). Usually, the eddy-viscosity concept is introduced, which relates the turbulent momentum transport to mean-velocity gradients. Analogously, the eddy-diffusivity concept is used relating the turbulent heat or mass transport to the gradients of temperature or specified concentration. Models are available, however, which do not use the eddy-viscosity/diffusivity concept but employ differential transport equations for the individual turbulent transport quantities (like the turbulent stresses and heat or mass fluxes), but these models are rather complex and, at the present state of development, they are not very suitable for practical calculations.

As the eddy-viscosity and diffusivity are not fluid properties but depend on the turbulence structure, they may vary strongly from one point in the flow to another and from one flow situation to another, Hence, the introduction of the eddy-viscosity /diffusivity concept alone is not sufficient to determine the turbulent transport quantities, but a model must also be introduced to determine the distribution of the eddy-viscosity /diffusivity over the flow field. In many depth-average calculations of the far-field, the use of a constant eddy-diffusivity may be sufficient for practical purposes. However, the complex near-filed phenomena cannot be simulated with a constant eddy voscosity and diffusivity. There the distribution of the eddy viscosity and diffusivity over the flow-field has to be determined. The approach usually taken is to characterize the local state of turbulence by two parameters, namely the kinetic energy k and the rate of its dissipation ε, and to relate the eddy viscosity, and diffusivity, at each point to these parameters. The distribution of the turbulence parameters k and ε over

the flow field is determined from the semi-empirical transport equations for these two quantities. This so-called k-ε turbulence model has been found to work well in many different flow situations with same set of empirical constants. In the following, a version of this model will be presented, which has been developed for calculating the depth-averaged turbulent stresses and fluxes in Eqs. (9) to (11).

Depth-Average Version of the k-ε Model. The k-ε model uses the eddy viscosity /diffusivity concept, i.e. :

$$\frac{\overline{\tau_{ij}}}{\rho} = \widetilde{\nu}_t \left(\frac{\partial \overline{U}_j}{\partial x_j} + \frac{\partial \overline{U}_j}{\partial x_i}\right) - \frac{2}{3} k\delta_{ij}, \quad \frac{\overline{J_{\phi i}}}{\rho} = \widetilde{\Gamma}_t \frac{\partial \overline{\phi}}{\partial x_i} \tag{14}$$

The eddy diffusivity is assumed proportional to the eddy viscosity ν_t, and the proportinality constant σ_t is the turbulent Prandtl/Schmidt number. The eddy viscosity is related to the turbulence parameters k and ε by dimensional analysis:

$$\widetilde{\nu}_t = c_\mu \frac{\widetilde{k}^2}{\widetilde{\varepsilon}}, \qquad \widetilde{\Gamma}_t = \frac{\widetilde{\nu}_t}{\sigma_t} \tag{15}$$

where c_μ is an empirical constant. The distribution of k and ε and hence of the eddy viscosity over the flow field is determined from the following semi-empirical transport equations:

k - equation:
$$\frac{\partial \overline{U}\widetilde{k}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{V}\widetilde{k}}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\widetilde{\nu}_t}{\sigma_k}\frac{\partial \widetilde{k}}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{\widetilde{\nu}_t}{\sigma_k}\frac{\partial \widetilde{k}}{\partial y}\right) + G + P_{kv} - \widetilde{\varepsilon} \tag{16}$$

ε - equation:
$$\frac{\partial \overline{U}\widetilde{\varepsilon}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{V}\widetilde{\varepsilon}}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\widetilde{\nu}_t}{\sigma_\varepsilon}\frac{\partial \widetilde{\varepsilon}}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{\widetilde{\nu}_t}{\sigma_\varepsilon}\frac{\partial \widetilde{\varepsilon}}{\partial y}\right) + c_1 \frac{\widetilde{\varepsilon}}{k} G + P_{\varepsilon v} - c_2 \frac{\widetilde{\varepsilon}^2}{\widetilde{k}} \tag{17}$$

where

$$G = \widetilde{\nu}_t \left[2\left(\frac{\partial \overline{U}}{\partial x}\right)^2 + 2\left(\frac{\partial \overline{V}}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial \overline{U}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{V}}{\partial x}\right)^2\right] \tag{18}$$

is the production of turbulent energy due to interaction of turbulent stresses with horizontal mean-velocity gradients. The source terms P_{kv} and $P_{\varepsilon v}$ account for the significant production due to bed shear. They are related to the bottom friction velocity, U_* in the following way:

$$P_{kv} = \frac{1}{\sqrt{c_f}} \frac{U_*^3}{h}, \quad P_{\varepsilon v} = \frac{c_{2\varepsilon} c_\mu^{1/2}}{c_f^{3/2} (e^* \sigma_t)^{1/2}} \frac{U_*^4}{h^2} \tag{19}$$

where c_f is the friction coefficient in the quadratic bed shear stress law and e^* is a dimensionless diffusivity whose value has to be provided as empirical input. In river flows, dye-spreading experiments yielded a value of $e^* = \widetilde{\nu}_t/(U_* h \sigma_t) = 6$, which has been successfully used in many calculations (Fischer at al., 1979, Pavlović, 1981). The remaining empirical constants have the following standard values: $c_\mu = 0{,}09$, $C_1 = 1.44$, $C_2 = 1{,}92$, $\sigma_k = 1.0$, $\sigma_\varepsilon = 1.3$. (Launder & Spalding, 1974).

The relations (16) to (18) are suitable for use in the elliptic model. In parabolic model, the introduction of the conditions (13) into the Eqs. (16) to (18) leads to the neglection of the underlined terms.

Numerical Procedures for 2D Models. The numerical procedure which is widely used for solving the system of elliptic equations was developed by Gosman and Pun (1974). It is based on the algorythm developed by Patankar and Splading (1972). Pavlović (1981) has extended the computer programme for application on configurations of discharges into the flows. Unser manuel, including the listing of the contain programme, is given in Pavlović (1984). Zhe basic equations of the 2D parabolic model are solved by the 2D marching-forward procedure of Patankar and Spalding (1970). Pavlović (1981) has extended the original procedure and the computer programme for application on the river flows. The user manuel of this programme is given in Pavlović (1983).

Boundary Conditions. Boundary conditions for elliptic flows are needed along all boundaries of the field, and for parabolic flow at the upstream end and at the sides. St the upstream end, the distributions of $\overline{U}$, $\overline{\phi}$, $\overline{k}$ and $\overline{\varepsilon}$ must be given, from measurements or an appropriate estimation. Downstream conditions boundary (elliptic flows) usually assume the zero-gradient with respect to x for all variables. The boundary values at the banks are obtained by direct solutions of the simplified finite-difference equations (for details see Pavlović, 1981, and Pavlović and Rodi, 1982).

Application of Field-Methods

In this section, applications of the depth-averaged models to real-live discharges into the rivers Neckar, Danube, Po and Rhine are presented and compared with field measurements. In the case of Neckar and Danube, the model-chain concept was used, but in the other cases only the immediate vicinity of the discharges were simulated so that only elliptic model was employed.

Discharge from Stuttgart sewage plant into the river Neckar. The Stuttgart sewage plant rejects its treated water into a stretch of the river Neckar that is located between two locks. The river is relatively slow flowing (0.15 m/s), with a discharge of 24 m^3/s. The discharge from the sewage plant was 2.4 m^3/s, perpendicular to the river bank. In a measurement campaing the sewage discharge was seeded with Rhodamin B, and the concentration profiles as well as velocity profiles were measured at certain cross sections downstream of the discharge. A one-dimensional backwater profile calculation was carried out first which yielded a Manning factor of n=0.035 and the total shear stress distribution as input for the 2D depth-average calculation. In the latter, the elliptic model component was used for a river stretch extending from 53 m upstream of the discharge to 165 m downstream, as indicated in Fig. 4. From there onward, the parabolic model was employed down to x=1400 m. Fig. 4 shows the numerical grid used for the elliptic calculation, which took 17 minutes on a UNIVAC 1108 computer. The computer time for the parabolic calculation covering a much longer river stretch was only 2.5 minutes, which clearly shows that a switch over to the parabolic model should be made as soon as this is possible. A detailed describtion of this and the following case studies can be found in Pavlović (1981) and Pavlović and Rodi (1982).

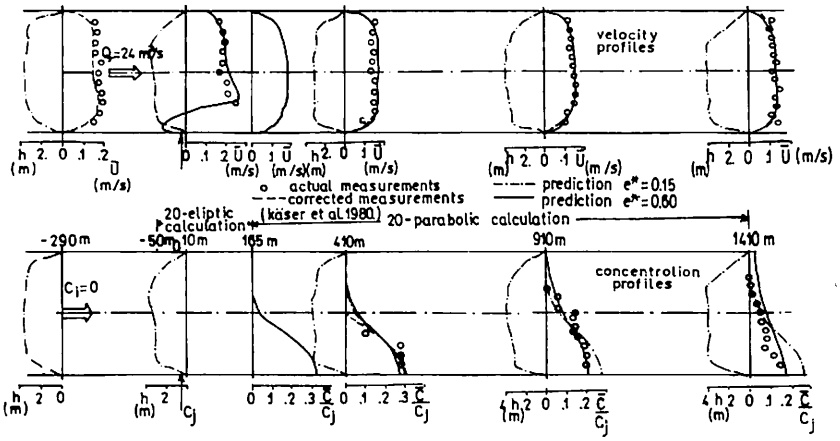


Fig.4 Discharge from Stuttgart sewage plant into the river Neckar

The calculated depth-average velocity and concentration profiles are compared with measurements in Fig. 4. Calculations with both e^*=0.6 and e^*=0.15 as empirical input are included. When a value of 0.15 is used, the spreading of the warm water plume is predicted too small, but this is significant only in the far field. In the near field, the turbulence generated by the discharge jet seems to dominate over that generated by bed shear so that the value of e has little influence. Fig.4 shows that in the far field the value e^*= 0.6 produces satisfactory agreement with the corrected measurements. It should also be mentioned that the value of e^* has very little influence on the velocity profiles which appear to be well predicted.

Coolingwater-intakes and -discharges of Power Stations Ingolstadt and Irsching into Danube. A reach of the Danube river between the power stations KW Ingolstadt and KW Irsching (F.R Germany) was treated using the model-chain concept. For testing the depth-averaged models the data obtained from measurements in 1973 were chosen. During the measurements campaign the Danube discharge was 120 m^3/s. From KW Ingolstadt 10.7 m^3/s of cooling water were rejected at an excess temeprature of 7.5°C. From the KW Irsching 17.2 m^3/s were rejected at the ecxess temeprature of 5 to 6°C. The temeperature measurements were carried out at 4 cross-sections which are shown in Fig.5. The 2D calculations were carried out using the model-chain (Pavlović, 1981). The model-chain consisted of elliptic models applied at the intake and outled regions, and the parabolic models used for calculating the remaini section. Fig. 5 shows both measured and predicted temperature profiles. The agreement can be seen to be satisfactory. The application of the complete model-chain took 54 minutes on UNIVAC 1108.

Discharge from Piacenza power station into the river Po. This example concerns the cooling-water discharge from the power station Piacenza into the river Po. The river velocity is here of the order 1.5 m/s, the river discharge is 440 m^3/s, and 25 m^3/s of cooling water are rejected at an excess temperature of 8°C. Detailed velocity and temeprature measurements were taken in the near field . These measurements indicated that the vertical temperature distribution was closely uniform, which supports the assumptions made in the depth-average model. The 1D backwater profile calculation yielded again a Manning's factor of n=0,035. The velocity and temperature profiles obtained with the depth-average method are compared with depth-average field measurements in Fig 6.

The agreement can be seen to be very satisfactory, and it should be noted that in this case no recirculation region developed because the discharge is at a relatively small angle to the mainstream, as indicated in Fig.6. In this case only the elliptic model component was employed because the measurements did not extend very far downstream from the discharge. The calculations took 19 minutes on a UNIVAC 1108.

Discharge from Karlsruhe power station into the Rhine. The last example shows the application of the depth-average model to the cooling-water discharge from the Karlsruhe power station into the river Rhine. In the particular case simulated, the discharge was at the surface, rejecting 19 m^3/s cooling water at an excess temperature of 7.5°C at right angle to the bank. The river discharge was 804 m^3/s. For river velocity was of the order of 1.5 m/s. For this particular situation, field measurements were carried out only in the immediate vicinity of the discharge so that only the elliptic model component was employed.

Fig. 7 compares predicted velocity vectors and isoterms with field mesurements. The calculations show a recirculation zone behind the discharge. Unfortunately the measurements are not very detailed in this region, but there is one velocity measurements that does indicate a negative velocity in agreement with the calculations. In general the flow field appears to be predicted correctly. The depth-average isotherms agree also reasonably well with measurements; the agreement is certanly sufficient for practical purposes.

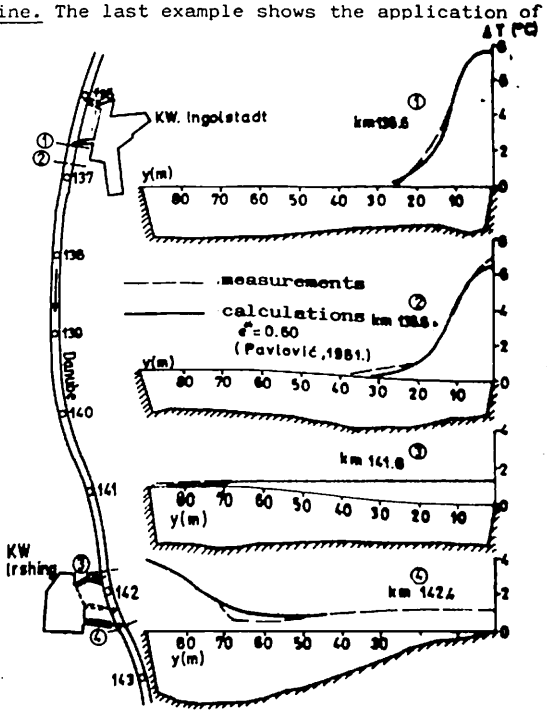


Fig. 5 Predicted and measured temperature profiles on the Danube river

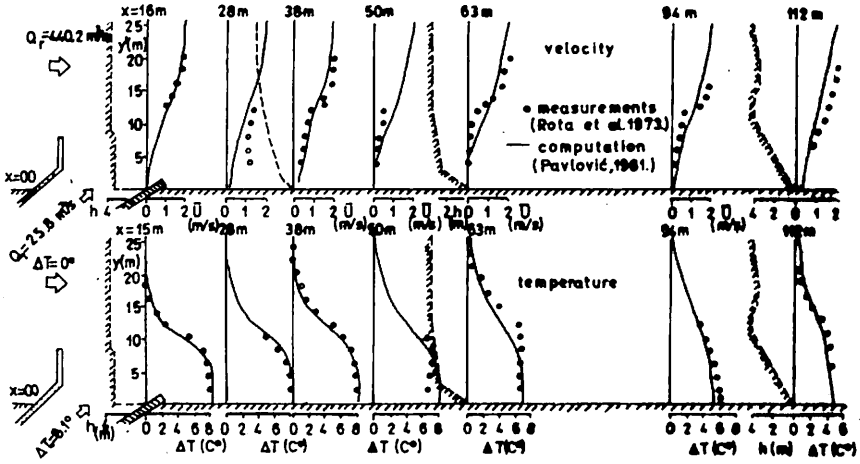


Fig. 6 Depth-average velocity and temperature profiles in river Po near cooling water discharge of Piacenza power station

Concluding Remarks

The mathematical models described in this paper are capable of resolving the details of the near-field of a polluted water discharge and can also be applied to longer river stretches without excessive computational cost. The economy is achieved by the use of the model-chain concept in which the river is devided into characteristics regions and the simplest possible model component is employed for each region. A further important feature is the use of a refined turbulenc

model which is suitable for resolving the details of the near field where a complex interaction takes place between discharge jet-generated and bed-generated turbulence. None of empirical coefficients of

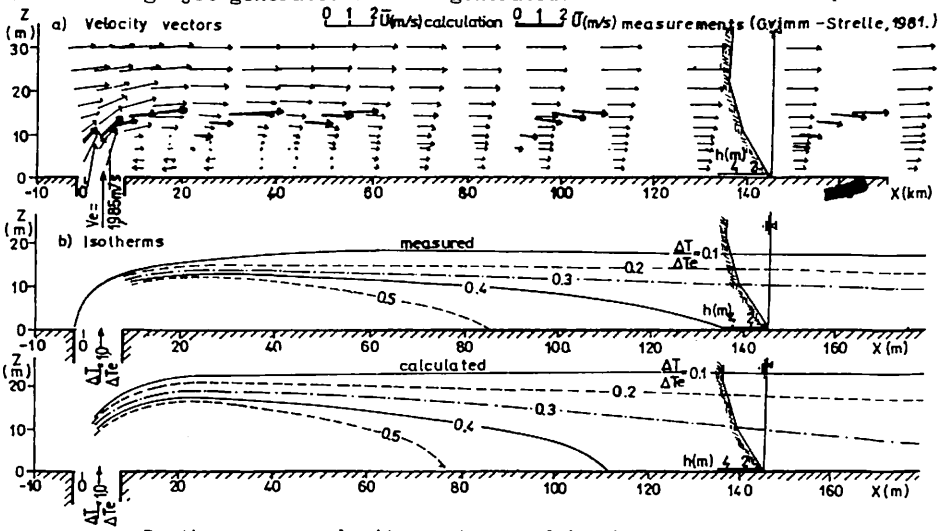


Fig. 7 Depth-average velocity vectors and isotherms in the near filed of Karlsruhe power station cooling-water discharge into the Rhine

the turbulence model have been tuned to match the experimental results but were simply adopted from the literature. The value of the dimensionless diffusivity ε^{*}=0.6 adopted from measurements in rivers yield reasonable results for the near-field spreading of pollutants. The near-field behavior was founded to be influenced little by this empirical input.

РЕЗЮМЕ

В работе сначала обсуждается феномен распространения загрязняющего вещества в реках. Особое внимание уделено изложению математических моделей для прогноза распространения загрязняющего вещества. Кратко изложены одномерные, интегральные и диффузионные модели, причем, метод полей изложен более подробно. Для общего применения разработана пространственная математическая модель. Из-за все еще ограниченных возможностей ЭВМ, необходимы упрощения таких моделей и приведение их к параболическим плановым моделям. Для практического применения модели обычно связываются в цепь. Турбулентный перенос количества движения, теплоты и вещества учитывается применением соответствующей модели турбуленции. Самая распространенная k-ε модель рассматривается здесь более подробно. Наконец, возможности изложенных здесь моделей иллюстрированы характерными результатами прогнозирования распространения теплоты и загрязнящего вещества в реках вниз от ТЭц и станций для очистки сточных вод.

ZUSSAMENFASSUNG

In diesem Beitrag wurden zunächst die Phänomene der Abwärme- und Abwasserausbreitung in Flüssen diskutiert. Danach wurden mathematische Modelle zur Vorhersage der Ausbreitung beschrieben, wobei die eindimensionalen, Integral- und Diffusionsmodelle nur erwähnt, und die Feldmethoden im Detail vorgestellt wurden. Für eine allgemeine Anwendung wurden die dredimensionalen Modelle entwickelt. Wegen der immer noch beschränkten Geschwindigkeit und Kapazität von gegenwärtigen Grossrechnern, brauchen diese Modelle vereinfacht und zu den parabolischen und zweidimensionalen Modellen reduziert

zu werden. Der turbulente Transport des Impulses, der Wärme und des Stoffes wird mit Hilfe eines entsprechenden Turbulenzmodells behandelt. Die weiteste Anwendung hat bisher das "k-ε" Turbulenzmodell gefunden, und dieses wurde hier im Detail beschrieben. Die Möglichkeiten der beschriebenen Modelle wurden anhand von charakteristischen Ergebnissen der Vorhersage von Abwärme- und Abwasserausbreitung in Flüssen unterhalb von Kratwerken und Kläranlagen illustriert.

REFERENCES

Flokstra, C. (1976). Generation of Two-Dimensional Horizontal Secondary Currents, Delft Hydraulics Lab., Part II, report S163.

Fischer, H.B., List, E.J., Koh, R.C.Y., Imberger, J. and Brooks, N.H. (1979), Mixing in Inland and Coastal Waters, Academic Press, Inc., New York.

Gosman, A.D., and Pu,.W.M. (1974). Calculation of Recirculating Flows. Imperial College, London, Rep. No, HTS/74/2.

Grimm-Strele, J. (1981). Messung der Strahlausbreitung im unmittelbaren Nahbereich eines Kühlwasserrückgabebauwerks, Bereicht SFB 80/E/200, Universität Karlsruhe.

Käser, F., Tödten, H., Hahn, H.H., Küpper, N. (1980). Naturmessungen über die Konzentrationsverteilung von konservativen und suspendierten Wasserinhaltsstoffen unterhalb einer Einleitung in einen Fluss, Bericht SFB 80/ME/157, Universität Karlsruhe.

Kuipers, J., and Vreugdenhill, C.B. (1973). Calculations of Two-dimensional Horizontal Flow. Delft Hydraulics Laboratory Rep. S163, Part I.

Launder, B.E., Spalding, D.B. (1974). The Numerical Calculation of Turbulent Flows, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 3,p. 269.

McGuirk, J.J. (1975), Prediction of Turbulent Buoyont Jets in Coflowing Streams, Ph.D. Thesis, University of London.

Patankar, S.V., and Spalding, D.B. (1970). Heat and Mass Transfer in Boundary layers, 2nd Ed., Interext Books, London.

Patankar, S.V., and Spalding, D.B. (1972). A calculation procedure for heat, mass and momentum transfer in three-dimensional parabolic flows, Int. J. Heat and Mass Transfer. 15, 1787-1806.

Pavlović, R.N. (1981). Numerische Berechnung der Wärme- und Stoffausbreitung in Flüssen mit einem tiefengemittelten Modell, Ph.D. Thesis, University of Karlsruhe.

Pavlović, R.N. and Rodi, W. (1982). Fallstudien zur tiefengemittelten Berechnung der Abwärme- und Abwasserausbreitung in Flüssen., Wasserwirtschaft, No. 7/8.

Pavlović, R.N., (1983). Manuel for the Depth-Average Version of the GENMIX Computer Programme, Report Np.602, Institute of Hydromechanics, University of Karlsruhe.

Pavlović, R.N. (1984). Manuel for the Depth-Average Version of the TEACH Computer Programme, Report No, 604, Institute of Hydromechanics, University of Karlsruhe.

Pavlović, R.N. Kapor, R. and Djurić, M. (1984). Application of the body fitted coordinates for calculation of elliptic flows, in Hydrosoft (84) (Ed. Brebbia C.A., Maksimović, C. and Radojković, M.), pp. 3.15-28, Proceedings of the 1st Int. Conf. on Hydraulic Engineering Software, Portoroz, Yugoslavia, 1984. Elsevier, Amsterdam.

Pavlović, R.N. and Rodi, W. (1985). Depth-Average Numerical Predictions of Velocity and Concentration Fields in Meandering Channels, 21st IAHR Congress, Melbourne.

Pratap, V.S. and Spalding, D.B. (1976). Fluid Flow and Heat Transfer in Three-Dimensional Duct Flows, Int. J. Heat and Mass Transfer, 19. p. 1183.

Rastogi, A.K., and Rodi.W. (1978). Predictions of heat and mass transfer in open channels. Journal Hydrol. Div.Proc.Am.Soc.Civ.Eng. 104, HY3, 397-420.

Rodi, W., Pavlović, R.N. and Srivatsa, S.(1981). Prediction of flow and pollutant spreading in rivers. In.: Transport Models for Inland and Coastal Waters. Ed.H.B. Fischer. Academic Press Inc. New York.

Rodi, W., (1980). Turbulence Models and their Application in Hydraulics. A State-of-the-Art Review. IAHR Book Publication, Delft.

Rota, A. and Zavaterelli, R. (1973). Misure sistematiche delle temperature e delle velocita del fiume Po in prossimita dello scarico dell acqua dei condensatori della centrale termoelecttrica ENEL di Piacenza -Periodo agosto- settembre 1972, MISTER No. 5A/B, CISE - Centro Informazioni Studi Esperienze, Milano.

МОДЕЛЬ РАСПРОСТРАНЕНИЯ ПРИМЕСЕЙ В РЕЧНЫХ ПОТОКАХ ДЛЯ КРАТКОСРОЧНЫХ ПРОГНОЗОВ КАЧЕСТВА ВОДЫ

В.К. Канторович

СССР, Москва, К-64, Садово-Черногрязская, 13/3,
Институт водных проблем АН СССР

РЕЗЮМЕ

Настоящая работа посвящена разработке модели, позволяющей прогнозировать распределение содержания загрязняющих веществ по длине речного потока и в отдельных створах при различных источниках примеси и неустановившемся водном режиме. Модель основана на совместном решении уравнений Сен-Венана и системы уравнений, описывающих конвективно-дисперсионный процесс распространения примесей в одномерном неустановившемся речном потоке. Для решения уравнений применялся метод конечных элементов в сочетании с методом Галеркина. В качестве тестовых испытаний модели проводились расчеты распространения кратковременных попусков загрязнений по руслам каналов при установившемся водном режиме. Такие расчеты показали, что численное решение удовлетворительно согласуется с аналитическим как по амплитуде волны, так и по фазе смещения центра тяжести задаваемого на входе попуска. Выполненные численные эксперименты позволили выработать рекомендации по выбору шагов по времени и пространству, обеспечивающему относительную малость вычислительной дисперсии приближенного решения (при расчетах по достаточно протяженным речным объектам величины таких шагов могут составлять до 10 км по пространству и до 2 час. по времени). Модель использовалась для расчетов распространения примесей в р.Сухоне во время половодья и в период летней межени. Рассчитывались трансформации попусков загрязнений в результате сбросов сточных вод для консервативных (ХПК) и неконсервативных (нефтепродукты, фенолы) веществ. Было проведено сопоставление возможной заблаговременности прогнозов концентрации примесей с заблаговременностью прогнозов водного режима (так, при длине расчетного речного участка 200 км первая их них составляла 11-12 суток, а вторая около 6 суток).

ВВЕДЕНИЕ

При проектировании и эксплуатации водохозяйственных объектов важную роль приобретает прогнозирование содержания загрязняющих веществ в реках и каналах. Предлагаемая модель предназначена для прогнозов изменений показателей качества воды в речных потоках в зависимости от возникающих изменений естественных или искусственных гидрологических режимов, а также интенсивности источников загрязнения.

ВЫЧИСЛИТЕЛЬНЫЙ АЛГОРИТМ

Для описания процесса распространения примесей в неустановившемся речном потоке использовалась система уравнений

$$\begin{cases} \dfrac{\partial(FC)}{\partial t} + \dfrac{\partial q}{\partial x} = \pm \sum_{\kappa} S_{\kappa}(u,x,t) \\ q = -K F \dfrac{\partial C}{\partial x} + F u C \end{cases}, \qquad (1)$$

где x, t – соответственно, пространственная и временная координаты, $F(x,t)$ – площадь поперечного сечения потока, $u(x,t)$ – средняя по сечению скорость течения, $K(x,t)$ – коэффициент продольной дисперсии, $C(x,t)$ – концентрация примеси, $q(x,t)$ – поток массы примеси, S_{κ} – источники или стоки рассматриваемой примеси, которые могут включать различные химические реакции. Поскольку для задания переменных коэффициентов $u(x,t)$, $F(x,t)$, $K(x,t)$ требуется расчет характеристик неустановившегося водного режима, в основу данной модели был положен вычислительный алгоритм совместного решения уравнений (1) и уравнений Сен-Венана. В целях экономичности построения такого алгоритма удобно пользоваться одинаковыми методами решения дифференциальных уравнений, всвязи с чем для численного решения и тех, и других уравнений применялся метод конечных элементов. Особенности алгоритма, использовавшегося для решения уравнений Сен-Венана, и примеры расчетов неустановившихся водных режимов подробно рассмотрены в работе Канторович и др.(1981). Аналогичная модификация метода конечных элементов применялась и для численного решения уравнений (1). При этом использовалась конечно-элементная аппроксимация по пространственной переменной в сочетании с методом Галеркина. Функции $C(x,t)$, $q(x,t)$ представлялись в виде разложений по кусочно-линейным базисным функциям

$$C(x,t) = \sum_{i=1}^{N} C_i(t)\,\psi_i(x), \qquad q(x,t) = \sum_{i=1}^{N} q_i(t)\,\psi_i(x),$$

где i – номера узлов, разграничивающих конечные элементы, $\psi_i(x)$ – базисные функции, каждая из которых равна единице в узле x_i и нулю в остальных узлах. Искомые коэффициенты разложений $C_i(t)$, $q_i(t)$ определялись из решения системы уравнений Галеркина, предварительно преобразуемой к системе обыкновенных дифференциальных уравнений. Для интегрирования последней системы по времени применялась либо одношаговая неявная схема (первого порядка точности), либо

схема Кранка-Николсона (имеющая второй порядок точности).

ТЕСТОВЫЕ ИСПЫТАНИЯ МОДЕЛИ

Особенности предложенного вычислительного алгоритма исследовались на примере расчетов трансформации кратковременных попусков консервативной примеси по руслам каналов с постоянным поперечным сечением при установившемся водном режиме, что позволяло сопоставлять приближенное решение с аналитическим

$$C(x,t) = \frac{M}{F\sqrt{4\pi Kt}}\, exp\left(-\frac{(x-ut)^2}{2Kt}\right),$$

где M – введенная в поток масса примеси. В качестве верхнего граничного условия в таких расчетах задавался поток массы примеси, в качестве нижнего граничного условия – концентрация примеси, равная нулю. Результаты нескольких расчетов представлены на рис.1. Сравнение расчетов, различающихся только используемым методом интегрирования по времени, показывает, что при задаваемых значениях величин u , K , Δx, Δt в случае применения неявной схемы имеет место более сильное вычислительное сглаживание решения, чем при применении схемы Кранка-Николсона. Как отмечается в ряде работ (например, Cunge et al., (1980)), такого рода вычислительное сглаживание или вычислительная дисперсия может при некоторых соотношениях шагов Δx и Δt приводить к заметному искажению приближенного решения при использовании большинства разработанных для решения рассматриваемой задачи конечно-разностных методов.

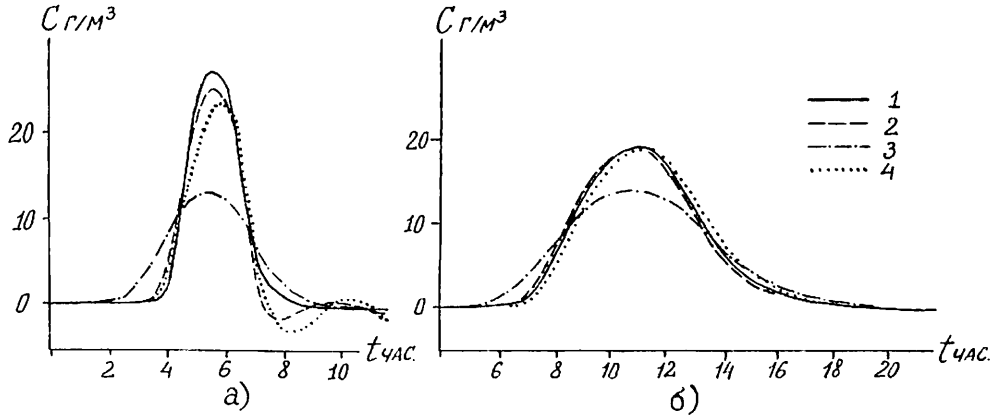


Рис.1. Сопоставление расчетных значений концентрации примеси с аналитическим решением при трансформации попуска примеси, имеющего M=180000 кг, по каналу с F =1000 м^2 длиной 64 км в створе на расстоянии 20 км от входного; 1 – аналитическое решение, 2,4 – расчеты с использованием схемы Кранка-Николсона, 3 – расчеты с использованием неявной схемы.
а) u =1 м/с, K =180 м^2/с, Δx =2000 м; 2,3 – Δt =900 с, 4 – Δt=1800 с
б) u=0,5м/с, K =180 м^2/с, Δx =2000 м; 2,3 – Δt =900 с, 4 – Δt=1800 с

В расчетах по предложенному алгоритму существенное уменьшение вычислительной дисперсии вызывается, как показали численные эксперименты, уменьшением (в несколько раз) скорости потока, величин шагов Δx и Δt или искусственным завышением(в два-три раза) коэффициента продольной дисперсии (такие тенденции к снижению вычислительного сглаживания при уменьшении, например, скорости потока и шага по времени видны и из сопоставления показанных на рис.1 расчетов, различающихся только значениями u , либо Δt). При этом вычислительная дисперсия становится пренебрежимо малой по сравнению с физической и расчеты с применением как той, так и другой схемы незначительно отличаются от аналитического решения. Однако, при проведении расчетов по реальным речным объектам, как правило, желательно использовать достаточно крупные шаги, а скорости потока могут оказаться не столь малыми, всвязи с чем в этом случае предпочтительно применение для интегрирования по времени схемы Кранка-Николсона. Следует отметить, что выбор максимальных величин шагов, при которых точность решения является удовлетворительной, существенным образом зависит от параметров потока. В неустановившихся потоках эти параметры могут значительно меняться как по пространству, так и во времени, вследствие чего установить достаточно четкие критерии выбора допустимых значений шагов затруднительно. В проводившихся расчетах по каналам такие значения составляли 1–2км и 15–30мин. Однако при расчетах более продолжительных и плавных попусков по более крупномасштабным речным объектам величины шагов могут быть увеличены, что подтвердилось дальнейшими расчетами.

РАСЧЕТЫ НА РЕАЛЬНЫХ РЕЧНЫХ ОБЪЕКТАХ

Разработанный вычислительный алгоритм апробировался на расчетах распространения попуска консервативной примеси по участку р.Сухоны длиной 157км. Параллельно проводился расчет неустановившегося движения по уравнениям Сен-Венана при естественном режиме реки на подъеме волны половодья. Расчеты трансформации попуска примеси выполнялись с применением для интегрирования по времени схемы Кранка-Николсона. В качестве верхнего граничного условия задавался поток массы примеси, равный 40000г/с в течение первых 6–ми часов, а затем нулю, в качестве нижнего граничного условия – концентрация примеси, равная нулю. Коэффициент дисперсии задавался по эмпирической формуле $K(x,t) = 1{,}6\cdot(F\cdot u)^{2/3}$. В расчете по уравнениям Сен-Венана шаг по времени был равен 6час., неравномерные шаги по длине составляли 7–30км. В расчетах распространения примеси шаг по времени был равен 1час., шаги по длине в разных вариантах расчета – 4км, 2км, 1км. Результаты таких расчетов представлены на рис.2. Различия в них при задаваемом изменении Δx не очень значительны, но при дальнейшем увеличении Δx искажение решения вследствие вычислительного сглаживания становится более заметным. На нижней части расчетного участка, где значения концентрации примеси близки к нулю, могут использоваться шаги по длине порядка 10км, что не приводит к существенному изменению результатов. Незначительно меняются результаты расчета и при изменении шага по времени от 0,5час. до 2час. Таким

образом, обеспечивающими достаточную точность можно считать шаги по длине около 2км на верхней части участка и около 10км на нижней и шаги по времени около 2час.

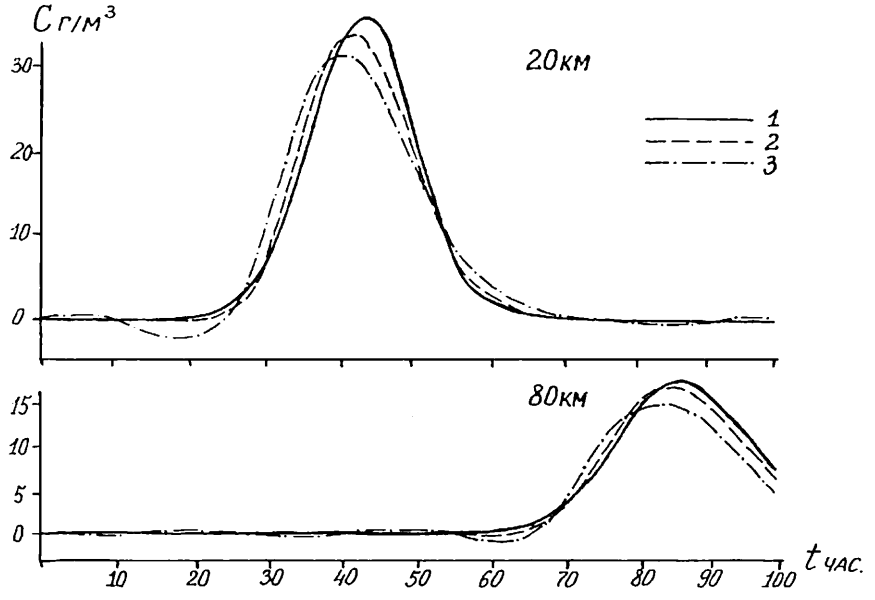


Рис.2. Расчет распространения попуска консервативной примеси по участку р.Сухоны. Временные изменения концентрации примеси в створах на расстоянии 20км и 80км от входного.

1 – Δx =1000м, 2 – Δx =2000м, 3 – Δx =4000м

По участку р.Сухоны от п.Рабаньга до г.Тотьма длиной 248км были проведены также расчеты трансформации попусков примесей, возникающих в результате аварийных сбросов сточных вод г.Вологды и г.Сокол. Распространение таких попусков рассматривалось в условиях летней межени для маловодного года, расчет характеристик водного режима по уравнениям Сен-Венана при этом выполнялся предварительно. Предполагалось, что при аварийных сбросах имеют место продолжающиеся в течение 4-х часов попуски сточных вод и что поступление загрязнений в р.Сухону происходит в местах впадения вносящих их притоков р.Вологды и р.Пельшмы одновременно. Величины поступлений задавались по данным о составе сточных вод г.Вологды и г.Сокол при различных видах очистки. Интегральный показатель ХПК рассматривался как характеристика содержания консервативных примесей, а два других вида примесей – фенолы и нефтепродукты – как неконсервативные (что учитывалось заданием в уравнении неразрывности системы (1) члена $-kC(x,t)$, где значение константы k принималось равным для фенолов 0,4сут.$^{-1}$, а для нефтепродуктов 0,16сут.$^{-1}$). В качестве верхнего граничного условия задавался поток массы примеси, равный малой фоновой величине, в качестве нижнего граничного условия – зависимость $q = FuC$, т.е. предполагалось, что продольная дис-

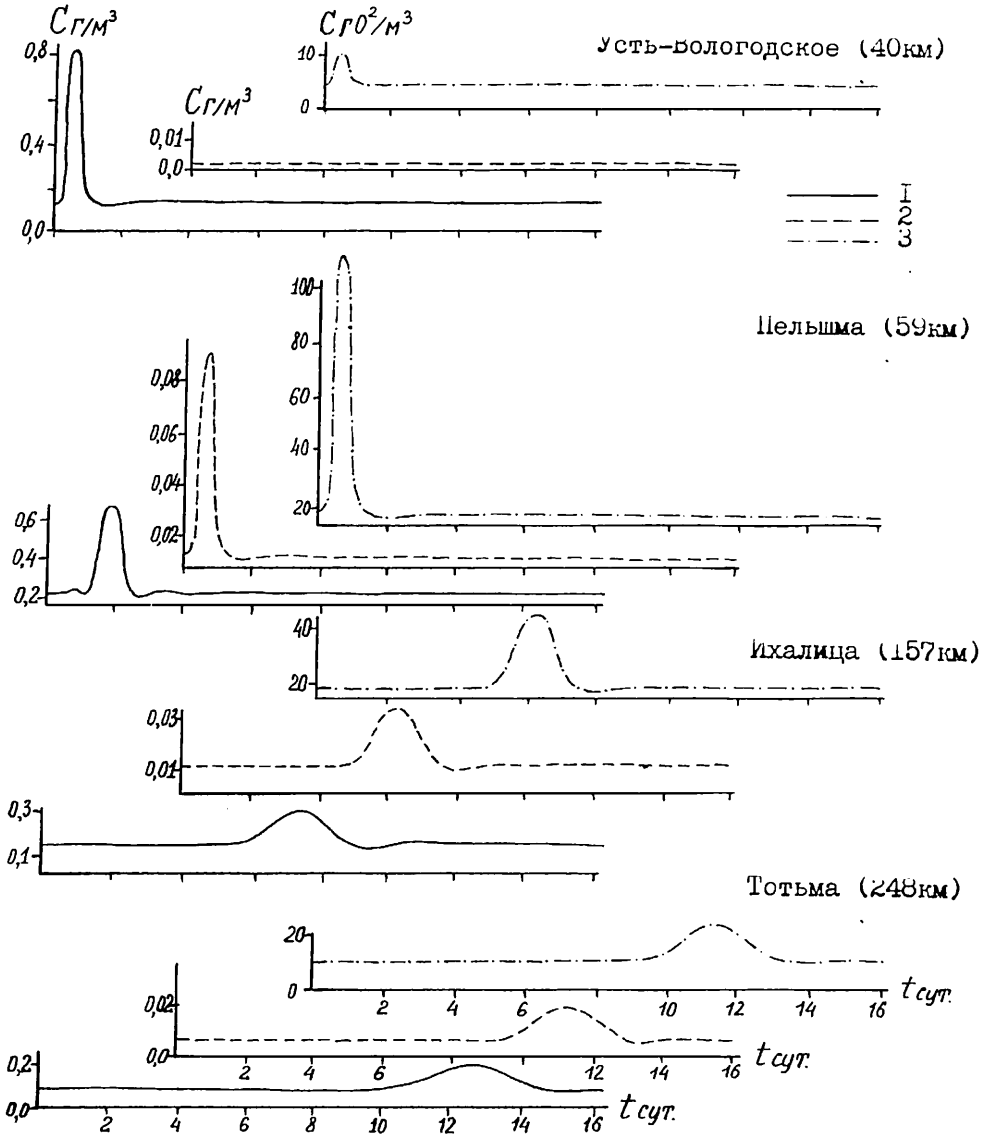


Рис. 3. Расчеты трансформации аварийных сбросов сточных вод по р.Сухоне. Изменения во времени концентрации 1 – нефтепродуктов, 2 – фенолов, 3 – ХПК; при использовании данных о составе сточных вод 1,2 – прошедших механическую очистку, 3 – без очистки.

персия вблизи нижней,достаточно удаленной границы становится пренебрежимо малой. В проведенных расчетах шаг по времени был равен 2час., шаги по длине – около 3км на верхней части речного участка и около 6км на нижней. Результаты расчетов представлены на рис.3. Заблаговременность прогноза концентрации при-

месей для данного участка , как можно видеть из рис.3, равна 11-12 суток. Проведенные по уравнениям Сен-Венана расчеты трансформации по р.Сухоне попуска воды, подаваемого через устье р.Вологды, показали,что в этом случае распластывание волны происходит значительно медленнее, но скорость движения ее по потоку больше, время добегания до нижнего створа составляет около 6 суток. Одним из следствий более быстрого размывания по амплитуде волны концентрации примеси при ее более медленном перемещении по потоку и является необходимость проводить расчеты по уравнениям (I) с более мелкими шагами, чем это допустимо при расчетах водного режима по уравнениям Сен-Венана.

В целом по результатам выполненных расчетов можно заключить, что предложенная модель позволяет успешно рассчитывать и прогнозировать изменения показателей качества воды в речных потоках.

ABSTRACT

The paper presents the development of a model allowing us to predict the distribution of pollutants along the river course and in certain sites for various sources of constituents under unsteady hydrological regime. The model is based on the combined solution of the St. Venant equations and the system of equations describing a convection-diffusion process of constituent transport in a one-dimensional unsteady river flow. A finite-element method combined with the Galerkin method were used to solve the equations. To test the model the propagation of short constituent drawdowns along the canal under a steady hydrological regime was calculated. The calculations showed that the numerical solutions agree satisfactory with the analitical ones both for the wave amplitude and the phase-lag of the drawdown's gravity center, as it spreads downstream. The numerical experiments allowed us to formulate recomendations concerning the determination of time-spase steps providing minor numerical dispersion of the approximate solution. In calculations for rather long rivers these steps may be up to 10 km in space and up to 2 hours in time. The model was used to calculate constituent propagation in the Sukhona River during spring flood and summer low flow. Transformations of constituent drawdowns resulting from industrial wastewater release were considered for conservative (COD) and non-conservative (oil products, phenols) substances. Possible lead-time forecasts for the concentration of various constituents was compared to the lead-time forecasts for hydrological regime. (Thus, in the calculations for a river reach 200 km long the first one was 10-12 days, the second one - 6 days).

Diese Arbeit ist dem Schaffen des Modells gewidmet, das die Verteilung der verunreinigenden Stoffe den Fluss entlang und in einelnen Pegeln bei verschidenen Quellen der Verunreinigung und beim instationären hydrologischen

Regime zu vorhersagen erlaubt. Das Modell ist auf der Zusammenlösung der St.-Venant Gleihungen und des Sistems der Gleihungen, die einen transport-diffusionen Prozess der Verbreitung der Fremdstoffe im eindimensionalen instationären Flussstrom beschreiben, gegründet. Für die Lösung der Gleihungen wurde die Methode der endlischen Elemente in Kombination mit der Methode von Galerkin angewandt. Als Prüfungsteste des Modells wurden die Berechnungen der Verbreitung der kurzfristigen Verunreinigungablässe durch die Kanalbette beim stationären Wasserregime durchgeführt. Dieser Berechnungen haben gezeigt, dass die erzielte Lösung befreidigend mit der analitischen Lösung ubereinstimmet. Die durchgeführten rechen Experimente erlaubten die Empfehlungen uber die Auswahl der Raum- und Zeitschritte zugeben, bei der die numerische Dispersion der Näherungslösung relative klein war. Bei den Berechnungen im Falle der genugend langestreckten Flüssabschnittes können die Grösse solcher Schritte bis 10 km im Raum und bis 2 Stunden in der Zeit sein. Das Modell wurde fur die Berechnungen der Verbreitung der Fremdstoffe im Fluss Suchona während des Hochwassers und des normalen Wasserstandes im Sommer angewandt. Es wurden die Transformationen der Verunreinigungen bei den Abflusswasserablässe für die konservativen und nicht konservativen Stoffe gerechnet. Es wurde die Vergleihung des möglichen Zeitvorsprung der Vorhersagen der Konzentrazionen der verschidenen Fremdstoffen mit dem Zeitvorsprung der Vorhersagen des Wasserregimes gemacht (so, bei der Länge des Rechenflussabschnitte 200 km die erste machte 11-12 Tage und die zweite 6 Tage aus).

ЛИТЕРАТУРА

Канторович, В.К. и Кучмент Л.С. (1981). Применение метода конечных элементов к расчетам неустановившегося движения воды по уравнениям Сен-Венана. Водные ресурсы, №6, издательство "Наука", 45-53.

Cunge, J.A. and Holley F.M. (1980). Practical aspects of computational river hydraulics. Pitman, 1-420.

5.

Forecasting of Ice Phenomena and Water Temperature
Vorhersage der Wassertemperatur und der Eiserscheinungen
Прогнозы температуры воды и ледовых явлений.

ON ICE BRIDGE PHENOMENON OCCURRENCE ON THE DANUBE

P. Miţă and G. Andreescu

Institute of Meteorology and Hydrology
Sos. Bucureşti - Ploieşti no. 97 Bucharest, Romania

ABSTRACT

The paper forewards a forecasting relationship for the ice-bridge occurrence in terms of:
- air temperature forecasting in the interval preceding ice-bridge formation;
- streamflow discharge forecasting over the same time interval.

The time interval between the moment such characteristic water temperatures as τ= 3°C; 2°C; 1°C are recorded and the moment of ice-bridge formation(about0°C in the water) is considered the anticipation time in predicting this phenomenon.
The method is appropriate for forecasts on rivers with large streamflow discharges, as it is the case with the Danube, where temperature decreases slowly.
In order to get the prediction relationships a hybrid mathematical model was used which considered both the empirical information available and the limiting conditions of physical nature induced by the freezing process. Measurements on the parameters involved in the model are performed over a period of fifty years.
This finally led to a forecasting relationship of the form below:

$$N = f(\bar{t}^-, \bar{Q}, \tau) = (a_1\tau + b)\sqrt{\bar{Q}}\, e^{-(b_1\tau + b_2)\bar{t}^-} + \frac{c_1 + c_2\tau}{\bar{t}^-}$$

N - the number of days in the anticipation time
$\bar{t}^-$ - the negative daily mean temperature of the predicted interval
$\bar{Q}$ - the daily average discharge over the interval to be predicted
τ - water temperature for which the prediction was produced.
Considerations are outlined on the accuracy of the forecasts based on this method.

The preoccupations for frost development forecasting are part of the complex measures taken to prevent the negative consequences of ice. The winter of 1984-1985 fully demonstrated the severe aspects such phenomena may involve judging by the significant damages they brought about in the national economy due to the amount of water stored within the ice and snow layers and the floods the snowmelt water may induce along large river stretches.

As for the Danube another negative effect added to the above mentioned ones, i.e. numerous Romanian and foreign vessels were caught in the ice and failed to travel farther.

Consequently, the study of frost development and the factors determining it is called forth both for the rivers inside the country and for the Danube in full accordance with the significance of the negative frost effects.

With the rivers inside the country such studies were focussed on the relationship for freezing and thaw forecasting (Dumitrescu and Stan, 1965)while for the Danube numerous specialists worked out comprehensive studies Diaconu1965); Dumitrescu and Stan (1965); Dumitrescu (1975); Podani (1985) etc.

The analysis of the data referring to ice phenomena on the Lower Danube over a 5o year time interval revealed a frequency of ice-bridge occurrence varying between 44% and 56%.

The greater frequency and intensity of ice phenomena along the Lower Danube is largely due to the polar atmospheric circulation, more active during the winter, and to the lower water discharge and speed along the Danubian branches.

The situation demonstrates the necessity of ice forecasting methods particularly on the Lower Danube.

Such a method is presented here on account of the data recorded at the gauging stations Diaconu (1965); Dumitrescu and Stan (1965) and considering air temperature as the major determining factor and the water discharge the most significant conditioning factor.
The reference times in working out the forecast were the dates when certain water temperatures were recorded: 3°C; 2°C; 1°C with the forecast intervals covering the time between the date of these temperatures recording and the date of ice bridge occurrence (around o°C).
The choice of these temperature values in working out the forecast for ice bridge formation is adequate from the viewpoint of optimal forecasting time if one takes into consideration the fact that the decrease of water temperature is very slow in the case of the Danube consequence to its bulky amount of water subject to heat exchange. Even for the decrease of water temperature by 1 degree Celsius (in, say, section 2) at least four to five days of average daily air temperatures below -9°C are required.
It may therefore be considered that the recording time when water temperature is 1°C stands as the most adequate moment for ice bridge short-range forecasting, whereas the times when water temperatures of 2-3°C are encountered may serve as references in longer range forecasts.
For the time intervals between the recording of water temperatures of 3°C, 2°C, 1°C and the dates of ice bridge occurrence, the variations of water temperature, air temperature and water discharges were analysed at the gauging stations Diaconu (1965); Dumitrescu and Stan (1965) on the Danube.
The analysis consisted in determining the relationship:

$$N = f(\bar{t}^-, \bar{Q}, \tau)$$

for τ=3°C, 2°C, 1°C, where:
N is the number of days with in the interval
$\bar{t}^-$ - the average daily negative temperature of the time interval being considered
$\bar{Q}$ - the average daily discharge of the interval
τ - the water temperature for which the forecast was worked out (forecasting temperature)
As there was no possibility to control the validity of the eventual physical hypotheses concerning the mechanism of ice bridge formation, some empirical correlations were sought between the available data. The major difficulties in establishing the forecasting relation were the wide range of water discharges (Q) for which the water (t_{water}) and air (t_{air}) temperatures were measured in the time interval preceding the frost (N)and the reduced number of correlation values including the lack of boundary values in the variation of quantities t and N.

Consequently, reaching a satisfactory forecasting function called forth a complex correlation analysis, along several stages so that the entire information concerning the formation of the ice bridge and the conditions favouring it. This analysis covers six stages further on dealt with (under items a - f below) and may be identically applied to other stretches of the Danube besides the ones under consideration.

a. Samples of values were selected (N_i, t_i), each sample being assigned a certain forecast temperature value τ ; $\tau = 3°/2°/1°C$

b. It was assumed that the discharges for which t_i, N_i measurements are taken stand as random factors in the process. The average discharge was computed for each sample:

$$\bar{Q}_{med} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} \bar{Q}_i$$

where, n is the number of values in the sample.

c. A function g(t) was established by correlation for each of the samples considering a preestablished forecast parameter τ and an average $\bar{Q}$. In determining this function the following aspects were taken into account:

- the shape of the empirical curve relevant from the (N_i, t_i) graph drawn.
- the physical boundary conditions C_1 and C_2, that is:

C_1 - for average daily temperature $\bar{t}^-$ tending towards 0 , the number of days follows an asymptotical direction towards the infinite:

$$\bar{t}^- \to 0 \Rightarrow N \to \infty$$

C_2 - the definite temperature (daily average)for which the frost occurs quasi-instantaneous

$$N = 0 \Rightarrow \bar{t}^- = \bar{t}^* \; ; \quad \bar{t}^* \text{ finite}$$

Several functions were suggested mainly corresponding to the shape of the empirical curves. The only curve satisfactorily covering the empirical data (the correlation coefficient $\rho > 0.700$) for the three forecast temperatures ($\tau = 3°C$ / $\tau = 2°C$ / $\tau = 1°C$) was of exponential type:

$$g(t) = A_o \, e^{k\bar{t}^-} \tag{1}$$

where, A_o and k are coefficients determined from the correlation line:

$$\ln g(\bar{t}^-) = \ln A_o + k\bar{t}^-$$

with, $g(\bar{t}^-)$ being the number of days up to the occurrence of the ice bridge(N), $\bar{t}^-$, the daily average of air temperature (negative values).

The exponential (1) does not observe the boundary conditions C_2. On another hand observation data are missing at the variation limit of the t and N quantities when $\bar{t} \to 0$, that is exactly where the exponential (1) disobey the boundary condition C_2. This accounts for the existence of some higher correlation coefficients although the physical restrictions are not observed and hence the empirical information were combined with the data provided by the boundary conditions, into a two term function:

$$f(\bar{t}^-) = g(\bar{t}^-) + h(\bar{t}^-) \tag{2}$$

so that:

1) $g(\bar{t}^-)$ differs from $f(\bar{t}^-)$ below the measurement errors when the temperature data are available. In other words $g(\bar{t}^-)$ contains the empirical information.

2) $h(\bar{t}^-)$ differs from $f(\bar{t}^-)$ below the measurement errors in the temperature range where $\bar{t}^-$ takes values very close to 0 for which measurements are not available and $f(\bar{t}^-)$ is known to tend asymptotically towards 0. In other words, $h(\bar{t}^-)$ contains theoretical information introduced by the dependence:

$$h(\bar{t}^-) = \frac{B_o}{\bar{t}^-} \tag{3}$$

where, coefficient B_o is derived from the condition $f(\bar{t}^-) - h(\bar{t}^-) + g(\bar{t}^-)$ that should be drawn in the neighbourhood of the last two points $(N_i, \bar{t}_i)$ on the empirical graphs.
Relations(1),(2)and (3) result in:

$$f(\bar{t}^-) = A_o e^{k\bar{t}^-} + \frac{B_o}{\bar{t}^-} \tag{4}$$

d) A dependence of the form below was suggested:

$$g(\bar{t}^-) \sim \sqrt{\bar{Q}}$$

Account being taken of this dependence, relation (4) becomes:

$$f(\bar{t}^-) = A\sqrt{\bar{Q}} \cdot e^{k\bar{t}^-} + \frac{B_o}{\bar{t}^-} \tag{5}$$

by means of which graphs $f(\bar{t}^-)$ were drawn for the average discharge of each sample ($\bar{Q}_{average}$) as well as the maximum discharge ($\bar{Q}_{max}$) and the minimum discharge ($\bar{Q}_{min}$). The scattering of the empirical points in the domain of the three graphs is an indication for the adequacy of function (5).
e) The set of operations under steps a-d were performed for all forecasting temperatures τ_i, with i=1, 2; 3, thus obtaining three functions of the type $f_i(\bar{t}^-, \bar{Q})$.
f) In order to reach a function on parameters $\bar{t}^-$, $\bar{Q}$ and τ a correlation of the coefficients in the three functions f_i, i=1;2;3 was established finally leading to a generalized function:

$$f(\bar{t}^-, \bar{Q}, \tau)$$

The type of analysis described under stages a-f was applied to the measurements carried out at the gauging stations(Diaconu,1965) and (Dumitrescu and Stan, 1965) situated on the Danube. The following functions were reached:

$$N_1 = f_T(\bar{t}^-, \bar{Q}, \tau) = (0.145\tau + 0.201)\sqrt{\bar{Q}}\; e^{-(0.012\tau + 0.075)\bar{t}^-} + \frac{3.76 - 0.850\tau}{\bar{t}^-} \tag{6}$$

$$N_2 = f_C(\bar{t}^-, \bar{Q}, \tau) = (0.245\tau + 0.095)\sqrt{\bar{Q}}\; e^{-(0.0089\tau + 0.1062)\bar{t}^-} + \frac{3.76 - 0.850\tau}{\bar{t}^-} \tag{7}$$

Figures 1 and 2 show graphically the forecasting relationships $N = f(\bar{t}^-, \bar{Q})$ for τ=3°C;τ=2°C and τ=1°C as obtained at 2 gauging stations on the Danube(Diaconu, 1965) and (Dumitrescu and Stan, 1965).
A close look at these graphs would reveal the similarity of the correlation curves corresponding to the three categories of discharges $\bar{Q}_{med}$, $\bar{Q}_{max}$, $\bar{Q}_{min}$, with certain negative average air temperatures below -11°C ($\bar{t}_{air}$ = -11°C;-15°C) The conclusion may be drawn that the influence of the discharge on ice bridge formation is lower the lower the air temperature. When the discharge is considered a random factor an improved forecast is expected for the lowest temperature range. The dispersion of values for $t \geq -7$°C is a confirmation of this assumption.
The analysis also showed that with certain negative temperatures, closer to 0°, the ice bridge no longer occurs no matter how long the time interval with such low temperatures, which means that a critical threshold is required in ice bridge formation.

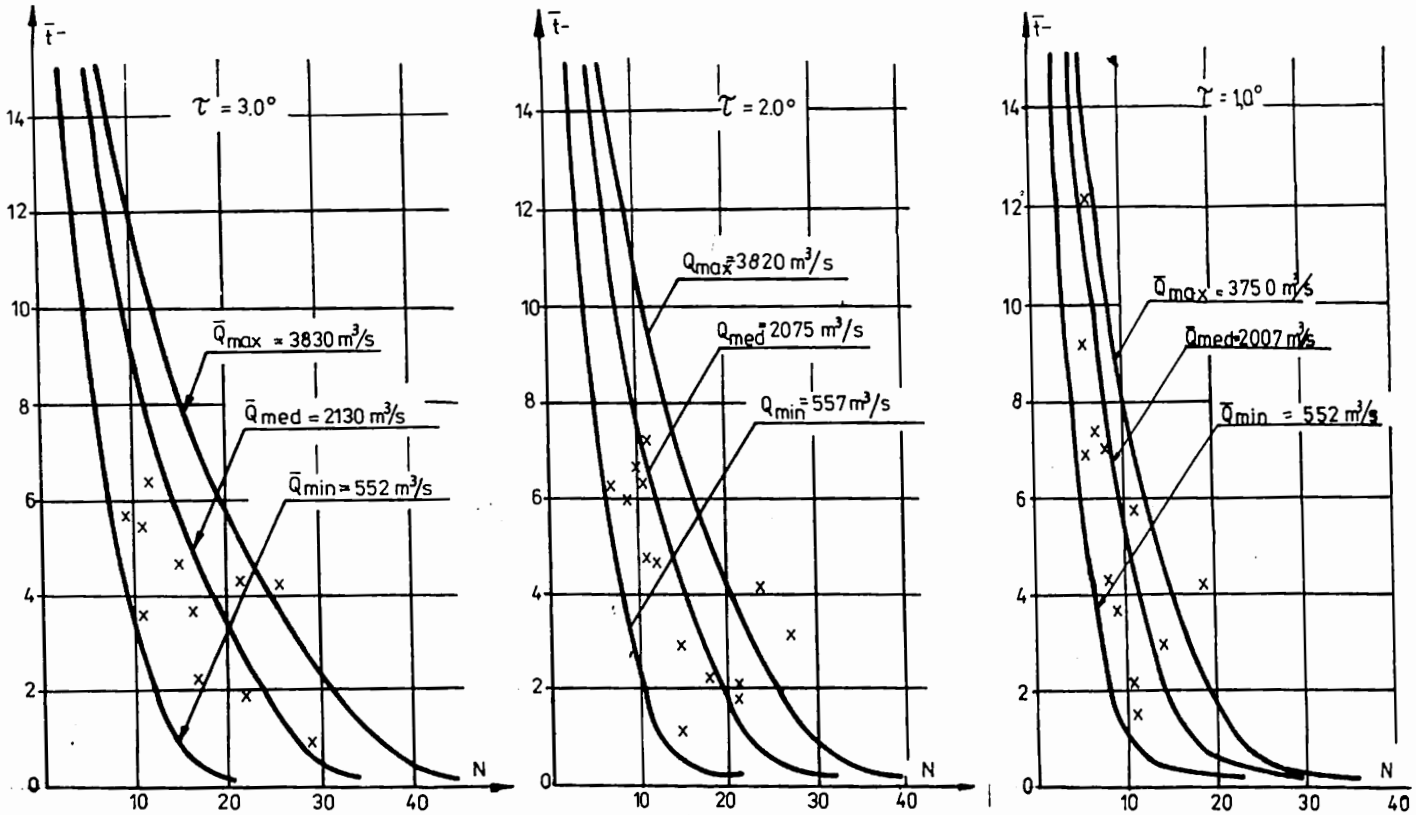


Fig.1. Relationship $N = f(\bar{t}^-, \bar{Q})$ for the gauging station (1)

Consequently, the study of frost development and the factors determining it is called forth both for the rivers inside the country and for the Danube in full accordance with the significance of the negative frost effects.

With the rivers inside the country such studies were focussed on the relationship for freezing and thaw forecasting (Dumitrescu and Stan, 1965)while for the Danube numerous specialists worked out comprehensive studies Diaconu1965); Dumitrescu and Stan (1965); Dumitrescu (1975); Podani (1985) etc.

The analysis of the data referring to ice phenomena on the Lower Danube over a 5o year time interval revealed a frequency of ice-bridge occurrence varying between 44% and 56%.

The greater frequency and intensity of ice phenomena along the Lower Danube is largely due to the polar atmospheric circulation, more active during the winter, and to the lower water discharge and speed along the Danubian branches.

The situation demonstrates the necessity of ice forecasting methods particularly on the Lower Danube.

Such a method is presented here on account of the data recorded at the gauging stations Diaconu (1965); Dumitrescu and Stan (1965) and considering air temperature as the major determining factor and the water discharge the most significant conditioning factor.
The reference times in working out the forecast were the dates when certain water temperatures were recorded: 3°C; 2°C; 1°C with the forecast intervals covering the time between the date of these temperatures recording and the date of ice bridge occurrence (around o°C).
The choice of these temperature values in working out the forecast for ice bridge formation is adequate from the viewpoint of optimal forecasting time if one takes into consideration the fact that the decrease of water temperature is very slow in the case of the Danube consequence to its bulky amount of water subject to heat exchange. Even for the decrease of water temperature by 1 degree Celsius (in, say, section 2) at least four to five days of average daily air temperatures below -9°C are required.
It may therefore be considered that the recording time when water temperature is 1°C stands as the most adequate moment for ice bridge short-range forecasting, whereas the times when water temperatures of 2-3°C are encountered may serve as references in longer range forecasts.
For the time intervals between the recording of water temperatures of 3°C, 2°C, 1°C and the dates of ice bridge occurrence, the variations of water temperature, air temperature and water discharges were analysed at the gauging stations Diaconu (1965); Dumitrescu and Stan (1965) on the Danube.
The analysis consisted in determining the relationship:

$$N = f(\bar{t}^{-}, \bar{Q}, \tau)$$

for $\tau = 3°C, 2°C, 1°C$, where:
N is the number of days with in the interval
$\bar{t}^{-}$ - the average daily negative temperature of the time interval being considered
$\bar{Q}$ - the average daily discharge of the interval
τ - the water temperature for which the forecast was worked out (forecasting temperature)
As there was no possibility to control the validity of the eventual physical hypotheses concerning the mechanism of ice bridge formation, some empirical correlations were sought between the available data. The major difficulties in establishing the forecasting relation were the wide range of water discharges (Q) for which the water (t_{water}) and air (t_{air}) temperatures were measured in the time interval preceding the frost (N)and the reduced number of correlation values including the lack of boundary values in the variation of quantities t and N.

Consequently, reaching a satisfactory forecasting function called forth a complex correlation analysis, along several stages so that the entire information concerning the formation of the ice bridge and the conditions favouring it. This analysis covers six stages further on dealt with (under items a - f below) and may be identically applied to other stretches of the Danube besides the ones under consideration.

a. Samples of values were selected (N_i, t_i), each sample being assigned a certain forecast temperature value τ ; $\tau = 3°/2°/1°C$

b. It was assumed that the discharges for which t_i, N_i measurements are taken stand as random factors in the process. The average discharge was computed for each sample:

$$\bar{Q}_{med} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} \bar{Q}_i$$

where, n is the number of values in the sample.

c. A function g(t) was established by correlation for each of the samples considering a preestablished forecast parameter τ and an average $\bar{Q}$. In determining this function the following aspects were taken into account:

- the shape of the empirical curve relevant from the (N_i, t_i) graph drawn.
- the physical boundary conditions C_1 and C_2, that is:

C_1 - for average daily temperature $\bar{t}^-$ tending towards 0 , the number of days follows an asymptotical direction towards the infinite:

$$\bar{t}^- \to 0 \Rightarrow N \to \infty$$

C_2 - the definite temperature (daily average)for which the frost occurs quasi-instantaneous

$$N = 0 \Rightarrow \bar{t}^- = \bar{t}^* \; ; \quad \bar{t}^* \text{ finite}$$

Several functions were suggested mainly corresponding to the shape of the empirical curves. The only curve satisfactorily covering the empirical data (the correlation coefficient $\rho > 0.700$) for the three forecast temperatures ($\tau = 3°C$ / $\tau = 2°C$ / $\tau = 1°C$) was of exponential type:

$$g(t) = A_o \, e^{k\bar{t}^-} \tag{1}$$

where, A_o and k are coefficients determined from the correlation line:

$$\ln g(\bar{t}^-) = \ln A_o + k\bar{t}^-$$

with, $g(\bar{t}^-)$ being the number of days up to the occurrence of the ice bridge(N), $\bar{t}^-$, the daily average of air temperature (negative values).

The exponential (1) does not observe the boundary conditions C_2. On another hand observation data are missing at the variation limit of the t and N quantities when $\bar{t} \to o$, that is exactly where the exponential (1) disobey the boundary condition C_2. This accounts for the existence of some higher correlation coefficients although the physical restrictions are not observed and hence the empirical information were combined with the data provided by the boundary conditions, into a two term function:

$$f(\bar{t}^-) = g(\bar{t}^-) + h(\bar{t}^-) \tag{2}$$

so that:

1) $g(\bar{t}^-)$ differs from $f(\bar{t}^-)$ below the measurement errors when the temperature data are available. In other words $g(\bar{t}^-)$ contains the empirical information.

2) $h(\bar{t}^-)$ differs from $f(\bar{t}^-)$ below the measurement errors in the temperature range where t^- takes values very close to 0 for which measurements are not available and $f(\bar{t}^-)$ is known to tend asymptotically towards 0. In other words, $h(\bar{t}^-)$ contains theoretical information introduced by the dependence:

$$h(\bar{t}^-) = \frac{B_o}{\bar{t}^-} \tag{3}$$

where, coefficient B_o is derived from the condition $f(\bar{t}^-) = h(\bar{t}^-) + g(\bar{t}^-)$ that should be drawn in the neighbourhood of the last two points $(N_i, \bar{t}_i^-)$ on the empirical graphs.
Relations(1),(2)and (3) result in:

$$f(\bar{t}^-) = A_o e^{k\bar{t}^-} + \frac{B_o}{\bar{t}^-} \tag{4}$$

d) A dependence of the form below was suggested:

$$g(\bar{t}^-) \sim \sqrt{\bar{Q}}$$

Account being taken of this dependence, relation (4) becomes:

$$f(\bar{t}^-) = A\sqrt{\bar{Q}} \cdot e^{k\bar{t}^-} + \frac{B_o}{\bar{t}^-} \tag{5}$$

by means of which graphs $f(\bar{t}^-)$ were drawn for the average discharge of each sample ($\bar{Q}_{average}$) as well as the maximum discharge ($\bar{Q}_{max}$) and the minimum discharge ($\bar{Q}_{min}$). The scattering of the empirical points in the domain of the three graphs is an indication for the adequacy of function (5).
e) The set of operations under steps a-d were performed for all forecasting temperatures τ_i, with i=1, 2; 3, thus obtaining three functions of the type $f_i(\bar{t}^-, \bar{Q})$.
f) In order to reach a function on parameters $\bar{t}^-$, $\bar{Q}$ and τ a correlation of the coefficients in the three functions f_i, i=1;2;3 was established finally leading to a generalized function:

$$f(\bar{t}^-, \bar{Q}, \tau)$$

The type of analysis described under stages a-f was applied to the measurements carried out at the gauging stations(Diaconu,1965) and (Dumitrescu and Stan, 1965) situated on the Danube. The following functions were reached:

$$N_1 = f_T(\bar{t}^-, \bar{Q}, \tau) = (0.145\tau + 0.201)\sqrt{\bar{Q}}\; e^{-(0.012\tau + 0.075)\bar{t}^-} + \frac{3.76 - 0.850\tau}{\bar{t}^-} \tag{6}$$

$$N_2 = f_C(\bar{t}^-, \bar{Q}, \tau) = (0.245\tau + 0.095)\sqrt{\bar{Q}}\; e^{-(0.0089\tau + 0.1062)\bar{t}^-} + \frac{3.76 - 0.850\tau}{\bar{t}^-} \tag{7}$$

Figures 1 and 2 show graphically the forecasting relationships $N = f(\bar{t}^-, \bar{Q})$ for τ=3°C;τ=2°C and τ=1°C as obtained at 2 gauging stations on the Danube(Diaconu, 1965) and (Dumitrescu and Stan, 1965).
A close look at these graphs would reveal the similarity of the correlation curves corresponding to the three categories of discharges $\bar{Q}_{med}$, $\bar{Q}_{max}$, $\bar{Q}_{min}$, with certain negative average air temperatures below -11°C ($\bar{t}_{air}$ = -11°C;-15°C) The conclusion may be drawn that the influence of the discharge on ice bridge formation is lower the lower the air temperature. When the discharge is considered a random factor an improved forecast is expected for the lowest temperature range. The dispersion of values for $t \geqslant -7°C$ is a confirmation of this assumption.
The analysis also showed that with certain negative temperatures, closer to 0°, the ice bridge no longer occurs no matter how long the time interval with such low temperatures, which means that a critical threshold is required in ice bridge formation.

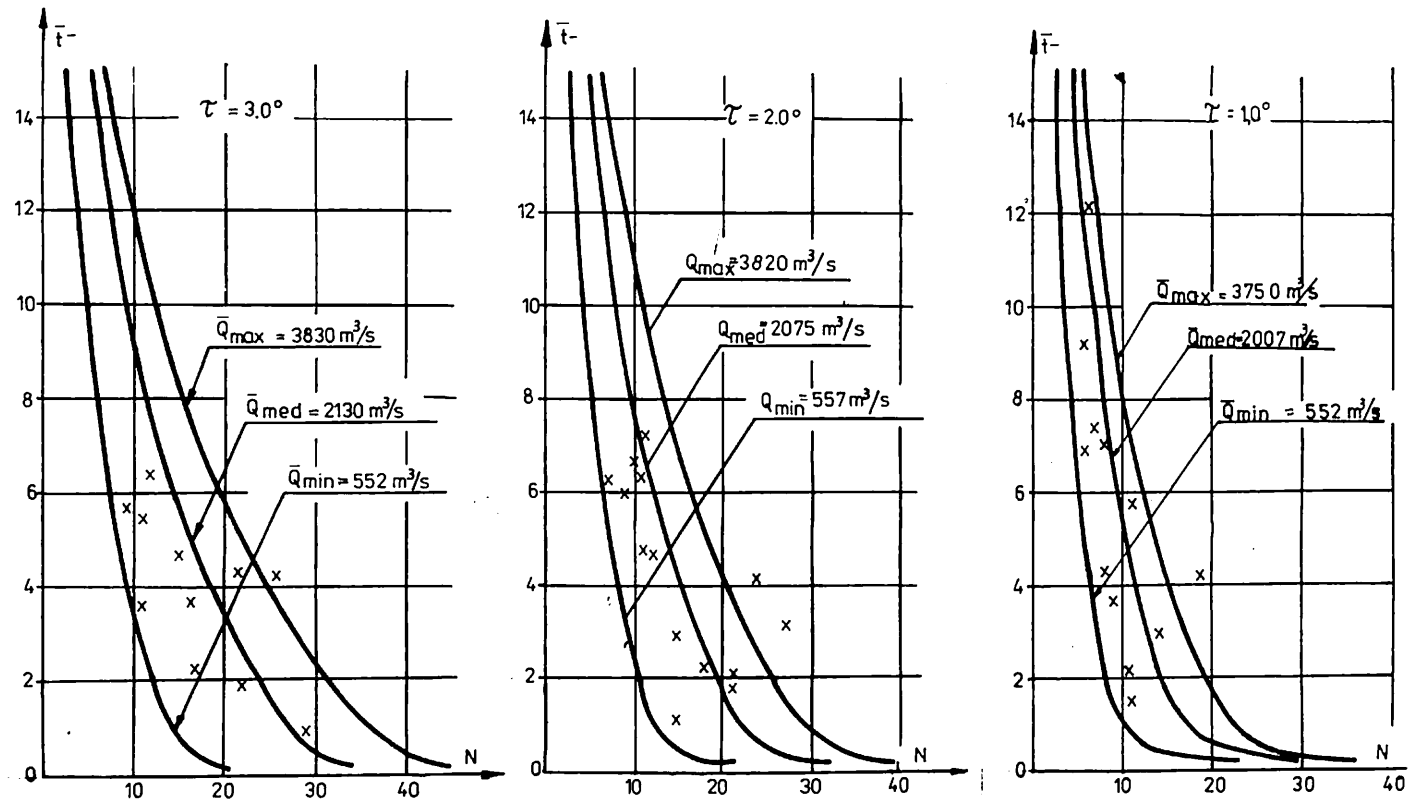


Fig.1. Relationship N = f($\bar{t}^-$,$\bar{Q}$) for the gauging station (1)

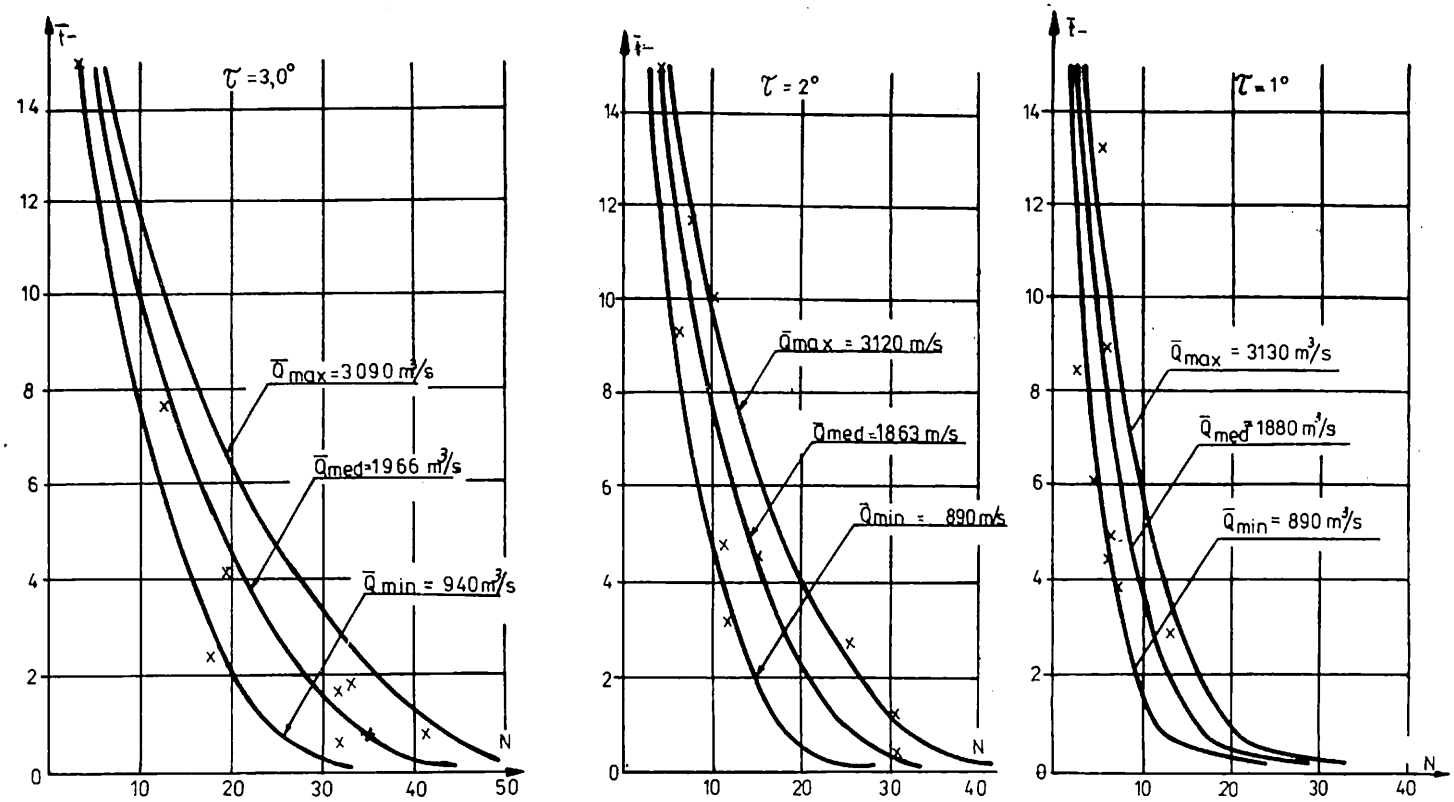


Fig.2. Relationship N = f($\bar{t}^-$,$\bar{Q}$) for the ganging station (2)

Relations (6) and (7) allow of defining a critical temperature by assigning the maximum possible value to N, i.e. the maximum number of days within the interval when ice bridge occurrence is possible (9o days). The resulting critical temperature is between -o.1°C and -o.2°, also in full accordance with the available data.
The large correlation coefficients resulting from this study come to confirm the basic data and the adequacy of the approached functions. The conclusion may thus be drawn that these relations are applicable to ice bridge forecasting when air temperature and water discharge development are accurately predicted. In order to turn operative the forecast for ice bridge occurrence, the graphical relations may be used directly from the beginning.
As far as the forecast accuracy is concerned, the date of ice bridge formation will be better predicted the shorter the lead time depending on the accuracy of the short-range weather forecasts. Therefore, the forecast reliability in ice bridge occurrence is higher when the forecast is worked out at the moment water temperatures of only 1°C or 2°C are recorded. The graphical relations show that the moment such water temperatures are recorded at the river gauging station (2), cf. fig.2, only 5-7 days will pass until ice bridge is formed, provided the air temperature remains below -5°C; -6°C and the water discharges below 1,ooo m^3/s.
The relationships presented here also indicate the higher accuracy of the ice bridge occurrence date under very low air temperatures, below -1o°C, -12°C for all categories of discharges.

5. Vorhersage der Wassertemperatur und der Eiserschienungen

DAS PROBLEM DER ENTSTEHUNG DER EISDECKE AUF DER DONAU

ZUSAMMENFASSUNG

Die Vorhersagebeziehung der Entstehung der Eisdecke stützt sich auf folgende Elemente:
- Vorhersage der Lufttemperatur im Zeitintervall vor der Entstehung der Eisdecke
- Vorhersage der Wasserführung im selben Zeitabschnitt.

Als entsprechendes Zeitabschnitt vor der Entstehung der Eisdecke wird der Abschnitt vom Aufzeichnen der charakteristischen Wassertemperaturen, τ=3°C; 2°C; 1°C; bis zum Auftreten der Eisdecke (bei Wassertemperaturen um o°C) vorgeschlagen.
Die Methode wird bei grossen Flüssen und Strömen, Z.B. der Donau angewendet, da die Wassertemperatur in diesem Fall sehr langsam sinkt.
Ein hybrides mathematisches Modell wurde angewendet, das einerseits die empirische Information benötigt, andresseits Greuzwerte physikalischer Natur des Vereisungvorgangs einführt. Eine Messreihe von 5o Jahren wurde benützt.
Als Ergebnis erhalt man folgende Beziehung:

$$N = N = f(\bar{t},\bar{Q},\tau) = (a_1\tau + b)\sqrt{\bar{Q}}e^{-(b_1\tau + b_2)\bar{t}} + \frac{c_1 + c_2\tau}{\bar{t}}$$

in der
N = Anzahl des Tage des Vorintervalls;
$\bar{t}$ = mittlere (negative) Tagestemperatur des vorhersagten Abschnittes;
$\bar{Q}$ = mittlere tägliche Wasserführung des vorhersagten Abschnittes;
τ = Wassertemperatur, die bei der Vorhersage benützt wurde.
Die Genauigkeit der ausgearbeiteten Vorhersagen wird analysiert.

5. Прогноз ледовых явлений и температуры воды

ОТНОСИТЕЛЬНО ПРОГНОЗА ЛЕДОСТАВА НА ДУНАЕ

РЕЗЮМЕ

В работе даётся формула прогноза ледостава на основе следующих элементов:
- прогноз температуры воздуха за интервал заблаговременности образования ледостава;
- прогноз расходов воды за тот же интервал.

За интервал заблаговременности образования ледостава принимается период с момента регистрации характерных температур воды, =3°С; 2°С; 1°С и до даты образования ледостава (при температуре воды приблизительно 0° С).
Метод может применятся для рек с высокими расходами воды, например, дунай, с учётом того, что понижение температуры очень медленно.
Для получения соотношений прогноза использовалась математическая модель- гибрид учитывающая,с одной стороны, имеющуюся эмпирическую информацию,а с другой стороны, вносит краевые условия физического характера относительно процесса замерзания.Использовались данные измерения параметров за пятидесятилетний период, входящие в расчёт модели. В результате были получены формулы прогноза в виде:

$$N = f(\bar{t}, \bar{Q}, \tau) = (a_1\tau + b)\sqrt{\bar{Q}}\; e^{-(b_1\tau + b_2)} + \frac{c_1 + c_2\tau}{\bar{t}}$$

где: N - число дней интервала заблаговременности,
$\bar{t}$ - средняя ежедневная температура (отрицательная) прогнозируемого периода,
$\bar{Q}$ - средний ежедневный расход за прогнозируемый период,
τ - температура воды, при которой составлялся прогноз.

Делаются замечания относительно точности прогнозов на основе этого метода.

REFERENCES

Diaconu, C. (1965). Die Vorhersagemöglichkeiten der Wasserstände auf der unteren Donau unter den Bedingungen des Eisstandes. III. Internationale Konferenz der hydrologischen Vorhersagen der Donauländer, Bucureşti, România.

Dumitrescu, V., Stan M. (1965). Prognoza de scurtă durată a înghețului şi dezgheţului pe rîurile interioare din România (Short-range Forecasts of Freezing and Ice Breaking-up on the Internal Rivers of Romania). Studii de hidrologie, vol. XIII, Bucureşti.

Dumitrescu, V. (1977). Langfristige Vorhersage der Eisverhältnisse der Donau, VIII. Konferenz der Donauländer über hydrologische Vorhersagen. Regensburg 29. 9-4. 1o. (Konferenzbericht Koblenz), pp.421-428.

Miţă, P. (197o). Vozmožnosti predvidenia obrazovania i evoljucii ledostava na Nižnem Dunae. V-aia Konferencia pridunaiskih stran po ghidrologhceskim prognozam. Beograd. 12-14 V. 1969(Zbornik dokladov Beograd) pp.154-158.

Miţă, P. (1977). Vorhersageverfahren für die Bildung bzw. Auflusung einer Eisdecke auf der unteren Donau in Abhaugigkeit von Lufttemperatur und Alfluss. VIII. Konferenz der Donauländer über hydrologische Vorhersagen. Regensburg 29.9 - 4.1o.1975 (Konferenzbericht Koblenz), pp.413-42o.

Podani, M. (1985). Gheţurile de pe Dunăre din perioada ianuarie-martie 1985. Geneză, efecte, măsuri şi concluzii (Ice on the Danube in the interval January-March, 1985. Origin, effects, measures and conclusions). Hidrotehnica, vol.3o, nr.7, Bucureşti.

МЕТОДИКА КРАТКОСРОЧНОГО ПРОГНОЗА ВСКРЫТИЯ НИЖНЕГО ДУНАЯ

М.В.Зеленская, А.В.Щербак

Украинский региональный научно-исследовательский институт Госкомгидромета, Киев, проспект Науки, 105

РЕЗЮМЕ

Предлагается методика краткосрочного прогноза вскрытия Нижнего Дуная. Методика основана на применении общей схемы расчета и прогноза сроков вскрытия рек, построенной на связи модульных коэффициентов прочности льда и расходов воды в день вскрытия.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Сроки вскрытия; прочность льда; расход воды; модульные коэффициенты; площадь бассейна; метод прогноза

ВВЕДЕНИЕ

Существующие методы краткосрочных прогнозов вскрытия рек основываются, как известно, на учете теплоприхода к ледяному покрову путем расчета теплообмена по метеорологическим данным.

Прогнозы при этом составляются на основе локальных зависимостей для конкретного пункта (участка реки), связывающих сроки вскрытия с определяющими гидрометеорологическими факторами. В частности, для советского участка Дуная применяется предложенная Щербаком и др. (1978) методика краткосрочного прогноза, основанная на зависимости сроков вскрытия от даты накопления суммы положительных средних суточных температур воздуха, равной 12^{0}, и суммы отрицательных средних суточных температур воздуха от даты установления ледостава до даты окончательного перехода температуры воздуха через 0^{0} к положительным

значениям.

Важным шагом в совершенствовании методов прогноза вскрытия рек явился разработанный Булатовым (1970) физически обоснованный метод расчета уменьшения толщины и прочности тающего льда, позволивший наметить пути создания универсального метода определения времени вскрытия рек (Булатов, 1972). Дальнейшее развитие)тих исследований позволило разработать физически обоснованную и практически значимую общую схему расчета и прогноза сроков вскрытия рек, построенную на связи модульных коэффициентов прочности льда и расходов воды к моменту вскрытия (Марголин, 1980). Применение данной схемы для прогноза вскрытия ряда рек Украины дало полохительные результаты.

Целью настоящей работы явилось применение общего метода краткосрочного прогноза вскрытия к прогнозам для низовьев Дуная, как примера показывающего пути совершенствования методической базы прогнозирования сроков вскрытия на Дунае.

Характеристика ледового режима Дуная и, в частности, режима его вскрытия достаточно подробно освещена в литературе и поэтому здесь не приводится.

Методика расчета толщины и прочности тающего ледяного покрова

Начало разрушения ледяного покрова на реках происходит при определенном критическом соотношении прочности льда и увеличении водности реки (Булатов, 1972) и выражается неравенством вида

$$\varphi h_в \leqslant f(Q_в)$$

$\varphi h_в$ - характеристика прочности льда в день вскрытия и $Q_в$ - показатель водности реки (расход воды) в день вскрытия.

Расчет разрушающего напряжения тающего льда φ и толщины льда при таянии h производился в соответствии с методикой расчета толщины и прочности тающего льда для целей расчета и прогноза сроков вскрытия рек, представленной в работе Булатова (1974). Расчеты основаны на методе теплового баланса.

Исходные данные

Для исследования прочности ледяного покрова в период его таяния использованы данные гидрометеорологических наблюдений на советском участке Дуная. Расчеты выполнялись для трех пунктов - Рени, Измаил и Килия. Небходимые для расчета метеорологические данные получены из материалов наблюдений метеоро-

логической станции Измаил. Расчеты выполнены для тех 13 случаев за период с 1945 по 1976 г., когда в низовьях Дуная наблюдался ледостав. Недостающие данные о толщине льда к началу его таяния рассчитывались по формуле

$$h = 2{,}04\,(\Sigma\theta_-)^{0{,}546} \qquad (2)$$

$\Sigma\theta_-$ – сумма отрицательных температур воздуха со дня появления плавучего льда (Щербак и др., 1983).

Общая схема расчета и прогноза вскрытия рек и ее применение для низовьев Дуная

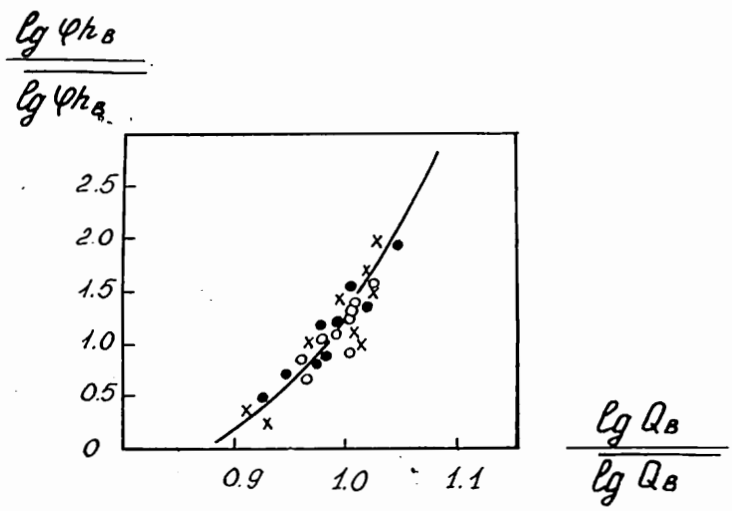
Основные положения предложенной Марголиным (1980) общей схемы расчета и прогноза сроков вскрытия рек сводятся к следующему.

Для ряда рек СССР были получены неравенства (I), переменные которых для удобства сопоставления выражались в логарифмическом масштабе, т.е $\lg \varphi h_в \leq f(\lg Q_в)$ Сопоставление изменяющихся величин φh и $Q_в$ со средними значениями $\overline{\varphi h_в}$ и средними величинами расходов воды $\overline{Q_в}$ при вскрытии позволило получить зависимость, единую для всех рек, отражающую соотношение модульных коэффициентов обоих переменных

$$\frac{\lg \varphi h_в}{\lg \overline{\varphi h_в}} \leqslant f\left(\frac{\lg Q_в}{\lg \overline{Q_в}}\right). \qquad (3)$$

Графическое изображение этих зависимостей показано на рис.I. Для ее построения использованы данные наблюдений по 22 пунктам на реках, расположенных в разных физико-географических районах (Припять, Березина, Днепр, Дон, Северная Двина, Печора, Лена, Енисей и др.). В дальнейшем она была проверена еще для 28 пунктов. Обеспеченность непревышения допустимой погрешности расчета дат вскрытия по этой зависимости для всех 50 пунктов составляет 83-100%.

Ниже приводятся результаты применения данной схемы для расчетов прочности льда в низовьях Дуная. Для этой цели были рассчитаны ежедневные значения φh за период таяния и определены $\overline{\varphi h_в}$ на дату вскрытия советского участка Дуная у гг. Рени, Измаила и Килия. Одновременно были определены расходы воды в день вскрытия $Q_в$. По каждому из рядов вычислены средние многолетние значения $\overline{\varphi h_в}$ и $\overline{Q_в}$. На график зависимости (3), представленный на рис.I нанесены точки, которые соответствуют модульным коэффициентам $\varphi h_в$ и $Q_в$ по трем створам на советском участке Дуная. Поле точек на графике вполне удовлетворительно согласуется с линией общей зависимости. Это обстоятельство подтверждает возможность применения общей схемы для расчета и прогноза сроков вскрытия низовьев Дуная с достаточной точностью. Обеспеченность метода для этих пунктов составляет 85-90%.



× – Рени, • – Измаил, ○ – Килия

Рис.I. Зависимость $\frac{lg\,\varphi h_в}{lg\,\varphi h_в} \leqslant f\left(\frac{lg\,Q_в}{lg\,Q_в}\right)$ по Марголину (I980) нанесены точки для советского участка Дуная.

Использование при составлении прогнозов метеорологических элементов и расходов воды, ожидаемых по прогнозам на 5 дней, как показал многолетний опыт советских гидрологов, лишь незначительно уменьшает точность краткосрочных ледовых прогнозов по сравнению с точностью расчета.

Разработка подобной методики для других участков Дуная не должна вызвать больших затруднений, поскольку вся река хорошо освещена как гидрологическими, так и метеорологическими наблюдениями.

ВЫВОДЫ

Разработанная методика краткосрочного прогноза сроков вскрытия низовьев Дуная основана на исследовании прочностных характеристик ледового покрова в период его таяния. Результаты расчетов уменьшения толщины льда и его прочности использованы для построения зависимости (3), связывающей прочностные характеристики льда и расходы воды к моменту вскрытия реки. Обеспеченность непревышения допустимой ошибки (+2, -3 дня) проверочных прогнозов сроков вскрытия низовьев Дуная составляет 85-90%.

Описанная и примененная для низовьев Дуная общая схема позволяет рассчитывать и прогнозировать сроки вскрытия и на других участках реки.

ANNOTATION

Es giebt die Methode der kurzfristigen Vorhersagen des Eisbruches des Unteren Donau. Die Methode gründete sich auf der Verwendung gemeinsamen Schemas der Errechnung und der Prognose von Fristen des Eisbruches von Flüsse, das auf der Verbindung von Modulfaktoren der Eisfestigkeit und des Abflussmenge am Tage des Eisbruches gebaut wurde.

ABSTRACT

It is given the methods of the short-range forecast of the break-up of the Lower Danube. The methods are based on the use of a general scheme for calculation and forecasting of the dates of a break-up of rivers which is worked out on the link of module coefficients of ice strength and water discharges on the day of break-up.

ЛИТЕРАТУРА

Булатов С.Н. (1970). Расчет прочности тающего ледяного покрова и начала ветрового дрейфа льда. Труды Гидрометцентра СССР, 74, 117 с.

Булатов С.Н. (1972). О возможности создания универсального метода расчета времени вскрытия рек. Труды Гидрометцентра СССР, 112, 100-107.

Булатов С.Н. (1974). Методические указания. Методика расчета толщины и прочности тающего ледяного покрова для целей расчета и прогноза сроков вскрытия рек и водохранилищ. Изд. Гидрометцентра СССР, 53 с.

Марголин Л.М. (1980). Общая схема расчета и прогноза вскрытия рек. Метеорология и гидрология, 10, 93-99.

Щербак А.В., Шматалюк Л.Н. (1978). Методика прогноза сроков вскрытия советского участка Дуная. Труды УкрНИГМИ, 166, 116-124.

Щербак А.В., Шматалюк Л.Н. (1983). Исследование режима нарастания толщины льда в низовьях Дуная для продления навигации. Труды УкрНИИ Госкомгидромета,

КРАТКОСРОЧНЫЙ ПРОГНОЗ ОСЕННИХ И ВЕСЕННИХ ЛЕДОВЫХ ЯВЛЕНИЙ НА ВОДОХРАНИЛИЩЕ ГЭС „ЖЕЛЕЗНЫЕ ВОРОТА I" РЕКИ ДУНАЙ

Н.Д.Ефремова, Г.М.Коновалова, К.Н.Полякова

Гидрометцентр СССР, Москва, Большевистская 9-13

РЕЗЮМЕ

Показано, что на водохранилище плавучий лед появляется в среднем на один день раньше, а разрушение ледяного покрова и очищение ото льда происходит на 2-3 дня позже, чем на этом же участке реки до создания ГЭС.

Расчеты охлаждения воды и начала ледообразования на водохранилище ГЭС "Железные Ворота I" проводились по методу Шуляковского, в основе которого лежат уравнения теплового баланса. При расчете разрушения ледяного покрова применялась модель Булатова. В ней таивание льда определяется также по уравнениям теплового баланса, а уменьшение прочности льда определяется в основном за счет солнечной радиации.

Показана возможность составления краткосрочных прогнозов рассматриваемых ледовых явлений на водохранилище ГЭС "Железные Ворота I" с учетом прогноза метеорологических величин.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Ледовые явления, водохранилища, краткосрочные прогнозы, прогнозы температуры воздуха.

Задачей данной работы является выявление возможности составления краткосрочных прогнозов начала ледообразования и очищения ото льда водохранилища ГЭС "Железные Ворота I" на основе существующих расчетных методов: Шуляковского (1960), Пиотровича (1968) и Булатова (1970).

Период после создания водохранилища (с 1971 г.) отличался в основном теплыми зимами, отсутствием или малой продолжительностью ледовых явлений на Дунае. Что касается водохранилища "Железные Ворота I", о важности прогноза ледовых явлений на нем говорилось в докладе Гинзбурга и др. (1979) на X конференции, а также отмечалось в работе Милорадовой (1971).

О применении для Дуная названных методов расчета и прогноза ледовых явлений подробно докладывалось на предыдущих конференциях придунайских стран по гидрологическим прогнозам. Напомним, что на Ш, IУ, УI и УП конференциях в основном освещались вопросы по расчету и прогнозу появления льда и установлению ледостава по методу Шуляковского, на УШ, IX, X конференциях докладывалось о расчете и прогнозе нарастания и разрушения ледяного покрова и очищения ото льда по методам Пиотровича и Булатова. Однако эти расчеты выполнялись преимущественно для незарегулированных участков Дуная.

Указанные методы использовались в данной работе для расчета и прогноза ледовых явлений в зоне выклинивания подпора (в районах Смедерево и Земуна), а также в приплотинной части водохранилища (в районе Оршовы).

На основе расчетов по методу Шуляковского выявлено, что в суровые зимы плавучий лед на водохранилище появляется в среднем в те же сроки, что на реке. Начало дрейфа льда и очищения ото льда акватории водохранилища происходит несколько позже (на 3–4 дня), чем на реке.

Расчеты и прогнозы сроков появления льда и начала ледостава были выполнены на основе метода Шуляковского за последние IO лет (с 1976 по 1985 г.) для зоны выклинивания подпора рассматриваемого водохранилища.

Условие начала ледообразования выражается неравенством:

$$\vartheta \leqslant -\frac{B_n}{\alpha_n} \qquad (1)$$

ϑ – средняя в сечении температура воды

B_n – суммарный поток тепла от водной поверхности (излучение, испарение, конвективный теплообмен с воздухом)

α_n – коэффициент подачи тепла из водной массы к поверхности воды

n – индекс означает, что все величины относятся к моменту начала ледообразования

Условиями начала ледостава на водохранилище являются накопление достаточного количества плавучего льда и интенсивная теплоотдача, при которой смерзание льдин способно противостоять влекущей силе потока. Эти условия, при скорости течения более 0,05 м/с, выражаются эмпирической формулой:

$$\theta_к = -6{,}5\,V^2\left(\frac{b}{\sum\theta_-}\right)^{0{,}8} \qquad (2)$$

$\theta_к$ – критическая (наивысшая, при которой возможно образование ледостава) средняя температура воздуха в день замерзания

b – ширина реки (м)

$\sum\theta_-$ – сумма отрицательных средних суточных значений температуры воздуха со дня появления льда до образования ледостава

V – скорость течения (м/с)

Расчет выполняется последовательно для каждого дня охлаждения воды, пока не будет выполнено условие (I), а затем для каждого дня ледохода, пока температура воздуха не окажется ниже $\theta_к$ по условию (2).

Ледовые явления в зоне выклинивания подпора наблюдались из I0 лет в пяти случаях (I979, I980, I98I, I982 и I985 г.). Для этих лет рассчитаны даты начала ледовых явлений. Рассчитанные даты близки к фактическим, ошибка их не превысила одного дня. В остальные годы по расчету ледовых явлений не должно быть и они не наблюдались. Ледостав в этой зоне отмечался один раз в I985 г. с продолжительностью пять суток. В приплотинной части (район Оршовы) в это десятилетие ледостав с продолжительностью от I0 до 22 суток отмечался в тех же пяти случаях, что и ледовые явления в зоне выклинивания подпора. Эти результаты показали, что метод Шуляковского вполне может применяться и для условий водохранилища "Железные Ворота I", тем более, что он не только дает возможность рассчитать сроки появления льда и начала ледостава, но и предсказать, будет ли вообще ледообразование.

Уменьшение толщины и прочности тающего ледяного покрова до очищения рассчитывалось по методу Булатова (I970). Суть этого метода состоит в том, что за каждый день, начиная с момента схода снега на льду, по данным метеорологических и гидрологических наблюдений вычисляется толщина слоя льда, стаявшего с верхней и нижней поверхности ледяного покрова, а также количество тепла от солнечной радиации, поглощенное массой льда (S.). Последнее определяет нарушение кристаллической структуры льда, приводящее к снижению его

прочности, т.е. относительное разрушающее напряжение на изгиб φ , которое определяется по формуле

$$\varphi = \left(1 - \sqrt{\frac{S}{S_0}}\right)^2 \qquad (3)$$

S_0 – количество тепла от солнечной радиации, при поглощении которого лед полностью теряет прочность. По экспериментальным данным $S_0 = 184 \times 10^6$ дж/м^3.

Разрушающее лед усилие зависит от φ и толщины тающего льда h в соотношениях, соответствующих способу приложения этого усилия. Так, для начала ветрового дрейфа льда на водохранилищах получено условие

$$\varphi h^{\frac{1}{2}} \leqslant 0{,}018\, W^2, \qquad (4)$$

W – скорость ветра (м/с)

По методу Булатова были проведены расчеты разрушения льда в те годы последнего десятилетия (1976–1985 г.), когда наблюдался сплошной ледяной покров (1979–1982 и 1985 г.).

Максимальную толщину льда определяли по формуле

$$h_м = 2{,}04\left(\Sigma\theta_-\right)^{0{,}6} \qquad (5)$$

$\Sigma\theta_-$ – сумма отрицательных средних суточных значений температуры со дня появления льда

Расчеты стаивания льда и уменьшения его прочности (1979–1982 и 1985 г.) показали, что период от начала таяния до взлома льда на водохранилище невелик и колеблется от 5 до 8 дней. При этом уже в первые 2–3 дня таяния ледяной покров теряет около половины своей прочности (φ = 0,50 ÷ 0,45) и к моменту взлома льда на водохранилище значение φ не превышает 0,15. Продолжительность таяния ледяного покрова до полного очищения составляла в эти годы соответственно 8–12 дней. Погрешности расчетов не превышают двух дней.

На основе указанных методов составляются краткосрочные прогнозы с использованием прогноза метеоэлементов, в частности прогноза температуры воздуха.

Краткосрочный прогноз ледовых явлений можно составить лишь при наличии прогноза температуры воздуха. Что касается других метеорологических величин, то

в расчетах принимаются их средние многолетние значения за период ледообразования и таяния ледяного покрова.

В настоящее время прогнозы температуры воздуха с заблаговременностью 5–7 дней приобретают большую надежность в результате введения в практику новых методов гидродинамических прогнозов, которые составляются в Европейском центре среднесрочных прогнозов (г.Рединг) и в Гидрометцентре СССР. Эти прогнозы широко распространяются и поэтому доступны. Опыт использования подобных прогнозов в СССР, в том числе на Нижнем Дунае, показал, что успешность краткосрочных прогнозов ледовых явлений с учетом прогноза температуры воздуха составляет около 95%.

Наиболее суровыми из последних 10 лет (с 1976 по 1985 г.) являются 1981 и 1985 г. Для этих лет нами составлялись краткосрочные прогнозы ледовых явлений с использованием прогноза погоды Гидрометцентра СССР. Как показано в табл.I, при заблаговременности 5–7 суток ошибка появления льда, установления ледостава и очищения ото льда водохранилища не превышала двух дней.

ТАБЛИЦА I Проверочные краткосрочные прогнозы ледовых явлений на водохранилище "Железные Ворота I" в 1981 и 1985 г.

Год	Дата появления льда			Дата установления ледостава			Дата очищения ото льда акватории в-ща		
	прогноз	фактич.	ошибка (сутки)	прогноз	фактич.	ошибка (сутки)	прогноз	фактич.	ошибка (сутки)
1981	19 I	19 I	0	23 I	25 I	2	6 III	7 III	I
1985	8 I	8 I	0	12 I	13 I	I	12 III	10 III	2

Приведенные результаты расчета сроков ледовых явлений на водохранилище ГЭС "Железные Ворота I" по методам Шуляковского и Булатова показывают, что эти методы могут быть использованы в оперативной практике. Применение этих методов возможно и для других водохранилищ на Дунае.

ANNOTATION

Es wird gezeigt, dass das Treibeis im Stausee durchschnittlich ein Tag früher erscheint, und der Bruch der Eisdecke sowie die Reinigung von Eis etwa 2-3 Taga später im Vergleich zu demselben Abschnitt vor der Errichtung des Wasserkraftwerkes erfolgen. Die Berechnungen der Wasserkühlung und des Anfangs der Eisbildung im Stausee des Wasserkraftwerkes "Eisentor I" wurden

nach dem Modell von L.G. Schuljakowsky angestellt, dessen Grundlage die Gleichungen der Wärmebilanz zusammenstellen. Bei der Berechnung des Bruchs der Eisdecke im Stausee wurde das Modell von S.N. Bulatow gebraucht. Im Modell wird die Dicke der schmelzeuden Eisdecke bei den Gleichungen der Wärmebilanz berechnet, und für die Eisfestigkeitsabnahme der Eisdecke Brechnung wird die Sonnenstrahlung in Betracht gezogen. Unter Berücksichtigung der Vorhersage von meteorologischen Elementen wird die Möglichkeit der Zusammensetzung von kurzfristigen Vorhersagen für die untersuchten Eiserscheinungen im Stausee des Wasserkraftwerkes "Eisentor I" gezeigt.

ABSTRACT

It has found out that floating ice in the reservoir appears on the everage 1 day earlier while ice cover is broken up and disappears 2-3 days later than on the same river reach prior to the construction of the Hydroelectric Power Plant. Water cooling and the beginning of ice formation in the reservoir have been calculated using L.G. Shulyakovsky's model based on heat balance equations. For computations of ice cover breakup, S.N. Bulatov's model has been used. When computing ice strength decline, in addition to heat balance equations, the model also accounts for solar radiation. Possibility has been demonstrated for making short-term predictions of the above ice events in the water reservoir of "Zheleznye Vorota I", with due account of forecasts of meteorological elements.

REFERENCES

1. Булатов С.Н. (1970). Расчет прочности тающего ледяного покрова и начала ветрового дрейфа льда. Труды Гидрометцентра СССР, вып. 74, 117 с.
2. Гинзбург Б.М., Полякова К.Н., Аминева В.Я. (1979). О гидрологических условиях зимней навигации. X Конференция придунайских стран по гидрологическим прогнозам. Сб. докладов, Вена, с. 24/1-8.
3. Пиотрович В.В. (1968). Расчеты толщины ледяного покрова на водохранилищах по метеорологическим элементам. Труды Гидрометцентра СССР, вып. 18, 136 с.
4. Шуляковский Л.Г. (1960). Появление льда, начало ледостава на реках, озерах и водохранилищах. М., Гидрометеоиздат, 216 с.
5. Miloradov V. (1971). Promene u rezimu nanosa leda na Dunava i pritokama pod uticajem sistema "Djerdap". Savetavanje o uticaju izgradnje hidroenergetskod i plovidbenog sistema "Djerdap" na razvoj privzede sz Szbije. Beograd, maja 1971, s. 213-235.

6.

Informational Systems for Data Collection, Transmission and Processing Used in Hydrological Forecasting

Informationssysteme der Datensammlung und Datenverarbeitung für hydrologische Vorhersagen

Информационные системы сбора и обработки данных, используемых в гидрологическом прогнозировании.

DATENKONTROLLEN BEI DER ANWENDUNG DETERMINISTISCHER HYDROLOGISCHER MODELLE ZUR ABFLUSSVORHERSAGE

K. Ludwig

Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und landwirtschaftlichen Wasserbau der Universität Hannover, Callinstr. 32, D-3000 Hannover

ZUSAMMENFASSUNG

Datenkontrollen sind bei der Durchführung von Abflußvorhersagen wichtig, da fehlerhaft gemessene Daten oder teilweise fehlende Daten die Qualität der Vorhersagen stark beeinflussen können. Datenkontrollen sind vor Anwendung eines Vorhersagemodelles und während der Modellauswertung bei der Vorhersage möglich. Kontrollen während der Modellauswertung sind bei Anwendung deterministischer Modelle meist schärfer als Plausibilitätskontrollen vor Modellanwendung. Möglichkeiten der Fehlererkennung und Fehlerkorrektur bzw. Ergänzung fehlender Daten bei der Vorhersage werden beschrieben und der Entscheidungsprozeß bei der Fehlerbehandlung während der Vorhersage wird diskutiert.

SCHLÜSSELWORTE

Abflußvorhersage; Deterministische Modelle; Fehlererkennung; Fehlerkorrektur;

EINLEITUNG

Bei der operationellen Abflußvorhersage werden sehr hohe Ansprüche an die verwendeten Daten gestellt. Die Daten müssen für die Vorhersage ausreichend genau und in relativ kurzer Zeit verfügbar sein. Da aber Fehler in den Daten nie auszuschließen sind, ist bei allen Abflußvorhersagen eine Kontrolle der verwendeten Meßdaten notwendig, um Vorhersagefehler als Folge von Datenfehlern nach Möglichkeit zu vermeiden.

Für die Diskussion der Möglichkeiten zur Fehlererkennung und -korrektur wird in diesem Aufsatz unterstellt, daß die Abflußvorhersagen mit deterministisch-hydrologischen Modellen erfolgen, die in der Lage sind, Abflußsimulationen (-vorhersagen) für mehrere Punkte in einem Flußsystem mit zweckentsprechender Genauigkeit durchzuführen, wenn die verwendeten Meßwerte ausreichend genau sind. Bei Vorhersagen mit deterministisch-hydrologischen Modellen sind die Kontrollmöglichkeiten für die verwendeten Meßwerte meist größer als bei Verwendung von Black-Box-Modellen oder Regressionsmodellen, weil die verwendeten Systemdaten und die in den Modellen enthaltenen mehr oder weniger genau bekannten Systemeigenschaften zusätzliche Prüfmöglichkeiten bieten.

Mögliche Fehlerquellen sind bei der Messung und Übertragung der Niederschlags- und Wasserstandsdaten, der Umrechnung der Wasserstandsdaten in Abflüsse in den Systemdaten gegeben. Dabei kann es sich bei den fernübertragenen Ereignisdaten um kurz- oder langfristige Ausfälle oder allgemein um ständig vorhandene und/oder vorübergehende Fehler handeln. Auf die einzelnen, sehr unterschiedlichen Fehlerursachen wird an dieser Stelle nicht eingegangen.

Eine Fehlererkennung bei den Daten ist in verschiedenen Stadien der Vorhersage möglich und zwar:

- vor Eingabe der Daten in ein Vorhersagemodell ("Plausibilitätskontrollen")
- bei Durchführung der Vorhersage mit einem Modell anhand der sich ergebenden Modellparameter und
- durch Vergleich der Simulationsergebnisse mit den gemessenen Daten.

DATENKONTROLLEN VOR MODELLANWENDUNG (PLAUSIBILITÄTSKONTROLLEN)

Der Ausfall von Stationen kann bei der Erfassung der Daten im allgemeinen sofort erkannt werden. Die Erkennung fehlerhafter Daten ist jedoch schwierig. Oft können nur Hinweise auf mögliche Fehler erhalten werden. Dabei ist eine wesentliche Prüfung die visuelle Kontrolle der in geeigneter Form (Grafik) sichtbar gemachten Datensituation. Die Effektivität dieser Kontrolle hängt in erster Linie von der Erfahrung der Personen ab, welche die Prüfungen durchführen.

Zusätzlich ist eine Fehlerkontrolle mit Hilfe statistischer Verfahren möglich. Als statistische Verfahren kommen insbesondere Ausreißertests in Frage, die sowohl für Originaldaten einer Station oder Stationsgruppen als auch für abgeleitete Daten wie z.B. Datendifferenzen durchgeführt werden können.

Eine Datenkontrolle für Stationsgruppen ist im allgemeinen effektiver als die Datenkontrolle für eine Einzelstation, da für die Prüfung mehr Informationen verfügbar sind. Plausibilitätskontrollen können hier in Form von bedingten Häufigkeitsverteilungen angewendet werden (z.B. Vergleich der Daten der zu prüfenden Station mit den Daten einer oder mehrerer Referenzstationen). Ein wesentlicher Nachteil dieser Vorgangsweise ist der - vor allem im Bereich der meist interessierenden Extremwerte - geringe Datenvorrat für die Ermittlung der Häufigkeitsverteilungen. Deswegen ist es bei der Überprüfung meist sinnvoll, alle Station jeweils gegen die Summe der Daten an umliegenden Stationen oder aller Stationen zu testen. Dadurch wird der Einfluß möglicher Datenfehler der Referenzstationen auf die Überprüfung der aktuell betrachteten Station vermindert.

Bei stark strukturierten oder größeren Einzugsgebieten ist es nützlich, die Ereignisdaten vor Anwendung der statistischen Verfahren zu normieren. Dies kann bei Niederschlagsdaten durch Berücksichtigung des Jahresniederschlages und bei Abflußdaten durch die Bildung der Differenzen der Abflußspenden in den Kontrollbereichen der Pegel (Abflußdifferenzen zwischen Pegeln dividiert durch Fläche zwischen Pegeln) geschehen.

Allgemein ist es bei der Abflußvorhersage sinnvoll, verschiedene Häufigkeits-Schwellenwerte oder verschiedene Häufigkeitsverteilungen in Abhängigkeit vom Ereignistyp zu verwenden. Zum Beispiel können bei advektiven Niederschlägen die bei der Prüfung verwendeten Schwellenwerte anders angesetzt werden als bei konvektiven Niederschlägen, weil advektive Niederschläge eine geringere Varianz aufweisen. Ähnliches gilt auch für die Abflüsse (kurze, steile Hochwasserwellen - lange flache Wellen infolge Landregen).

DATENKONTROLLE ÜBER MODELLPARAMETER

Eine Datenkontrolle über Modellparameter bei der Abflußvorhersage ist nur dann möglich, wenn wesentliche Modellparameter (z.B. Abflußbeiwerte, Rückhaltegrößen) während der Vorhersage neu geeicht werden, z.B. in Form einer adaptiven Parameteroptimierung. Im wesentlichen findet dabei eine Kontrolle anhand des Vergleichs simulierter und gemessener Abflußdaten statt. Es besteht jedoch insofern ein Unterschied zur direkten Kontrolle von simulierten Abflußdaten und Meßwerten, als hier die simulierten Daten nur intern über die Zielfunktion im Verlauf der Berechnung verglichen werden.

Erste Fehlerhinweise erhält man aus einem Vergleich der optimierten Parameterwerte mit den aus historischen Ereignissen bekannten mittleren Parameterwerten, ihren Varianzen und Grenzwerten. Weiter Hinweise sind durch Vergleich der (adaptiv) optimierten Parameterwerte aufeinanderfolgender Vorhersagen gegeben. Liegen mehrere Pegel vor, so können die Unterschiede der Modellparameter in den einzelnen Pegelkontrollbereichen (Gebiete zwischen den Pegeln) zur Prüfung herangezogen werden.

Die Datenkontrolle über Modellparameter ist oft recht unübersichtlich, da zusätzlich zu den Parameterwerten die entsprechenden Parametersensibilitäten und die Abhängigkeiten der Parameter untereinander berücksichtigt werden müssen. So können z.B. Parameter zur Berechnung des Direktabflusses sehr hohe Änderungen aufweisen, wenn in der Hochwasserwelle nur kleine Direktabflußanteile existieren. Diese Einflüsse sind ein wesentlicher Grund dafür, daß auf alle Fälle nur besonders wichtige (besonders wenig sensible) Parameter in die Datenkontrolle einbezogen werden sollten.

DATENKONTROLLE ANHAND DER SIMULATIONSERGEBNISSE

Der Vergleich von simulierten und gemessenen Abflüssen kann über Abweichungsmaße und/oder visuelle Kontrollen erfolgen. Abweichungsmaße sind zahlenmässige Bewertungskriterien für die Qualität der Anpassung der simulierten Abflüsse an die gemessenen Abflüsse. Es existiert eine große Anzahl von Abweichungsmaßen, die je nach ihrer Formulierung verschiedene Eigenschaften der Abflüsse und Abflußdifferenzen unterschiedlich bewerten. Abhängig von der Art der Abweichungsmaße sind diese für unterschiedliche Arten von Abweichungen verschieden gut geeignet.

Im allgemeinen ist für die Datenkontrolle bei der operationellen Vorhersage die Angabe verschiedener Abweichungsmaße sinnvoll. Theoretisch ist mit diesen Abweichungsmaßen auch eine Datenkontrolle über Ausreißertests (bezogen auf die Abweichungsmaße) möglich. Praktisch ist aber in den meisten Fällen die Interpretation der Abweichungsmaße durch den Bearbeiter der Vorhersage sinnvoll. In vielen Fällen kann es bei der Abflußvorhersage günstig sein, die Abweichungsmaße nicht auf den gesamten Simulationszeitraum (mit gleichzeitigen Abflußmessungen) zu beziehen, sondern auf einen kürzeren Zeitraum vor dem Vorhersagezeitpunkt (z.B. Laufzeit von Hochwasserwellen im System) zu beschränken. Dadurch ergibt sich eine schärfere Kontrolle der aktuell wichtigen Daten.

Bei Vorliegen mehrerer Pegel in einem System kann es für Zwecke der Fehlerlokalisierung günstig sein, im Vorhersagemodell an den Pegelstandorten nicht die Meßdaten, sondern die simulierten Daten für die weitere Berechnung zu übernehmen. Dies führt zu einer stärkeren Fehlerfortpflanzung im Vorhersagemodell, welche fallweise deutlichere Hinweise auf Fehlerquellen bietet. Aus dem Verlauf der Abweichungsmaße entlang des Gewässernetzes für benachbarte Pegel können dann Rückschlüsse auf verschiedene Arten von Fehlern gezogen werden bzw. es kann eine bessere Fehlerlokalisierung erfolgen (Ludwig, 1982).

Vorteile der Abweichungsmaße sind die Darstellung der oft recht komplexen Abweichungen in Form übersichtlicher Zahlenwerte. Diese sollten jedoch einen visuellen Vergleich der Simulations- und Meßdaten nicht ersetzen.

Beim visuellen Vergleich der simulierten und gemessenen Abflußganglinien können oft verschiedene Einflüsse erkannt werden, die durch Abweichungsmaße nicht eindeutig oder deutlich genug beschrieben werden. Diese Einflüsse können durch den Bearbeiter der Vorhersage bei Kenntnis des Systems und der verwendeten hydrologischen Modelle in Fehlerhinweise umgesetzt werden. Aus diesem Grund ist die visuelle Datenkontrolle bei der Vorhersage ein besonders wichtiges Mittel zur Fehlererkennung, vor allem in Verbindung mit graphischen Darstellungen sonstiger Eingangsdaten (Niederschläge). Der visuelle Vergleich der simulierten und gemessenen Abflußganglinien sollte unbedingt durch die Angabe von Abweichungsmaßen und eine Darstellung des Verlaufes der Parameter und Abweichungsmaße im System unterstützt werden.

MÖGLICHKEITEN ZUR BEHANDLUNG FEHLERHAFTER DATEN BEI DER VORHERSAGE

Im wesentlichen sind folgende Arten der Fehlerbehandlung möglich:

- Rückfragen,
- Ausscheiden aller Daten einer möglicherweise fehlerhaften Meßstelle aus dem Vorhersagebetrieb,
- Rekonstruktion der Daten bei zeitweisem Meßstellenausfall oder
- Korrektur möglicherweise fehlerbehafteter Daten.

Rückfragen bei Beobachtern an Meßstellen oder über andere Mittel (z.B. Polizei, Hilfskräfte) können in vielen Fällen Fehlerquellen aufklären und Hinweise über Art und Größe der Fehler und damit zu ihrer Beseitigung geben. Wichtig dabei ist, daß die Personen, bei denen rückgefragt werden soll über die Bedeutung der Rückfragen und die Notwendigkeit raschen und sicheren Handelns informiert sind.

Das Ausscheiden aller Daten einer möglicherweise fehlerbehafteten Meßstelle ist eine der einfachsten Methoden der Datenbehandlung. Sie sollte nur dann angewendet werden, wenn der Bearbeiter den Eindruck hat, daß eine Datenkorrektur mit Hilfe der verbleibenden Meßdaten nicht sinnvoll ist oder wenn die Meßstelle über längere Zeit ausgefallen ist.

Für die Rekonstruktion von Niederschlagsdaten sind im wesentlichen Verfahren der Gebietsniederschlagsberechnung (Niederschlagsinterpolation) geeignet. Im Vergleich zur eigentlichen Gebietsniederschlagsberechnung stehen aber mehr Informationen zur Verfügung und zwar die Meßdaten vor und ggf. auch nach Meßstellenausfall. Mit Hilfe der verfügbaren Informationen an der zeitweise ausgefallenen Station können die Korrekturen aufgrund von Gebietsniederschlagsberechnungen für diese Meßstelle verbessert werden. Dabei können auch ggf. zeitliche Verlagerungen des Niederschlagsfeldes berücksichtigt werden.

Die Rekonstruktion von Abflußdaten erfolgt am günstigsten über das deterministisch-hydrologische Modell selbst. Fehlende Werte (Lückenwerte) sollten im verwendeten Programm automatisch ignoriert werden, sodaß bei zeitweisem Stationsausfall nur die vorhandenen Daten z.B. bei der Nacheichung von Modellparametern bewertet werden. Eine Rekonstruktion fehlender Abflußdaten z.B. über Regressionsbeziehungen aus benachbarten Meßstellen dürfte im allgemeinen ungünstiger sein.
Für eine Korrektur von Niederschlags- und Abflußdaten stehen im wesentlichen dieselben Methoden zur Verfügung wie bei der Rekonstruktion fehlender Daten.

REAKTIONEN AUF FEHLERHINWEISE

Die Behandlung fehlerhafter Daten bei der Vorhersage ist in vielen Fällen schwierig, weil durch die Datenkontrolle nur Hinweise auf mögliche Fehlerquellen gegeben werden können, aber meist keine Informationen über den Fehlerbetrag. Eine zusätzliche Schwierigkeit ist, daß aufgrund des Charakters der bei der Datenkontrolle verwendeten Tests nicht sicher gesagt werden kann, daß tatsächlich Fehler vorliegen. In der Praxis der operationellen Vorhersage stellen sich dabei die wesentlichen Fragen:

a. Wie soll der Vorhersagebetreiber aufgrund der Hinweise entscheiden? Soll er den (die) Fehlerhinweise akzeptieren und Maßnahmen zur Korrektur einleiten, oder soll er die Auswirkungen eines möglichen Fehlers auf die Vorhersage hinnehmen?
b. Was kann getan werden, um dem Vorhersagebetreiber die Entscheidung zu erleichtern bzw. diese Entscheidung sicherer zu gestalten?

Dazu erscheint es sinnvoll, darzustellen, wie die Entscheidung des Vorhersagebetreibers, einen Fehlerhinweis zu akzeptieren oder zu ignorieren eigentlich aussehen sollte, wenn für ihn mehr Informationsquellen zur Verfügung stehen würden als dies bisher bei operationellen Vorhersagen üblich ist.

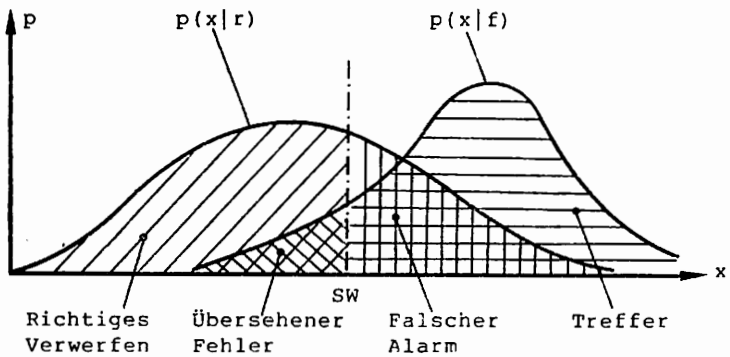


Bild 1: Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen und Entscheidungsmöglichkeiten

In Bild 1 sind die (bedingten) Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen $p(x|f)$ bzw. $p(x|r)$ für die Bedingungen dargestellt, daß es sich bei einem Beobachtungswert x um einen Fehler bzw. um eine richtige Messung handelt. SW ist ein vorgegebener Schwellenwert von x. Ist $x \geq SW$, so wird die Hypothese, daß es sich bei der Messung x um einen Fehler handelt akzeptiert, ansonsten wird angenommen, daß die Messung richtig ist. Für einen festen Wert SW bedeuten die schraffierten Flächen in Bild 1 die Wahrscheinlichkeiten, daß man einen Treffer erzielt (Fehler richtig interpretiert), daß man einen falschen Alarm auslöst (richtige Messung als Fehler interpretiert) bzw. daß die Hypothese richtig verworfen wird (richtige Messung als richtig interpretiert) und daß man einen Fehler übersieht (Fehler als richtige Messung interpretiert).

Zu beachten ist einerseits, daß die in Bild 1 dargestellten Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen noch keine Information über die tatsächliche Auftretenswahrscheinlichkeit von Fehlern p(f) bzw. richtigen Messungen p(r) enthalten. Andererseits müssen die vier Möglichkeiten des Entscheidungsausganges Treffer/Übersehener Fehler/Falscher Alarm/Richtiges Verwerfen nicht mit gleichen Wertmaßstäben gemessen werden, sondern sie können unterschiedliche Werte (WT/WU/WF/WR) haben. Dabei sind die Werte WU bzw. WF sicherlich kleiner als die Werte WT bzw. WR. Die Werte WU und WF können auch negativ werden (Schäden).

Die Entscheidungsregel, den Erwartungswert richtiger Entscheidungen zu maximieren, führt zu der Beziehung (siehe Coombs et al., 1975):

$$p(x|f)/p(x|r) \geq (p(r)/p(f)).(WR + WF)/(WT + WU) \qquad \text{(Gleichung 1)}$$

In dieser Beziehung ist $p(x|f)/p(x|r)$ der Likelyhoodkoeffizient $l(x)$; $p(r)/p(f)$ ist das a-priori-Verhältnis der Wahrscheinlichkeiten richtiger und falscher Messungen und die übrigen Glieder auf der rechten Seite geben die Wertrelationen der möglichen Entscheidungsausgänge wieder. Bezeichnet man die rechte Seite mit K, so sollte die Hypothese, daß die Beobachtung x ein Fehler ist, bejaht werden wenn $l(x) \geq K$ ist und ansonsten abgelehnt werden. Mit dieser Entscheidungsregel werden also die Wahrscheinlichkeiten richtiger und falscher Messungen, deren Verteilungen bezüglich der Meßwertachse und die Wertmaßstäbe für Entscheidungsausgänge berücksichtigt.

Wie bereits erwähnt, kann der hier beschriebene Entscheidungsprozeß wegen fehlender Informationen (z.B. Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen der Fehler) nicht unmittelbar für praktische Aufgaben eingesetzt werden. Aus diesem Grunde ist auch eine "automatische" Fehlererkennung (ohne individuelle Entscheidung des Vorhersagebetreibers) wenig sinnvoll. Die Kenntnis des Entscheidungsprozesses hilft jedoch zu verstehen, was mit den eingangs kurz beschriebenen Plausibilitätskontrollen und Fehlerkontrollen bei Auswertung deterministisch-hydrologischer Vorhersagemodelle eigentlich gemacht wird bzw. gemacht werden soll.

Ein routinierter Vorhersagebetreiber folgt im wesentlichen dem Entscheidungskriterium nach Gleichung 1, wobei er aber Häufigkeiten, Verteilungsfunktionen und Wertvorstellungen mehr oder weniger intuitiv aus seinem bisherigem Erfahrungsbereich aufgetretener Fälle bzw. der Kenntnis des Vorhersagemodells und des Systems bezieht. Dabei sind offensichtlich subjektive Einflüsse möglich und ein weniger routinierter Vorhersageersteller wird wahrscheinlich weniger gute Vorstellungen von den die Entscheidung beeinflussenden Kriterien haben.

Plausibilitätskontrollen über Ausreißertests unterstellen, daß Fehler selten sind. Dann ist die Dichtefunktion für die Meßwerte eine gute Näherung für die Dichtefunktion $p(x|r)$ und die Dichtefunktion $p(x|f)$ wird praktisch als Gleichverteilung oberhalb eines Schwellenwertes angesehen.

Die Verwendung abgeleiteter Werte anstelle der Original-Meßdaten in den Fehlerkontrollen zielt ebenso wie die Durchführung mehrerer, möglichst unabhängiger Fehlerkontrollen im wesentlichen dahin, durch eine Transformation die Dichtefunktionen $p(x|r)$ und $p(x|f)$ steiler zu machen bzw. auseinanderzurücken.

Die Kontrollen über nachgeeichte Parameter deterministisch-hydrologischer Vorhersagemodelle führen wegen des eingeschränkten Wertevorrats für die (richtigen) Parameter (z.B. $0 <$ Abflußbeiwert < 1) zu einseitig oder beidseitig begrenzten Dichtefunktionen $p(x|r)$. Außerhalb liegende Beobachtungswerte x (hier: Parameter) können unschwer als Folgen von Fehlern interpretiert werden.

Es liegt auf der Hand, daß mit diesen Kontrollen die möglichen Überprüfungen in vielen Fällen noch nicht ausgeschöpft sind. Zum Beispiel kann auch bei Meßwerten kleiner als dem Schwellenwert eines Ausreißertests oder bei Modellparametern innerhalb zulässiger Grenzen ein Fehlereinfluß vorliegen. Über diese wird mit den üblichen Fehlerkontrollen nichts ausgesagt.
Hilfsmittel zur Verbesserung üblicher Fehlerkontrollen können sein:
- Erweiterung des Erfahrungsbereiches der Vorhersagebetreiber über Planspiele bzw. simulierte Vorhersagesituationen und Fehlerszenarien (Holle, 1986).

- Information der Vorhersagebetreiber in Hinblick auf theoretisch mögliche und praktisch durchführbare Entscheidungsabläufe. Konzeption aktuell zweckmäßiger Entscheidungskriterien bzw. -abläufe.
- Überprüfung (Sensitivitätsanalyse) der Wertrelationen (WR + WF)/(WT + WU) für Entscheidungsausgänge durch Feststellung der Auswirkungen möglicher Fehler auf den ökonomischen Erfolg (ersatzweise auf die Genauigkeit) der Vorhersagen durch Testläufe mit dem Vorhersagemodell.
- Erfassung der Relationen p(r)/p(f) bzw. p(x|f)/p(x|r) aus den bisherigen Betriebserfahrungen und/oder der Analyse historischer Meßdaten.
- Verbesserung des Meßnetzes und "Härtung" der Übertragungseinrichtungen bei Auftreten besonders kritischer Fehlerquellen.

Sicherlich sind die tatsächlichen Möglichkeiten zur Verbesserung der Fehlererkennung vielfach durch wirtschaftliche Randbedingungen beschränkt. Auch sind in vielen Flußgebieten die Reaktionen des Systems so träge, daß - abgesehen von groben, leicht erkennbaren Fehlern - keine starke Auswirkung von Fehlern auf den Wert bzw. die Genauigkeit von Vorhersagen auftritt.

Dennoch erscheinen für alle Vorhersagen Überlegungen in Hinblick auf Verbesserung der Möglichkeiten zur Fehlererkennung sinnvoll. Sie können besonders bei katastrophalen Ereignissen (vor allem Hochwasserereignissen), bei denen einerseits der Wert der Vorhersagen am größten ist und für die andererseits der Erfahrungsbereich am kleinsten ist, ein wertvolles Hilfsmittel sein.

ABSTRACT

Data controls during operational runoff forecasts are important, because incorrectly measured or partially missing data may affect the quality of forecasts seriously. Data controls are possible before application of forecast models and during the calculation of the forecast by use of models. If deterministic hydrological models are used, data controls during the model evaluation are often more informative than plausibility controls before model application. Possibilities for error detection and error correction respectively data restauration for the production of forecasts are described and the decision process for error treatment during forecasts is discussed.

Резюме

При составлении прогнозов расходов воды очень важным является контроль данных, так как ошибочно-измерительные данные или частично отсутствующие данные резко влияют на качество прогнозов. Контроль данных при прогнозировании можно провести до использования модели и при интерпретации модели. Контроль во время интерпретации модели при использовании детерминированных моделей является часто более четким чем проверка на достоверность до применения модели. Описываются возможности обнаруживания ошибок и исправления их или дополненение отсутствующих данных при прогнозировании и обсуждается процесс решения при обработке ошибок во время составления прогнозов.

LITERATUR

Coombs C. H., Dawes R. M. und Tversky A. (1975). Mathematische Psychologie. Beltz Verlag, Weinheim und Basel

Holle F.-K. (1986). Ein iteratives Programm zur Simulation des operationellen Betriebes von Hochwasservorhersagen. Proc. der XIII. Konferenz der Donauländer über hydrologische Vorhersagen, Belgrad.

Ludwig K. (1982). The program system FGMOD for calculation of runoff processes in river basins. Zeitschrift Kulturtechnik und Flurbereinigung, 23, 25-37.

DIE DATENBEREITSTELLUNG BEI DER OPERATIONELLEN HOCHWASSERVORHERSAGE

H.-J. Rosemann

Bayer. Landesamt für Wasserwirtschaft
Lazarettstraße 67, 8000 München 19
Bundesrepublik Deutschland

ZUSAMMENFASSUNG

Eine möglichst frühzeitige und hinreichend genaue operationelle Hochwasservorhersage verlangt nicht nur ein leistungsfähiges Verfahren oder Modell, sondern auch ein adäquates System der Messung, Erfassung, Übermittlung und Weiterverarbeitung der dafür erforderlichen Daten. Hier handelt es sich vor allem um Niederschläge, Lufttemperaturen, Wasserstände und Abflüsse.

Der Beitrag gibt einen Oberblick über die Verfahren und Modelle zur operationellen Hochwasservorhersage und die Möglichkeiten der Datenbereitstellung. Da stets davon auszugehen ist, daß Daten fehlerhaft sind oder Lücken aufweisen, werden außerdem praktische Hinweise zur Plausibilitätskontrolle, Datenkorrektur und Datenergänzung gegeben.

SCHLOSSELWORTE

Operationelle Vorhersage; Hochwasservorhersage; mathematische Modelle; Datenbereitstellung; Plausibilität; Datenkorrektur; Datenergänzung.

EINLEITUNG

Die in der Natur ablaufenden Niederschlag - Abflußprozesse werden beobachtet, analysiert und dokumentiert. Das so gewonnene Datenmaterial bildet die Grundlage für die Beschreibung historischer Ereignisse und die Klärung physikalischer Zusammenhänge sowie für statistische Aussagen, die für wasserwirtschaftliche Planungen von unschätzbarem Wert sind. Von besonderem Interesse sind dabei vor allem langanhaltende Trockenperioden und extreme Hochwasserereignisse, die für die Gewässernutzer und -anlieger u. a. zu großen Engpässen bei der Wasserversorgung und Schiffahrt, zu nennenswerten Verschlechterungen der Gewässergüte sowie zu erheblichen Hochwasserschäden an Bauwerken, in der Landwirtschaft und Industrie führen können. Bei diesen Aufgaben der Hydrologie handelt es sich um eine zeitlich gesehen rückwärtsorientierte Betrachtung hydrologischer Ereignisse.

Was zukünftige Niederschlag - Abflußereignisse angeht, so liegt es nahe, Prozesse nicht nur im nachhinein zu analysieren, sondern deren zeitlichen Verlauf ab einem bestimmten Zeitpunkt im voraus abzuschätzen. Damit besteht die Möglichkeit, die Gewässernutzer und -anlieger rechtzeitig zu warnen und wirkungsvolle Gegenmaßnahmen einzuleiten. Hier sei insbesondere an die Niedrigwasseraufhöhung aus in Speichern gebildeten Reserven, an den Hochwasserschutz durch die Steuerung von Speichern und Rückhaltebecken sowie an die Hochwasserabwehr (operativer Hochwasserschutz) gedacht. Unter dem operativen Hochwasserschutz werden alle Aktivitäten verstanden, die geeignet sind, Schäden von Menschen, Tieren, gefährdeten Bauwerken, von Landwirtschaft, Industrie und Schiffahrt, z. B. durch die Erhöhung und Verstärkung von Dämmen mit Sandsäcken und durch die Evakuierung der Bevölkerung, abzuwenden.

Um rechtzeitige und richtige Entscheidungen treffen zu können, besteht die Notwendigkeit, sich möglichst rasch und umfassend über die bisherige Abflußsituation zu informieren und den weiteren zeitlichen Verlauf vorausschauend zu beurteilen. Eine zuverlässige Beurteilung ist jedoch nur dann möglich, wenn es gelingt, den Abflußprozeß über den Zeitpunkt der letzten Messung hinaus vorherzusagen.

OBERBLICK OBER VERFAHREN UND MODELLE ZUR OPERATIONELLEN HOCHWASSERVORHERSAGE

Unter Vorhersage wird die Vorausbestimmung des Wertes eines Merkmales physikalischer Prozesse (hier z. B. Wasserstand, Abfluß) mit Bezug auf die aktuelle Situation verstanden. Operationelle Vorhersagen sind im Betrieb befindliche Vorhersagen, die für bestimmte Benutzer (z. B. Katastrophenschutzbehörden, Betreiber von Wasserkraftwerken und Speichern, Schiffahrt) erstellt werden.

Für die Vorhersage von Wasserständen bzw. Abflüssen im Hochwasserfall stehen vor allem

° Pegelbezugslinienverfahren
° Wellenablaufmodelle
° Niederschlag - Abflußmodelle

zur Verfügung (Baumgartner, 1983; Rosemann, 1985; DVWK, in Vorbereitung).

Unter Pegelbezugslinienverfahren versteht man graphische Beziehungen zwischen Wasserständen aufeinanderfolgender Pegel ohne oder mit Berücksichtigung der Wasserstände an Pegeln seitlicher Zubringer. Sie werden vorwiegend auf Scheitelwasserstände angewandt. Pegelbezugslinienverfahren liefern für den Vorhersagepegel zu jedem Vorhersagezeitpunkt lediglich einen diskreten Wert.

Zur Aufstellung dieser Beziehungen werden die Wasserstände beobachteter Hochwasserereignisse an den Oberliegerpegeln und dem Vorhersagepegel benötigt. Bei der aktuellen Vorhersage reduzieren sich die erforderlichen Daten auf die Wasserstände der Oberliegerpegel. Zur Vorhersage desjenigen Zeitpunktes, an dem sich der vorhergesagte Wasserstand am Unterliegerpegel einstellt (Bezugspunkt der Vorhersage), sind zusätzlich Laufzeitvorhersagen erforderlich.

Wellenablaufmodelle erlauben die Berechnung der Transformation von Hochwasserwellen in Gerinnen mit Hilfe mathematisch-hydraulischer oder hydrologischer Modellansätze. Sie sind entweder völlig selbständige Modelle oder Bestandteil von Niederschlag - Abflußmodellen für räumlich gegliederte Einzugsgebiete.

Die mathematisch - hydraulischen Verfahren beruhen auf der Lösung der Saint - Venant - Gleichungen für instationäre Strömung. Die häufiger eingesetzten hydrologischen Verfahren gehen zwar auch von diesen Gleichungen aus, jedoch werden einzelne Glieder nicht berücksichtigt oder durch vereinfachte Annahmen ersetzt. Die bekanntesten Modellansätze der hydrologischen Verfahren sind die Kalinin-Miljukov- und die Muskingum-Methode. Wellenablaufmodelle liefern diskrete Abflußwerte am Vorhersageort innerhalb des Vorhersagezeitintervalls.

Der einzige Modellparameter der mathematisch-hydraulischen Verfahren ist der Rauhigkeitsbeiwert des Gerinnes. Er wird meist durch Nachberechnung von Wasserspiegelfixierungen ermittelt und auf die instationäre Abflußsituation übertragen. Die Parameter der hydrologischen Verfahren werden aus der Gerinnegeometrie einschließlich Wasserspiegelfixierungen oder -berechnungen ermittelt oder aus beobachteten Zu- und Abflußganglinien von Gerinneabschnitten meist unter Einsatz von Optimierungsverfahren berechnet. Bei der aktuellen Vorhersage werden Abflüsse an den Oberliegerpegeln benötigt. Dazu müssen die Wasserstände mit Hilfe von verläßlichen Wasserstand - Durchflußbeziehungen in Abflüsse umgewandelt werden.

Niederschlag - Abflußmodelle erlauben die Berechnung der Transformation von Niederschlag in Abfluß aus Einzugsgebieten. Werden größere Einzugsgebiete räumlich gegliedert, so wird die Oberlagerung der Teilwellen im Gerinnesystem mit Hilfe der o. g. Wellenablaufmodelle vorgenommen. Durch eine gezielte Auswahl und Kombination von Modellansätzen kann der Niederschlag - Abflußprozeß mehr oder weniger differenziert beschrieben werden. Die Palette reicht von einfachen Komponentenmodellen bis hin zu sehr detaillierten Modellen. Nieder-

schlag - Abflußmodelle liefern diskrete Abflußwerte an ein oder mehreren Vorhersageorten innerhalb des Vorhersagezeitintervalls. Nähert sich das Niederschlagsereignis dem Ende oder wird der Niederschlag gut vorhergesagt, so liefert das Niederschlag - Abflußmodell Abflußganglinienordinaten über die gesamte Hochwasserwelle.

Die Bestimmung der Modellparameter an Hand von Naturbeobachtungen kann direkt durch eine modellbezogene Auswertung beobachteter bzw. ermittelter Niederschlags- und Abflußdaten erfolgen oder durch indirekte Auswertung von Naturmessungen mittels eines Optimierungsverfahrens. Bei der aktuellen Vorhersage werden beobachtete Niederschlagshöhen benötigt.

Ist die Schneeschmelze zu berücksichtigen, so sind außerdem Lufttemperaturen und - falls verfügbar - Schneehöhen, Wasseräquivalente und der Schneebedeckungsgrad bereitzustellen. Für die adaptive Anpassung der Vorhersageberechnung an die Wirklichkeit müssen darüber hinaus die Abflüsse an den Kontrollquerschnitten einbezogen werden.

BEREITSTELLUNG VON DATEN FOR DIE HOCHWASSERVORHERSAGE

Die für die aktuelle Hochwasservorhersage erforderlichen Daten müssen gemessen, vor Ort erfaßt, zu einer Zentrale übermittelt und dort weiterverarbeitet werden (Rosemann, 1985; DVWK, in Vorbereitung).

Zur Messung der Daten ist folgendes auszuführen. Die Niederschlagshöhe wird üblicherweise durch Punktniederschlagsmessungen mit Hilfe von z. B. Niederschlagsmessern und -schreibern nach Hellmann sowie Meßgeräten, die nach dem Tropfer- und Wippenprinzip arbeiten, erfaßt. Eine immer größere Bedeutung gewinnt die Flächenniederschlagsmessung mit Radargeräten (X-Band-Radar). Der Deutsche Wetterdienst beabsichtigt, in den nächsten Jahren ein Radarverbundnetz aufzubauen, das später Bestandteil des bereits existierenden Europäischen Radarverbundes werden soll.

Die in oberirdischen Gewässern auftretenden Wasserstände werden an Pegeln gemessen, dessen maßgebender Teil der Lattenpegel ist. Zur Meßwertaufnahme sind ergänzende Einrichtungen, wie das Schwimmer- und Drucksystem, vorzusehen.

Für die Lufttemperaturmessung in der Thermohütte stehen Flüssigkeits-, Bimetall- und elektrische Widerstandsthermometer zur Verfügung. Die Messung der Neuschnee- und Gesamtschneehöhe erfolgt mit Hilfe von Schneepegeln. Zur Bestimmung des Wasseräquivalents der Schneedecke werden zylinderförmige Schneeausstecher, z. B. Blechzylinder und Vogelsberg-Schneesonden aus Akrylglas, verwendet. Seltener kommen Schneewaagen oder Neutronensonden zum Einsatz. Der Schneebedeckungsgrad muß heute noch geschätzt werden. Die Auswertungen von Luftbildaufnahmen und Satellitenbeobachtungen stehen für Echtzeitanwendungen meist noch nicht zur Verfügung.

Soweit bei der Vorhersage als Einflußgrößen Abflüsse erforderlich sind, werden diese in den meisten Fällen aus gemessenen Wasserständen unter Verwendung einer Wasserstands-Durchflußbeziehung ermittelt. Die Erfassung des Durchflusses erfolgt vorwiegend über die Messung der Fließgeschwindigkeit mit Hilfe von Meßflügeln (Stangenflügel, Schwimmflügel). Wesentlich seltener wird der Durchfluß durch Schwimmer-, Verdünnungs- und Ultraschallmessungen erfaßt. Abflüsse lassen sich auch über die Leistungskurven von Wehren und Grundablässen sowie durch die Auswertung von Turbinendaten ermitteln.

Die Datenerfassung vor Ort geschieht häufig noch durch Beobachter, die zu bestimmten festgelegten Zeiten Messungen durchführen und in Formblätter eintragen. Beispiele hierfür sind die Messung der Niederschlagshöhe mit Hilfe des Hellmannschen Regenmessers, des Wasserstandes mittels Lattenpegel, der Lufttemperatur mit Hilfe des Flüssigkeitsthermometers und die Messung der Neuschnee- und Gesamtschneehöhe sowie des Wasseräquivalents der Schneedecke.

Die Datenregistrierung auf Schreibstreifen erfolgt z. B. bei der Messung der Niederschlagshöhe mit Hilfe des Hellmannschen Regenschreibers, des Wasserstandes mittels des mit Zusatzeinrichtungen ausgerüsteten Lattenpegels und der Lufttemperatur mit Hilfe des Bimetallthermometers.

Immer mehr an Bedeutung gewinnt die Datenspeicherung auf Halbleiterspeichern. Beispiele hierfür sind die Messung der Niederschlagshöhen mittels Geräten, die nach dem Wippen- und

Tropferprinzip arbeiten, des Wasserstandes mittels des mit Zusatzeinrichtungen ausgerüsteten Lattenpegels und der Lufttemperatur mit Hilfe des elektrischen Widerstandsthermometers. Die Umwandlung der Meßgrößen in elektrisch weiterverarbeitbare Werte geschieht dabei durch geeignete Meßwertwandler (z. B. Lichtschranke, Winkelcodierer, Pt 100). Die so gewonnenen Meßgrößen müssen in elektrische Normgrößen (Strom, Spannung, Widerstand) umgeformt werden. Eine Datenspeicherung auf Lochstreifen, Magnetbandkassetten und Disketten ist im Rahmen von Abflußvorhersagen ungeeignet, da auf sie im aktuellen Fall nicht zurückgegriffen werden kann. Auch das Radar vermittelt die Niederschlagsmessung in digitaler Form. Die Meßwerte werden zur weiteren Auswertung auf Speichermedien vorgehalten.

Die Datenübermittlung in eine für die Vorhersage zuständige Zentrale wird heute noch am häufigsten durch Beobachter vorgenommen, die die in Formblätter eingetragenen oder auf Schreibstreifen registrierten Daten über Telephon oder Telex zu bestimmten festgelegten Zeiten absetzen oder auf dem Postweg versenden. Sind die Meßstellen mit Meßwertansagegeräten ausgerüstet, so erfolgt die Datenübermittlung von der Meßstelle zu der Zentrale analog, d. h. als Sprache über das öffentliche Fernsprechnetz, und zwar auf Initiative der Zentrale. Diese Arten der Datenübermittlung erlauben keine direkte Weiterverarbeitung der Daten in einem Computer. Sind die Datenmengen nicht zu groß, so lassen sie sich jedoch in kurzer Zeit für die dv-technische Weiterverarbeitung verfügbar machen.

Ist die Meßstelle mit einem Datenoperator mit Datenfernübertragungseinrichtungen ausgerüstet, so können die Meßdaten zu jeder Zeit zu einem zentralen Rechner übertragen und dort direkt weiterverarbeitet werden. Die aktuelle Obertragung der Daten kann über Funk, Satellit oder Kabel erfolgen. Der heute am häufigsten genutzte Übertragungsweg ist in der Bundesrepublik Deutschland das Kabel, wobei in der Regel auf das Netz der Deutschen Bundespost zurückgegriffen wird. Wegen der Begrenzung geeigneter Sendefrequenzen ist die Datenfernübertragung per Funk nur dann zulässig, wenn Kabel nicht genutzt werden können. Die Obertragung via Satellit steckt in der Bundesrepublik Deutschland erst in den Anfängen, sie dürfte jedoch in Zukunft an Bedeutung gewinnen.

Bei der zentralseitigen Weiterverarbeitung von Daten für die Hochwasservorhersage ist zu unterscheiden, ob eine dv-technische Unterstützung gegeben ist oder nicht.

Bei der Weiterverarbeitung ohne dv-technische Unterstützung werden die an die Zentrale übermittelten oder von ihr abgerufenen Daten tabellarisch erfaßt oder graphisch bzw. kartenmäßig dargestellt. An Hand dieser Unterlagen kann die derzeitige Abflußsituation beurteilt sowie durch Vergleiche mit Aufzeichnungen historischer Ereignisse eine grobe Schätzung der zu erwartenden weiteren Entwicklung (Tendenzaussage) vorgenommen werden. Die Anwendung der Pegelbezugslinienverfahren kommt auch ohne dv-technische Unterstützung aus.

Bei der Weiterverarbeitung mit dv-technischer Unterstützung werden die an die Zentrale übermittelten oder von ihr abgerufenen und in Formblätter eingetragenen Daten zunächst auf Lochkarten oder über Bildschirm erfaßt. Erst dann ist eine Vorhersageberechnung mit Hilfe von Wellenablauf- oder Niederschlag - Abflußmodellen möglich. Besteht dagegen eine direkte Verknüpfung von Meßnetz und Rechner, so kann unmittelbar nach der nur wenig Zeit erfordernden Datenfernübertragung die Vorhersageberechnung gestartet werden. Die Verbindung zu den Meßstellen wird hier normalerweise von der Zentrale aufgebaut.

BEHANDLUNG VON DATENFEHLERN UND -LOCKEN

Bei der Messung, Erfassung, Obermittlung und zentralseitigen Weiterverarbeitung von Daten können Datenfehler und -lücken auftreten (DVWK, in Vorbereitung). Um diese auf ein Minimum zu reduzieren, sollte folgendes beachtet werden:

- Auswahl geeigneter Meßstellen
- Einsatz robuster Geräte mit störungsunempfindlichen Bauteilen sowie deren sachgemäße Installation und Bedienung
- Ausrüstung der Geräte mit Schutzeinrichtungen (z. B. Wind-, Strahlungs-, Niederschlags- und Blitzschutz)
- Notstromversorgung der Geräte aus Batterien
- Aufbau eines gut funktionierenden Wartungs- und Reparaturdienstes (Präventivwartung), Vorhalten von Ersatzteilen und -geräten.

Da sich Datenfehler und -lücken nie gänzlich vermeiden lassen, ist es notwendig, diese zu erkennen und zu korrigieren bzw. zu ergänzen (Rosemann, 1979; DVWK, in Vorbereitung). Dazu ist eine formale und fachliche Prüfung der Daten auf Plausibilität unerläßlich.

Die formale Prüfung enthält im wesentlichen eine Kontrolle auf Vollständigkeit, auf Einhaltung bestimmter Grenzen für die Absolutwerte und für die zeitliche Änderung von Meßwerten innerhalb vorgegebener Zeitintervalle.

Die fachliche Prüfung umfaßt z. B. die Kontrolle der zeitlichen und räumlichen Konsistenz an Hand der Meßwerte benachbarter Stationen. Außerdem läßt sich eine Prüfung auf innere Konsistenz durch die logische Verknüpfung verschiedener Meßwerte, wie z. B. Niederschlagshöhe und Wasserstand oder Abfluß, vornehmen.

Die formale und fachliche Prüfung auf Plausibilität erfordert große praktische Erfahrungen mit meteorologischen und hydrologischen Daten, die allein bei der Entwicklung und dem Einsatz des Vorhersageverfahrens oder -modells nicht gewonnen werden können. Hier sind vor allem solche Fachkräfte gefragt, die mit diesen Daten auch sonst laufend zu tun haben, z. B. bei der Abflußermittlung. Werden neue Erfahrungen hinzugewonnen, so sollten diese für die Überprüfung und - soweit erforderlich - für die Korrektur der Kriterien für die formale und fachliche Plausibilität genutzt werden.

Die Datenprüfung kann visuell durch den Bearbeiter vorgenommen werden. Dies ist z. B. an Hand der Tabellen und Graphiken möglich, die die übermittelten Daten für die Vorhersage enthalten. Bei einer Vorhersageberechnung mit dv-technischer Unterstützung bietet sich dagegen eine Datenprüfung auf dem Bildschirm an. Selbstverständlich lassen sich Datenprüfungen auch automatisieren. Hierfür sind die Grundlagen für die formale und fachliche Prüfung auf Plausibilität in einem Rechenprogramm zu realisieren. Eine solche automatisierte Datenprüfung ist sehr schnell durchführbar, sie läßt jedoch in Zweifelsfällen keine von der Regel abweichende Verfahrensweise zu.

Eine indirekte Datenprüfung ist auch über wesentliche Modellparameter der Wellenablauf- und Niederschlag - Abflußmodelle möglich, und zwar dann, wenn diese Parameter während der Vorhersage den wirklichen Abflußverhältnissen in der Gerinnestrecke bzw. im Einzugsgebiet durch adaptive Nachführung angepaßt werden. Ergeben sich dabei Modellparameter außerhalb üblicher Grenzen, so kann u. U. auf Datenfehler geschlossen werden.

Werden bei einer Meßstation Datenfehler und -lücken erkannt, so ist zu entscheiden, ob eine Datenkorrektur bzw. Datenergänzung verantwortet werden kann oder ob auf die Einbeziehung aller Daten der Meßstelle verzichtet werden muß. Letzteres dürfte der Fall sein, wenn die Datenfehler und -lücken erheblich sind und die verbleibenden Meßstationen für die Datenkorrektur oder -ergänzung nicht ausreichen. Die Vorhersageberechnung wird dann mit den Daten eines reduzierten Meßnetzes durchgeführt. Darauf muß das ausgewählte Vorhersageverfahren oder -modell eingerichtet sein.

Bei der Datenkorrektur und -ergänzung wird häufig die Erkenntnis ausgenutzt, daß die Meßgrößen einer Station in Beziehungen stehen zu den Meßgrößen der Nachbarstationen. So hat sich zum Beispiel für die zeitliche Inter- und Extrapolation einer Zeitreihe des Niederschlages die Quotientenmethode bewährt. Sie beruht auf der Annahme, daß der Quotient der Niederschlagssummen zweier benachbarter Meßstationen einem bestimmten Verhältniswert zustrebt. Ist dieser Wert aus der Zeit einwandfreier Messungen an beiden Stationen bekannt, so können mit den Messungen der einen Station die Meßwerte der anderen näherungsweise korrigiert oder ergänzt werden. Auch die üblichen Verfahren der Gebietsniederschlagsberechnung bieten sich an. Bei der Korrektur und Ergänzung von Lufttemperaturwerten kann die Differenzenmethode verwendet werden. Sie beruht auf dem Vergleich von Zeitreihen benachbarter Stationen unter Berücksichtigung der Abhängigkeit von Jahreszeit und Höhenlage.

Bei der Korrektur und Ergänzung von Wasserständen oder Abflüssen ist zunächst zu prüfen, ob Zeitbereiche geringer oder starker Schwankungen vorliegen. Im ersten Fall kann u. U. eine lineare Interpolation vorgenommen werden. Ist dies nicht möglich oder handelt es sich um Zeitbereiche starker Meßwertschwankungen, so kann eine Korrektur oder Ergänzung z. B. über aufgestellte Beziehungen zwischen Wasserständen bzw. Abflüssen aufeinanderfolgender Pegel erfolgen. Außerdem besteht die Möglichkeit, die Vorhersageverfahren und -modelle zum Zwecke

der Datenkorrektur oder -ergänzung zu nutzen. Werden bei den Vorhersagemodellen die Wasserstände oder Abflüsse nur zur adaptiven Anpassung der Modellparameter an das aktuelle Ereignis benötigt, so wäre zu entscheiden, ob auf die Parameteroptimierung verzichtet werden sollte. Damit entfiele die Bereitstellung der Wasserstands- und Abflußdaten für die Vorhersageberechnung. In jedem Fall sollten Zeitbereiche, in denen Datenkorrekturen oder -ergänzungen vorgenommen worden sind, bei der Parameteroptimierung ausgenommen werden.

Auch die Datenkorrektur und -ergänzung kann durch den Bearbeiter oder automatisch per Rechenprogramm vorgenommen werden. Eine Bearbeitung mit Hilfe eines Rechenprogrammes bietet sich insbesondere dann an, wenn viele Daten in die Vorhersageberechnung einfließen und die Vorhersage mit dv-technischer Unterstützung erfolgt.

SCHLUSSBEMERKUNGEN

Datenfehler und -lücken können sich ganz erheblich auf die Ergebnisse von Hochwasservorhersagen auswirken. Deshalb muß für diese Aufgabe nicht nur ein leistungsfähiges Verfahren oder Modell, sondern auch ein nicht fehleranfälliges System zur Messung, Erfassung, Übermittlung und Weiterverarbeitung von Daten bereitgestellt werden. Da sich Datenfehler und -lücken nicht völlig vermeiden lassen, ist der Plausibilitätsprüfung sowie der Datenkorrektur und -ergänzung eine große Bedeutung beizumessen. Es ist zu hoffen, daß sich dieser wichtigen und schwierigen Aufgabe in Zukunft auch die Forschung verstärkt zuwendet.

ABSTRACT

A reasonably exakt operational flood forecast at the earliest possible time not only requires an efficient method or model but also an adequate system of measurement, collection, transmission and processing of the necessary data, like precipitation, air temperature, water level and discharge.

This paper presents an outline of existing methods and models for operational forecasting and of the possibilities for data acquisition. Since it must be assumed that data can be incorrect and incomplete, this paper also presents practical hints for plausibility check, data correction and completion.

РЕЗЮМЕ

Для составления возможно заблаговременного и наиболее удовлетворительного операционного предсказания паводков требуются не только эффективный метод или модель, но и соответствующая система измерения, сбора, передачи и обработки необходимых данных. Здесь речь идет прежде всего об атмосферных осадках, температурах воздуха, уровнях и расходах воды.

Этот доклад дает обзор о методах и моделях операционного предсказания паводков и возможностях выборки данных. Исходя из того, что при этом могут возникать ошибки или пробелы, приводятся кроме того практические указания на проверку на достоверность, корректировку и дополнение данных.

SCHRIFTTUM

Baumgartner, V.: Mathematische Verfahren und Modelle zur operationellen Abflußvorhersage. - Informationsbericht 9/83 des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft, München, 1983.

DVWK: Einführung in die Wasserstands- und Abflußvorhersage (Arbeitstitel). - Schriften des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V., in Vorbereitung.

Rosemann, H.-J.: Der aktuelle Einsatz des Niederschlag - Abfluß - Modelles Lech - Wertach zur Hochwasservorhersage. - Konferenzbericht zur X. Konferenz der Donauländer über hydrologische Vorhersagen, Wien, 1979.

Rosemann, H.-J.: Verfahren und Methoden der operationellen Abflußvorhersage. - Tagungspublikation zum 1. Fortbildungslehrgang des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V. "Wasserwirtschaft", München - Grünwald, Oktober 1985.

COMPUTER FORECASTING SYSTEM IN THE CZECHOSLOVAKIAN SECTION OF THE DANUBE

I. Kunsch and B. Minárik

Slovak Hydrometeorological Institute, Jeseniova 17
83315 Bratislava, Czechoslovakia

ABSTRACT

Problem of the real-time forecasting in the Czechoslovak section of the Danube river is analysed. The computer dispatching system of the Hydrological Information and Forecasting Service in Bratislava has to its disposal operational data basis of the hydrological and meteorological quantities from the Czechoslovak territory /measured automatically and manually resp./ and data from the upper part of the Danube river in Austria and Federal Republic of Germany, that are available in possible extent and in manual mode. Because of complicated hydrological phenomena and incomplete information about the process the problem of the modelling is solved by using of parallel processing of several different models for each river section. The model of the cascade of nonlinear reservoirs, the treshold RIMO model, the model of inflow coeficient, ARMA and Muskingum models are involved in the system.

KEYWORDS

Real-time forecasting; Danube river; parallel processing of hydrological models; real-time parameter estimation; computer forecasting system; river flow routing.

INTRODUCTION

In the activity of the Hydrological Information and Forecasting Service of the Slovak Hydrometeorological Institute /HIPS SHMÚ/ the river Danube holds a special position with respect to its significance. Because of the complexity of hydrological processes it is not easy to find hydrologic mechanisms that could be programmed and utilized in an automated way in practice. However, sometimes even known hydrological procedures that can be utilized by a professional hydrologist without any problems cannot be programmed because e.g. there does not exist any suitable mathematical representation, the method of parameters assessment is not known, the necessary quantities cannot be quantified, etc., or the results are inaccurate and/or unreliable. Despite these facts there are several hydrological models and procedures suitable for computer application in the operational work of the hydrological service.

The present computers /as e.g. those exploited by HIPS SHMÚ/ are suitable for a direct man-computer interaction so that when forecast elaborating it is possible to make many alternative computations enabling the hydrologist to orientate in the instantaneous hydrologic condition of the river basin quickly. The products of the computer forecasting system on the Danube - forecast course for 24 hours in advance for the individual forecast

profiles computed on the basis of several hydrologic models are used by the forecast service as the basis for the decision on official forecast issue.

When applying the results of the previous research in the sphere of forecasting methods in the form of forecasting algorithms and pertinent parameters to the operation condition of HIPS it was necessary to solve several organizational problems, modify the manner of processing, communication between the operator and computer, as well as final calibration partial models in some sections of the Danube.

THE HYDROLOGIC DESCRIPTION OF THE PROBLEM

The main task of the hydrologic service on the Danube is to issue forecasts for 24 hours in advance besides the informational activity. On the basis of information obtained by the morning collection it is necessary to issue daily point forecast for the profiles Bratislava, Gabčíkovo, Medveďov, Komárno, Štúrovo for 6.00 a.m. of the following day and to correct them continuously through the day if the discharge changes are rapid. In the case of flood situations the forecast activity is uninterrupted. With the growing exploitation of the stream and especially in connection with the construction and planned operation of the water power plants Gabčíkovo-Nagymaros issuing of the course of the forecast streamflow for the whole forecst interval and continuous correction of the forecast for the approximating intervals according to the changing situation seems to be necessary.

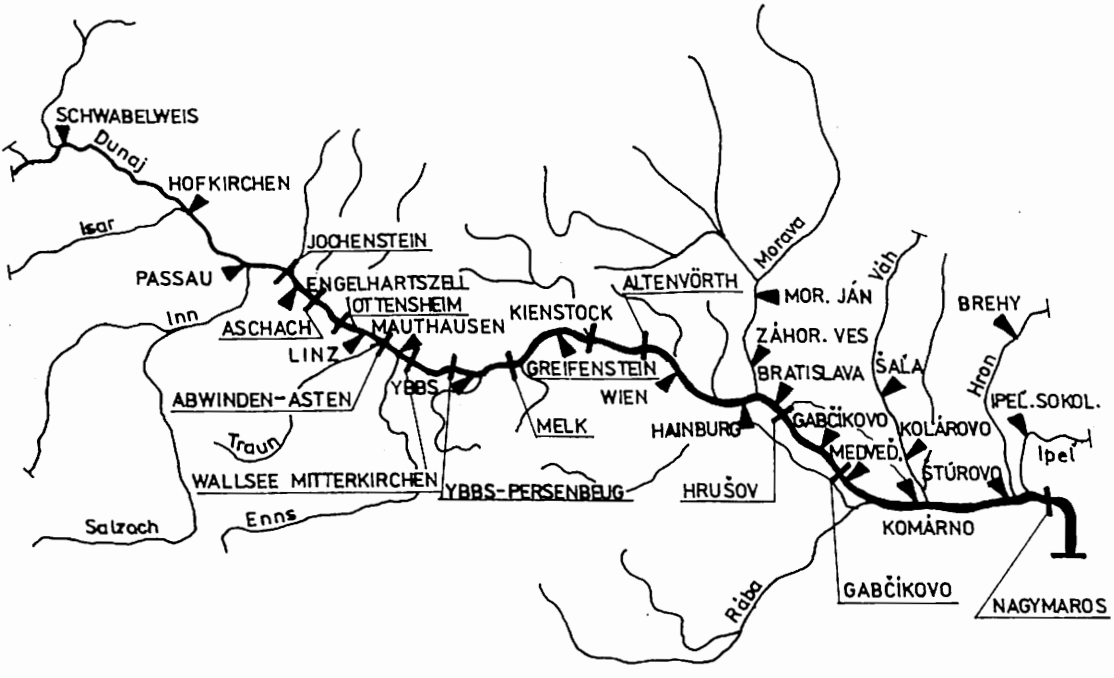


Fig. 1. Scheme of considered Danube system.

The process of discharge transformation from the Austrian profile Ybbs to Bratislava and the contribution of the interbasin especially from the northern part of Austrian Alps are decisive for the purposes of the short-term forecasting on the Czechoslovak section of the Danube with respect to streamflow formation /Fig. 1/. The rate of the contribution change from the Morava is small and measured. Besides this the hydrologic regime of the Morava shows only a small correspondence with the regime of the Austrian part of the Danube basin. The transformation of water motion in the Danube bed has a significantly non-linear character with very changing progression time in the section Ybbs - Kienstock - Vienna - Bratislava. In Fig. 2 the values of determined progression times for the section Kienstock - Vienna are shown for illustration. The dispersion of values e.g. for the zone of water level 400 to 500 cm is from 4 to 12 hours. Up to now no symptoms according to which the actual progression period could be determined operationally in advance have been found. Due to the anthropogenic activity and especially due to the impact of waterworks on the course the conditions further deteriorated as a consequence of water motion acceleration by reservoirs /depending on the size of the maintained reservoir volume/ and with respect to the possibility of pre-drainage. Except the general tendency to shortening compared to the historical values the streamflow progression period is not known in advance.

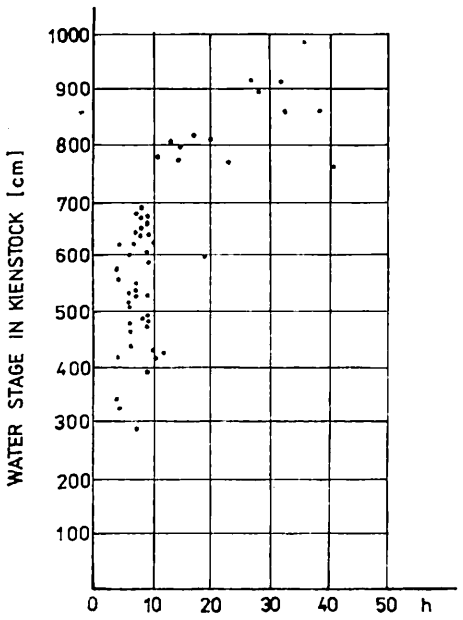


Fig. 2. The dependance of the progression period on the water level size in the section Kienstock - Vienna

The temporal course of the contribution of the interbasin Ybbs - Bratislava has a more dynamic character than the course of the main stream. Though the area of the basin is 13,353 km2 not considering the Morava, i.e. 10.2% of the basin to Bratislava /131,338 km2/ the emphasis on including the interbasin into modelling is very important for the accuracy of forecasting and especially at sudden changes upwards /Kunsch et al., 1979/.

The quality of data from the profiles lying above Ybbs is not suitable because of waterworks impact. With respect to the shorter progression times in the periods of lower and medium flows than the required period of forecast advance for Bratislava it is necessary to forecast the inflow to Ybbs on the basis of precipitation-runoff development. The application of available meteorological data and methods of precipitation-runoff modelling enables the expansion of the forecasting horizon /Panenka, 1979; Čížová, 1984/. However, it is still not easy to computer algorithmize such modelling.

The transformation of water motion through the bed in the Czechoslovak section of the Danube is relatively simplier and with longer progression periods. As a result of yet unknown hydraulic phenomena only the course of water stages of Gabčíkovo does not correspond with the level course at Bratislava or with the lower situated Medveďovo in the expected way. The contribution of the interbasin is measured in the Czechoslovak section.

The majority of obtained data concerns the observations of water stages and the majority of models works with discharges. The relation stage - discharge is not simple and is changing all the time and this may result in significant errors in the modelling. Besides the consideration of this inaccuracy it is necessary to prevent the possibility of discontinuity and divergence of algorithms at the change of the specific curve when program implementing the algorithms.

PREPARATION WORKS

A wide research activity in the framework of SHMÚ as well as in cooperation with other organizations preceeded the elaboration of the program system on the Danube. In the framework of this activity the suitability of several models - linear and non-linear, static and dynamic, deterministic and stochastic, hydrologic conceptual and hydraulic, adaptive and non-adaptive was studied from the aspect of their application on the given basin, available data base and possibility of implementation on available computers. In the 70-ties when no computers suitable for the operational operation with a conversation way of processing were available the modelling activity was mainly oriented on the work in the so called simulation mode of processing which at the time t the forecast is made for the time t on the basis of pre-processed data from the past and future in. Besides these simulation models several models of a regression type the graphic or simplified numerical procedures of which were also exploited in the operational operation were developed /Kunsch et al., 1979/. In the last years the research activity concentrated on the modification of models and calibrating for the mode of operation in real time and the appropriate software enabling simple and efficient exploitation of the modelling procedure /Kunsch et al., 1985; Martinka and Minárik, 1986; Minárik, 1985/. From this aspect programs for the preparation of models /with wide possibilities of quality and calibration verification and the necessary cooperation of experts of the applied models/ and programs dedicated directly for the work in real operation /utilizing only the finished products of preparation programs and made so that they enable a simple modification of the modelling procedure and operation with operators not professionally skilled in computers/ were prepared.

With respect to the possibility of a gradual observation collection automation by means of automatic hydrologic stations on the whole Czechoslovak section of the Danube the program system was elaborated in such a way a continuous time handling and continuous updating of the operational database are possible. From the Austrian section of the Danube data with observation density more than one time a day are available only from some profiles on the main stream and therefore procedures enabling the estimation of interbasin contribution without the measurements of tributaries were developed and verified. However, besides this 3 hour. data of historical waves of some tributaries of the Danube were obtained from the Austrian part and experiments for the utilization of these data if they were available in real time were performed.

THE APPLIED MODELS

Based on the results of the research of various forecast models application the following models have been included into the forecasting program system up to now:
a/ NLN - the model of cascade of non-linear reservoirs devised for the computation of 1-dimensional flow in river beds /Svoboda, 1971/. The model of the river section is formed by a cascade of identical non-linear reservoirs where the inflow to the river section is the inflow to the first fictive reservoir in the series, the outflow from it is the inflow into the second fictive reservoir, etc. until the outflow from the last reservoir becomes the outflow from the river section. The transformation function has an exponential form with iterative estimation scheme.
b/ RIMO - non-linear stage model /Becker et al., 1981/. This non-linear model is a combination of two or more different linear models working in parallel. The transformation function of the individual linear models has a form of impulse response. The synthesis of the output hydrogram is made by convolution. The estimation of pulse response ordinates is carried out separately.
c/ BETA - the method of inflow coefficient /Hladný, 1970; Kunsch and Minárik, 1984/. This method is based on the empiric knowledge of the analogy of streamflow course due to precipitation activity or snowmelt from the basin to the upper profile with the runoff from the adjacent interbasin. A channel model with the progression period non-linearly dependent on the discharge size is used for the derivation of the transformed main stream course. The adaptive procedure of a filtration type is used for modelling and prediction of inflow coefficient.
d/ ARMA stochastic linear model with autoregressive and moving average part /Box and Jenkins, 1970; Minárik, 1986/. The filtration type adaptive is used for the continuous assessment of unknown parameters. The assessment of the orders of mathematical representation and the initial assessments of parameters and stochastic characteristics is carried out by off-line square root extraction.
e/ MSKG - Muskingum method /Kunsch et al., 1985/. This is a two parameters linear conceptual hydrologic model. One parameter expresses the significance of the inflow into the considered section and outflow from the section and its impact on the volume of accumulated water in the computational section. The second parameter is a volumetric coefficient expressing the size of delay period. A graphic method and the method trial - and - error were selected for the estimation of unknown parameters.

THE STRUCTURE OF PROGRAM REALIZATION

The main aspects at the design of program system structure were:
- the possibility of modelling the individual river sections separately for each modelling technique,
- the temporal synchronization of the results of individual models for the needs of mixed modelling,
- suitable storage of sub-results from the aspect of re-start possibility in the case of incorrect operation,
- the possibility of the utilization of model runoff course from a section from an upper location instead of lower profile observation,
- the visual evaluation of results,
- dialogue type of communication with the operator,
- the possibility of link change among the models of individual sections.

When modelling a certain river section bounded with an upper and lower profile the individual models can produce forecast results for differently long time horizon in advance /Fig. 3/. Some models - in Fig. 3 model 3 - can produce forecasts till the time $+\infty$ in theory. In a program solution of the task it is necessary to arrange results in a fixed e.g. 3 hour step with a finite time horizon. One of the possibilities is the storage to the nearest lower value than the last value of the model with the smallest horizon. As the progression period depends strongly on the streamflow size substantially different lengths of time horizons for different models may occur at a slightly different course

of forecast sizes. For these reasons the compilation of courses of several section is not simple in case of different combinations of models in practice. In the case of the Danubian system several hours are missing to required 24 hours in the propagation of courses Ybbs - Bratislava at the periods of lower discharges. For these reasons the meteorological data based quantitative runoff forecast was used for the unification of the time step. On the basis of these data as well as the data from higher located profiles the course can be supplemented with a forecast of e.g. 6 hours in advance at the highest considered station Ybbs and the corresponding modelled values can be stored until a certain uniform time t_1.

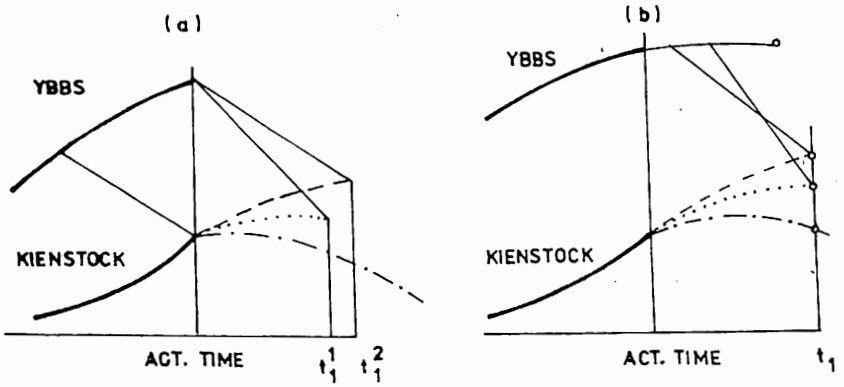


Fig. 3. The time relations in the modelling of one river section when using several models.
——— observed hydrogr., – – – – model 1, ····· model 2,
—·—·— model 3.

If in the software generation for the forecast system different possibilities and specific features of individual models should be incorporated, then the task of modelling should be divided into two parts, programmed, debugged and utilized separately.

1. PREPARATORY PROGRAM which based on the application of large files of "raw" data obtained from the operational operation subsequent verification of each eventually possible model variant for each forecast profile or profile group is performed individually in. The graphical depiction of observed courses and model results enables a rapid visual quality assessment. In such a way several modelling possibilities can be quickly checked and the appropriate parameters of individual models simulation calibrated in advance can be finis calibrated.

Usually, it is possible to select 2 - 3 variants that are left for decision in real time. In the preparatory program the components of the graphic and digital record of different courses are elaborated in detail and a broad sub-result database is stored for the needs of the study of individual model features as well as for statistical evaluation.

2. THE PROGRAM FOR REAL TIME used in the real-time operation. With respect t the preparation works it is not of an universal type. In its creation the emphasis is laid on simple operation with the possibility of human impact on modelling course preserved. Further attention is paid to pure operation problems - e.g. the possibility of re-start from a suitable point in the cas of incorrect operation, the question of false or missing data, simplified visual evaluation, etc. From programmer's aspect mainly the appropriate arrangement of operational database and the optimum sequence of processing are concerned. Communication with operator is of the dialogue type. The basi program flowchart is in Fig. 4.

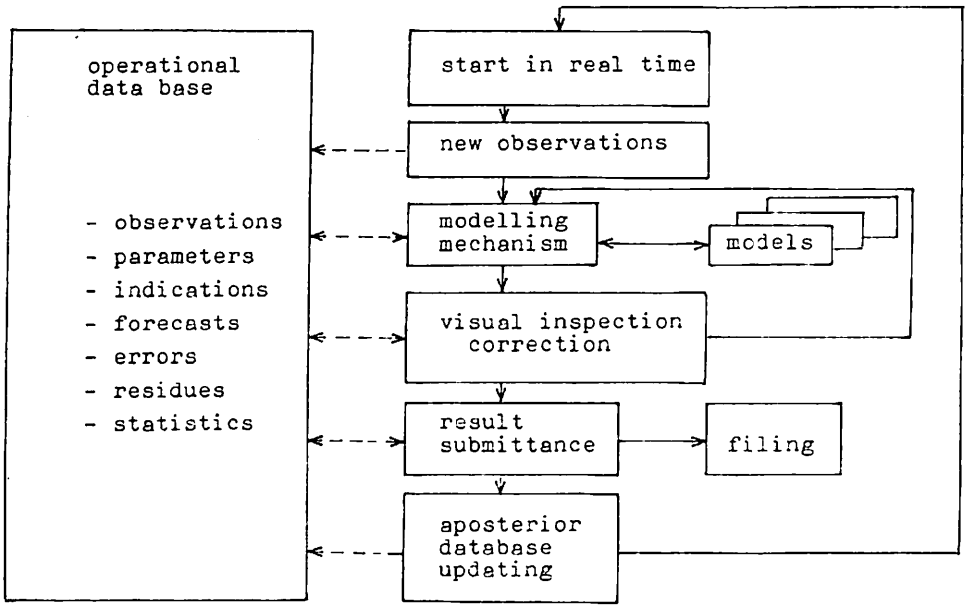


Fig. 4. The basic flowchart of the program system - the part operating in real time.

The final results of the system are the courses of the requested forecasts. In Fig. 5 an example of the output list for the forecast profiles Bratislava, Medvedov and Komárno with the depiction of the results of five models is shown. The forecast value are the base of hydrologic service decision-making. For a better orientation and visual evaluation of models the results of individual models from the previous three days together with the actually measured courses are always marked in the output list. The resulting courses and forecast values are differentiated with colours mutually in the list. The described program system was made for and gradually verified in practice on the Hewlett Packard HP 85 personal computer and at present it is being adapted for the SM 4/20 computer.

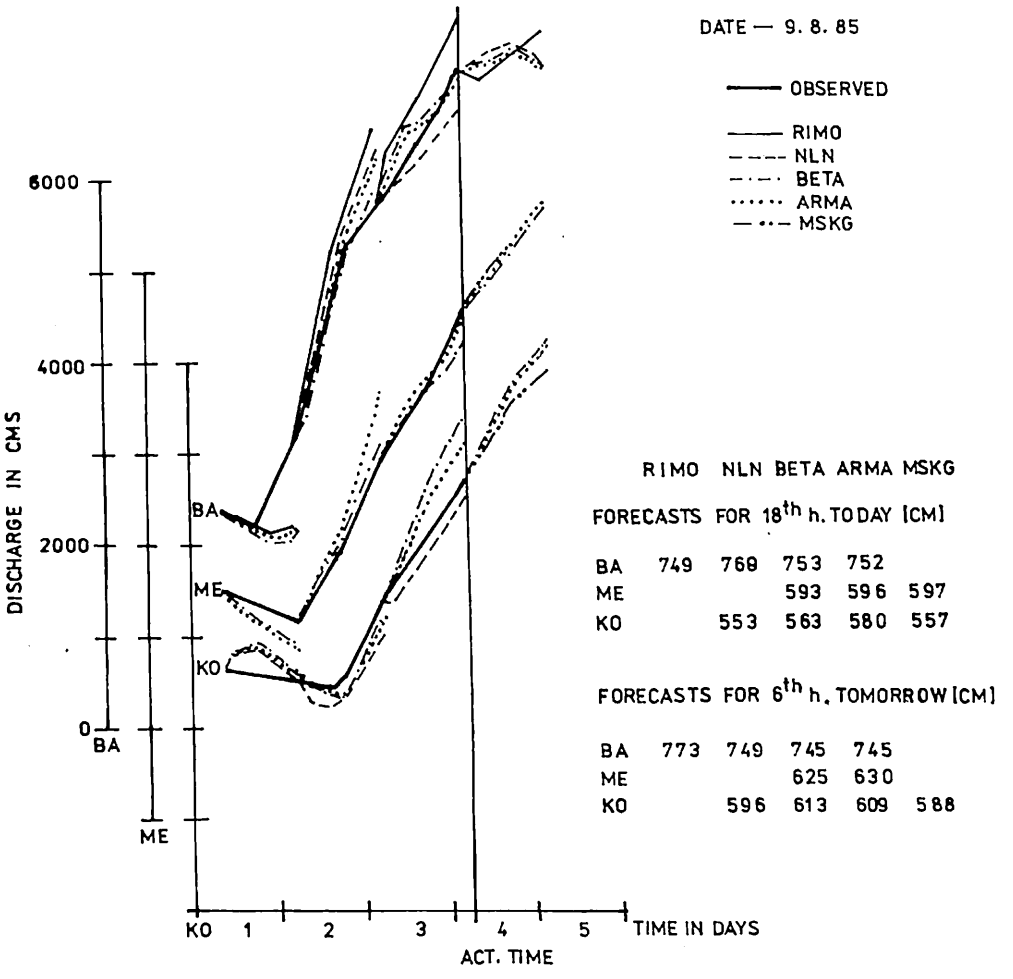


Fig. 5. Forecasting protocol - output list for the forecast profiles Bratislava, Medveďov and Komárno

CONCLUSION

After a more than one year test operation of the computer system in the Hydrologic Information And Forecasting Service of SHMÚ and after several modifications that seemed to be necessary in the course of operation it can be said that the selected system conception was correct. For the improvement of result quality it seems to be necessary to continue in the improvement of the applied hydrologic models, to search for new forecast procedures considering the anthropogenic activity in the basin as it emanates from the analysis of the system results in practice. Such a proposed expansion could be performed within the existing program system.

ВЫЧИСЛИТЕЛЬНАЯ СИСТЕМА ПРОГНОЗА НА ЧЕХОСЛОВАЦКОМ УЧАСТКЕ ДУНАЯ

Анализируется проблема прогноза в реальном масштабе времени на чехословацком участке Дуная. Вычислительная диспетчерская система Гидрологической информационной службы прогноза в Братиславе имеет в своем распоряжении оперативный основной массив данных гидрологических и метеорологических величин с чехословацкой территории (измеряемых автоматически или ручным путем) и с верхней части Дуная в Австрии и Немецкой Федеративной Республики, доступные в ограниченном объеме и ручным путем. Ввиду сложности гидрологических явлений и некомплектности информации о процессах, проблема моделирования решается с помощью параллельной обработки нескольких моделей для каждого участка реки. В систему включены модели: каскад нелинейных водоемов, пороговая RIMO модель, модель коэффициента притока, ARMA и Muskingum модель.

RECHNERVORHERSAGESYSTEM AUF DEM TSCHECHOSLOWAKISCHEN DONAUGEBIET

Das Vorhersageproblem in der Realzeit auf dem tschechoslowakischen Donaugebiet ist analysiert. Für Rechner- und Dispatchersystem des Hydrologischen Informations- und Vorhersagedienstes in Bratislava steht die operative Datenbasis der hydrologischen und meteorologischen Grössen aus dem tschechoslowakischen Gebiet /automatisch oder manuell gemessen/ und die Daten aus dem Oberlauf der Donau im Östrerreich und in der Bundesrepublik Deutschland /die nur im möglichen Aussmasse und manuell erreichbar sind/ zur Verfügung. Im Hinblick auf die Kompliziertheit der hydrologischen Erscheinungen und auf die unvollständige Informationen über die Prozesse ist das Problem der Modelierung durch die Verwendung der Simultanverarbeitung mehreren verschiedenen Modelle für jedes Flussbereich gelöst. Im System sind folgende Modelle eingeschlossen: eine Kaskade der nichtlinearen Speicher, ein RIMO-Stufenmodell, ein Modell des Zuflusskoeffizienten, ein ARMA- und Muskingum-Modell.

REFERENCES

Becker, A., Polte, B. and Schmahl, W. /1981/. Computerized streamflow forecasting system for the Elbe river. IAHR Conf. Bratislava

Box, G.E. and Jenkins, G.H. /1970/. Time series analysis. Forecasting and Control. Holden-Day, San Francisco

Čížová, M. /1984/. Bestimmung der Eingabe in Modelle des Niederschlagsabflusses. XII. Konferenz der Donauländer über Hydrologische Vorhersagen, Bratislava, Abb. 2-9

Hladný, J. /1970/. Hydrologická prognóza. Hydrometeorologický ústav, Svazek č. 22, Praha

Kunsch, I., Hajtášová, K., Drako, J. /1979/. Hydrologické predpovede na Dunaji v podmienkach zmeneného odtokového režimu. Výskumná správa SHMÚ, Bratislava

Kunsch, I., Hajtášová, K., Martinka, K., Minárik, B., Panenka, I. /1985/. Metody operatívnych hydrologických predpovedí. Výskumná správa SHMÚ, Bratislava

Kunsch, I. and Minárik, B. /1984/. Vorhersage in Abschnitten mit bedeutenden aber nicht gemessenem Nebenfluss. XII. Konferenz der Donauländer über Hydrologische Vorhersagen, Bratislava

Martinka, K. and Minárik, B. /1986/. Reduction of uncertainties in the flood estimation in the Czechoslovak section of Danube river. Int. Symposium Flood Frequency and Risk Analyses, Baton Rouge, USA

Minárik, B. /1985/. Identification of hydrological processes in man-influenced watersheds. Proc. 7th IFAC Symp. Identification and System Parameter Estimation, York, United Kingdom, pp. 451-455.

Minárik, B. /1986/. Real-time flood forecasting in the river section with ungaged tributaries. Int. Symp. Flood Frequency and Risk Analyses, Baton Rouge, USA

Panenka, I. /1979/. Prognose anhaltender Niederschläge für den Raum der Ostslowakei mittels synoptisch-statistischer Methode. X. Konferenz der Donauländer über Hydrologische Vorhersagen, Wien, s. 15/1-15/13.
Svoboda, A. /1971/. Linear and nonlinear models with respect to peak flow forecast. IAHS Symp. on Mathematical Models in Hydrology, Warszawa, Poland

7.

Anthropological Influence to Changes of Water Regime and its Evaluation in the Forecasting Models

Einfluss anthropogener Eingriffe auf die hydrologischen Vorgänge, insbesondere auf die hydrologischen Vorhersagen

Влияние деятельности человека на гидрологические процессы и учет этого влияния в гидрологических прогнозах.

ВЛИЯНИЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО КОМПЛЕКСА „ЖЕЛЕЗНЫЕ ВОРОТА I“ НА РЕЖИМ УРОВНЕЙ РЕКИ ДУНАЙ НА БОЛГАРСКОМ УЧАСТКЕ, В СВЯЗИ С ИХ ПРОГНОЗИРОВАНИЕМ

Т.П.Панайотов, Г.Ц.Мънгов, В.Р.Янков

Институт гидрологии и метеорологии, БАН

бульв. Ленина 66, 1184 София, НРБ

Абстракт

Методами анализа временных рядов исследованы изменения режима уровней р. Дунай на болгарском участке, в связи с эксплуатацией ГЕС "Железные ворота I". Доказано присуствие суточных, полунедельных, недельных и двухнедельных колебаний. Приводятся их характеристики в диапазонах межени, средных и высоких уровней.

Ключевые слова:

р. Дунай, режим уровней, ГЕК"Железные ворота I", структура колебании.

Не смотря на того, что гидротехнический комплекс "Железние ворота I" рассположен в 97 км. выше болгарского участка, после его введения в строй в режиме уровней на протяжении участка от устя р. Тимок до г. Силистра наблюдаются существенные, отличающиеся по своим размерам изменения, которые приходится учитывать в ходе гидрологических исследований, при планировании и проведений хозайственных и гидротехнических мероприятий. Поэтому, целью настоящей статьи, является исследование структуры колебаний уровней и определение характеристик основных обнаруженых колебаний.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМЫ И ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Для целей исследования использованы данные лимниграфных записей гидрометрических постов Ново село, Лом и Руссе за период 1976-1981 гг, дискретностю 1 час. Исследования выполнены с использованием методов анализа временных рядов - цифровая фильтрация и спектральный анализ (Бендат & Пирсол, 1974; Отнес & Эноксон, 1982), а так же амплитудной демодуляцией (Гренджер & Хатанака, 1972). Поскольку подробное описание их применения и численной реализации даются вышеупомянутыми авторами, здесь на этих вопросах останавливаться более подробно не будем.

Структура временных рядов исследовалась в разных частотных диапазонах с последовательным увеличением дискретности данных от 1 часа до 4 суток. Для устранения смущений вызванных периодическими колебаниями с высокими частотами (вне частот Найквиста), или иначе говоря, для устранения эффекта наложения частот, соответствующие высокочастотные колебания за пределами различительной способности каждого спектра устранялись с помощю цифровой фильтрации. Решающими для выбора фильтра являлись его частотные характеристики, респективно точка и качество усечения, с целю ограничения до минимума просачивания енергии смежных частотных диапазонов.

В результате этих исследований раскрыто наличие четырех видов квазипериодических колебании - суточные, полунедельные, недельные и двухнедельные.

СУТОЧНЫЕ КОЛЕБАНИЯ

Пилотный спектральный анализ не вскрыл наличие колебании с периодом меньшим 24 часов. В связи с этим принята начальная дисскретизация данных 8 часов и длина реализации 200 суток. Некоторые из полученых при этой дискретизации спектров представлены на рис. 1. На них обнаруживаются суточные колебания променливой энергии, в зависимости от хода среднесуточного уровня для каждой реализации. Энергия этих колебании быстро убывает с переходом к станциям рассположеным вниз по течению и у Руссе уже отсуствуют (Панайотов, 1982). Цифровые характеристики амплитуд суточных колебании представлены в табл. 1 для 50 см. интервалов. Установлено, что в диапазоне низких уровней, у пунктов Ново село и Лом, амплитуда суточных колебании минимальна. С повышением

Таблица 1. Характеристики суточных амплитуд у Ново село и Лом.

	станция Ново село						станция Лом					
Δh[cm]	n	h50%	$h_{ср}$	σR	h_{max}	h_{min}	n	h50%	$h_{ср}$	σR	h_{max}	h_{min}
100-150	28	20	17.4	6.2	27	6	0					
150-200	80	26.5	26.2	9.9	71	9	22	7	7.5	4.9	20	1
200-250	113	30	29.6	12.0	69	12	81	11	10.9	8.7	56	0
250-300	155	39	36.7	12.7	102	10	128	14	13.6	10.4	52	1
300-350	166	42	40.1	14.9	110	13	191	18	17.3	12.7	81	2
350-400	99	46	43.5	17.9	111	14	178	21	20.1	14.6	83	3
400-450	114	49	46	20	116	2	117	23	23.0	17	100	2
450-500	134	46	44.5	21.9	114	3	131	29	28.3	21.7	111	1
500-550	113	46	43.7	20.1	117	6	145	24	24.5	18.6	91	3
550-600	151	30	29.1	19.6	108	3	165	24	23.5	18.3	82	2
600-650	135	18	16.5	11.7	65	2	154	19	18.3	14.6	91	1
650-700	154	14	13.7	11.6	58	2	140	13	11.3	10.6	59	0
700-750	40	7.5	7.6	58	29	2	64	95	10.4	10.3	52	1
750-800	20	6	6.9	5	16	1	48	9	8.3	9.5	56	0
800-850	2						15	9	9.9	7.8	30	2
850-900	0						2					
900-950												
950-1000												

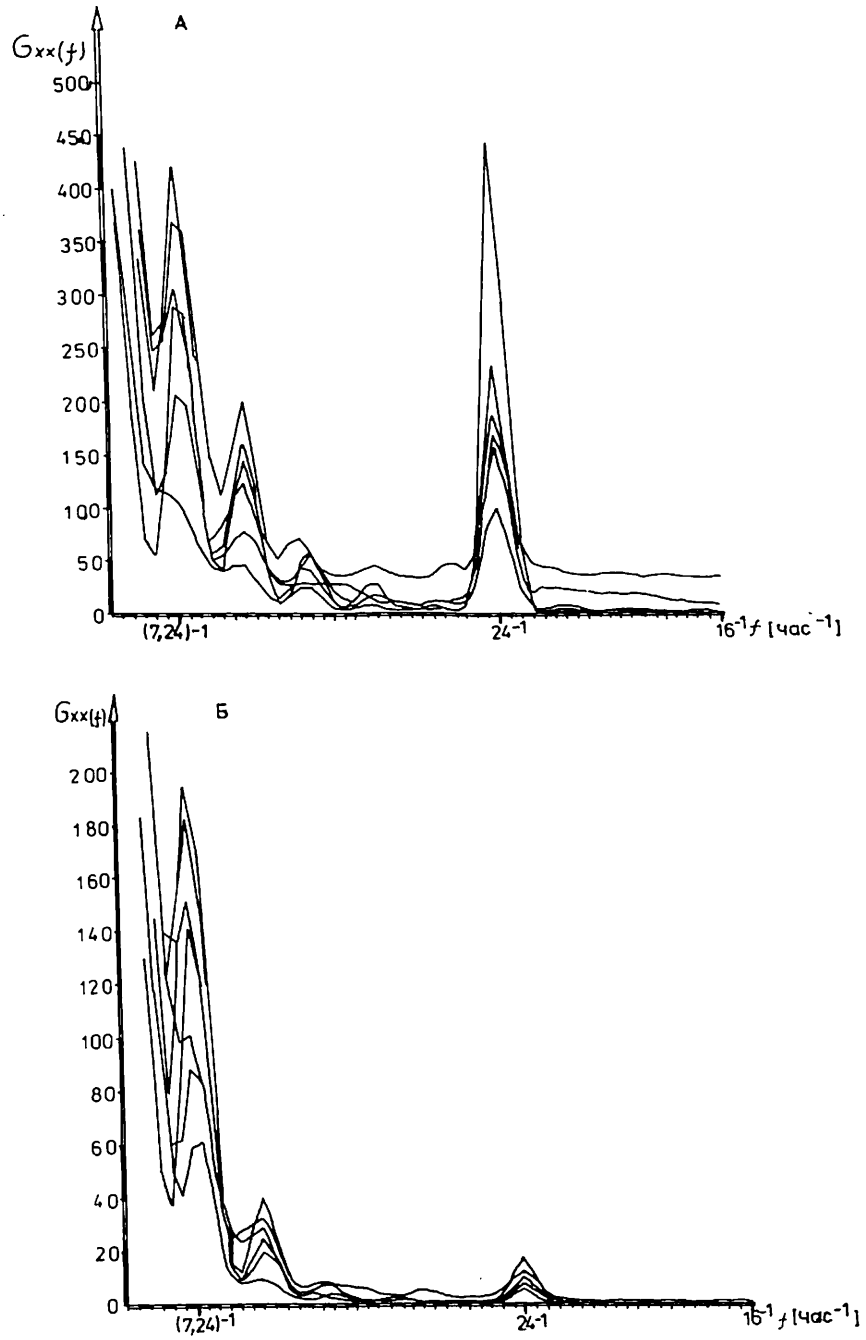


Рис. 1 Спектры уровней р. Дуная у Ново село (А) и Лом (Б), дискретностью 8 часов.

среднесуточных уровней амплитуда возрастает и в диапазоне средных становится максимальной. С дальнейшим увеличением уровней она быстро убывает и для максимальных (соответствующих рассходу 9000 м3/с) вполне отсуствует, т. е. регулирующая способность водохранилища перекращается. По-видимому эти колебания вызваны нерегулярного режима работы ВЕЦ в течении сутки.

ПОЛУНЕДЕЛЬНЫЕ И НЕДЕЛЬНЫЕ КОЛЕБАНИЯ

Для изучения структуры временных рядов в следующем частотном диапазоне, суточные колебания устранялись косинусным фильтром Ланцоша (Walters & Xeston, 1982). Таким образом уътранен эффект наложения частот. Выбор этого фильтра определяется резким усечением суточных и всех высокочастотных колебаний с периодом равным или меньшим суток. Спектры рассчитаны по реализациям длиной 600 членов, дискретностю 1 сутки. На них обнаруживаются полунедельные и неделные колебания, устойчивые на протяжении всего болгарского участка, не смотря на то, что с переходом к станции в низ по течению их спектральная энергия убывает, 3-4 раза. Так же установлено, что для каждой станции спектральная энергия полунедельных колебании в 1,5 - 4 раза меньше энергии недельных.

Временная изменчивость амплитуды этих колебании исследована методом амплитудной демодуляции соответствующих частот (Гренджер & Хатанака, 1972). Усечение нулевых частот после смещения демодулированых колебании выполнено последовательным набором трех косинусных фильтров Тюки. Сопоставление хода суточных амплитуд и уровней выявило:

- амплитуда недельных колебании минимальна для минимальных и максимальных уровней, и максимальна для средних, размером до 50 см. Наличие этих колебании наиболее четко выражено во время подема уровней;

- амплитуда полунедельных колебании максимальна для уровней находящихся в диапазоне средних и принимает максимальные значения до 25 см.;

- хорошо выраженой связи амплитуд этих колебаний с среднесуточным уровнем не обнаружено. Причиной этого мы считаем различия характера этой связи во время подъема и спада, а так же неучета в процессе исследования еще некоторы обуславливающих факторов.

Основной причиной их наличия можно считать нерегулярность режима работы ГЕС в рамках недели, а именно то, что в выходные дни водохранилище

накапливает воду, которая сбрасывается в последующие рабочие дни. Когда запасы воды небольшие, они срабатываются всего за первые 1-3, дня и таким образом генерируются полунедельные колебания. На-оборот, если запасы воды большие, то они срабатываются в течении всей недели, в результате чего генерируются недельные колебания. Нетрудно увидеть, что по тем же причинам как и для суточных колебаний, полунедельные и недельные колебания в диапазонах низких и высоких уровней отсуствуют. Объяснение несоответствия размера амплитуд во время подъема и спада, предполагается искать учитывая различия гидравлических условии в обоих случаях.

ДВУХНЕДЕЛЬНЫЕ КОЛЕБАНИЯ

В диапазоне низких частот спектров по которым исследованы недельные колебания обнаруживаются и относительно более слабые двухнедельные колебания. В целях достоверного определения их характеристик использован следующии подход:

- суточные колебания устранены косинусным фильтром Ланцоша с последующим переходом к дискретизации 1 сутки;
- колебания на высоких частотах вновь полученого временного ряда отстранялись каскадным фильтром Баттеруорта, с частотой усечения fr=0, 12 (1/8 суток), после чего осуществлена новая дискретизация временным шагом 4 суток.

Анализ спектров показал, что эти колебания присуствуют на протяжении всего болгарского участка. Их амплитуды значительно меньше всех колебании рассмотреных до сих пор. Обяснение их природы и причин формирования по этим данным показалось невозможным.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Выполненое исследование показало что:

- работа ГЭС "Железные ворота I" вызывает существенные изменения режима уровней р. Дунай на болгарском участке. В максимальной степени они проявляются в диапазоне средных уровней;
- максимальной является амплитуда суточных колебаний, за которой следуют амплитуды недельных и полунедельных колебаний;
- размер вышеустановленых колебании указывает на необходимость их учета, по меншей мере, в диапазоне средных уровней, при разработке методики

прогнозов, а так же следует выяснить и учитывать их влияние на режим скоростей течения и связянных с этим процесов.

Summary

by means of time series analyses the water level regime affected by the operation of the "Iron gate I" reservoir is investigated along Bulgarian reach of the Danube river. The presence of 4 types fluctuations is prooved, with periods of 1 day, half week, week and two weeks respectively. Their characteristics during the low flow, medium and high water levels respectively are given.

Zusammenfassung

Mittels der Verfahren zur Analyse der zeitbegrenzten Reihen sind die Veraenderungen im Niveauregime des Donau-Flusses fur den bulgarischen Abschnitt erforscht als Ergebnis der Exploitation des Hydro- Energie-Komplexes "Zjelesni wrata I". Es ist das Vorhandensein von veirundzwanzigstuendigen, halbwochentlichen und zweiwochentlichen Schwankungen nachgewiesen. Man erhielt ihre Charakteristiken entsprechend der niedrigen, mittleren und hohen Wasserniveaus.

ЛИТЕРАТУРА

Бендат, Дж. и Пирсол, А. (1974) Измерение и анализ случайних процессов. Москва, Мир.

Гренджер, К. и Хатанака, М. (1972) Спектральный анализ временных рядов в экономике. Москва, Мир.

Панайотов, Т. (1982) Влияние на ХЕК "Железни врата I" върху водните нива в българския участък на р. Дунав. Хидротехника и мелиорации, София, № 2, 6-9.

Отнес, Р., и Эноксон, А. (1982) Прикладной анализ временных рядов. Основные методы. Москва, Мир.

Alters, R. A., & Hestong C. (1982) Removing tidal-period variation from time series data using low-pass digital filters. Journ= Phys. Oceanogr., vol. Amer. Met. Soc., 112-115.

8.

Socio—economic Aspects of Hydrological Forecasts; Forecasting Errors and Economic Benefits Derived from Hydrological Forecasts

Sozio—ökonomische Aspekte der Anwendung von hydrologischen Vorhersagen. Beurteilung der Genauigkeit und wirtschaftlichen Effekte hydrologischer Vorhersagen

Социально-экономические аспекты использования гидрологических прогнозов. Оценка точности и экономической эффективности гидрологических прогнозов.

ОБ УТОЧНЕНИИ МАСШТАБОВ ПЕРСПЕКТИВНОГО ВОДОПОТРЕБЛЕНИЯ В БАССЕЙНЕ ДУНАЯ

В.С.Замахаев и В.И.Решетников
Научно-исследовательский сектор института "Гидропроект"
Москва, СССР

РЕЗЮМЕ

На основе данных ЕЭК ООН и других опубликованных работ о водопотреблении европейских стран определены объемы водопотребления основными водоемкими отраслями в бассейне Дуная в период до 2000 года. К концу века ожидается рост водопотребления примерно в 2 раза, что значительно ниже принимавшихся ранее величин.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Водопотребление населения, промышленности и орошаемого земледелия; бассейн Дуная; современное состояние и перспектива.

Водные ресурсы Дуная широко используются для коммунально-бытового и промышленного водоснабжения, орошения земель, выработки электроэнергии, поддержания судоходных глубин и т.д. В перспективе ожидается дальнейшее увеличение объемов использования дунайских вод в экономике придунайских стран. Правильная оценка современного водопотребления и прогноз будущих потребностей в воде Дуная имеют важное практическое значение для разработки водохозяйственных балансов и составления перспективных планов комплексного использования водных ресурсов этой реки придунайскими странами. Сезонное перераспределение и снижение объемов дунайского стока в результате роста безвозвратных изъятий воды в его бассейне необходимо учитывать в гидрологических прогнозах режима Дуная и при оценке изменений водного и солевого балансов северо-западной

части Черного моря.

Опубликованные до настоящего времени сведения о величинах современного и перспективного водопотребления в придунайских странах, основанные на данных 70-х годов, указывают на возможный рост безвозвратного изъятия стока в 4-7 раз к концу века (Бородавченко и Михура, 1981; Шерешевский и Войцехович, 1983).

Уточненные в последние годы прогнозы численности населения, развития водоемких производств в европейских странах (Липавская и Михура, 1986; Long-term perspectives ... , 1981) и приведенные в статистических и водохозяйственных ежегодниках данные о водопотреблении в этих странах позволяют внести существенные коррективы в масштабы современного и перспективного использования водных ресурсов Дуная.

Наиболее полные сведения о потреблении воды в различных странах Европы опубликованы Комитетом по водным проблемам ЕЭК ООН (Long-term perspectives... , 1981). В тех странах, которые расположены в бассейне Дуная лишь частично, соответствующая доля водопотребления может быть определена по рекомендациям отдельных работ (Дукан, 1980; Мандаджиев, 1979; Плехач, 1984; Hydrologischer Atlas ... , 1979)или пропорционально численности населения и размерам орошаемых площадей этих территорий.

В бассейне Дуная расположены полностью или частично 12 европейских государств с общей численностью населения свыше 80 млн.человек (по состоянию на 1983 г.), в т.ч. в СРР - 27%, СФРЮ - 21%, ВНР - 13%, ФРГ - 10%, ЧССР и Австрии - по 9%, НРБ и СССР - по 5%. К 2000 г. здесь будет проживать около 90 млн.человек (Long-term ... , 1981), при этом в СРР, ВНР и ЧССР потребление питьевой воды примерно удвоится, в СФРЮ и НРБ - увеличится в 1,5 раза, а в Австрии и ФРГ - практически не изменится (Липавская и Михура,1986).

Полное водопотребление населенных пунктов всего бассейна Дуная возрастет от 6 км^3 в настоящее время до 11 км^3 в 2000 г., при этом безвозвратное водопотребление увеличится от 1,2 до 2,2 км^3, в т.ч. 1/3 затрат воды приходится на долю СРР, другая треть - распределяется почти поровну между НРБ и СФРЮ.

В большинстве придунайских стран полное водопотребление промышленности превышает затраты воды для населения и коммунального хозяйства. К 2000 г. потребности промышленности некоторых стран в воде увеличатся почти в 3 раза (СФРЮ, ВНР), в других странах - в 2 раза (СРР, ЧССР), в остальных - 1,5 раза (ФРГ) или останутся на том же уровне (Австрия, НРБ) (Липавская и Михура, 1986). В целом по бассейну Дуная полное водопотребление промышленности увеличится с 30 км^3 в настоящее время до 65 км^3 в 2000 г., а безвозвратное пот-

ребление воды возрастет с 3,0 до 6,5 км^3. Почти 2/3 всех затрат воды в промышленности приходится на СРР и СФРЮ и I/7 затрат воды - на ВНР.

Во многих придунайских странах орошаемое земледелие является крупнейшим водопотребителем. В перспективе водами Дуная может орошаться 20-2I млн.га, в т.ч. в СРР - 7,0 млн.га (**Stegăroiu,** I985), СССР - 4,9 млн.га (Бородавченко и Михура, I98I; Мандаджиев, I979), ВНР - 2,5 млн.га (Зонн и Носенко,I98I), СФРЮ - около 2 млн.га (Дукић,I980) и ЧССР - I,I млн.га (**Holý a Šoltész,**I985). По данным статистических ежегодников в I983 г. из 4,3 млн.га орошаемых земель в бассейне Дуная 65% приходится на СРР, I2% - на НРБ, по 6% - на ЧССР и СФРЮ, 5% - на СССР. К 2000 г. площадь орошения в придунайских странах может быть доведена до II млн.га, при этом в СРР будет использован практически весь потенциал пригодных для орошения земель (**Stegăroiu,** I985), в ЧССР он будет использован на 65% (Плехач, I984), СФРЮ - на 50% (Зонн и Носенко,I98I), НРБ - на 3I% (Кордовски, I984) и ВНР - на I6% (Синаи, I984).

Отбор воды для орошения в бассейне Дуная возрастет к 2000 г. примерно в 2 раза и в зависимости от погодных условий составит 30-38 км^3. Безвозвратное водопотребление орошаемого земледелия в придунайских странах принимается по-разному: от 60% (НРБ, СРР, СФРЮ) до I00% (ВНР, ЧССР, ФРГ) (Синаи, I984; Узунов, I985; **Sperling,** I983); суммарная его величина в бассейне Дуная увеличится от 9-I2 км^3 на современном этапе до 2I-26 км^3 в конце текущего столетия. Следует отметить, что около 70% затрат воды на орошение приходится на долю СРР и I2% на долю НРБ.

По данным,полученным авторами доклада, полное водопотребление в бассейне Дуная может возрасти от 50-54 км^3 в настоящее время до I05-II4 км^3 к концу столетия, а безвозвратное потребление воды изменится соответственно от I3-I6 до 30-35 км^3. Приведенные величины безвозвратного водопотребления придунайских стран в 2000 г. в 2-3 раза ниже, чем принималось ранее (Бородавченко и Михура, I98I; Шерешевский и Войцехович, I983). Представленные данные позволяют более правильно оценить масштабы возможного использования водных ресурсов в бассейне Дуная к концу текущего столетия.

Для более полного изучения и уточнения объемов перспективного водопотребления в придунайских странах с целью обоснования возможного снижения стока Дуная на отдельных участках его и в устье необходимо составить единую методику оценки полного и безвозвратного водопотребления.

ABSTRACT

Based on UN ECE data and on other publications on water consumption in European countries, the volumes of water consumption by principal water-intensive industries in the Danube river catchment area in 2000 are estimated. By the end of the century the water consumption in the Danube basin could grow twice, which is considerably lower than the values adopted before.

RESÜME

Auf Grund von ECE-Angaben und anderen Veröffentlichungen über Wasserverbrauch der Europaländer sind die von wasserverbrauchsintensiven Wassermengen in Donauflussbecken in 2000 Jahre erfasst worden. Bis zu Ende dieses Jahrhundert kann der Wasserverbrauch den Donau Flussgebiet zweimal zuwachsen, was beträchtlich kleiner als die bisherige Grösse ist.

ЛИТЕРАТУРА

Бородавченко И., Михура В. (1981). Комплексное использование и охрана вод Дуная. Информ. бюлл. по водному хозяйству. СЭВ, 2(28), 38-41.

Дукић Д. (1980). Перспективе у коришћење и заштити површинских водних ресурса Југославије. Зборник радова Географског института "Јован Цвијић", 32, 169-184.

Зонн И.С., Носенко П.П. (1981). Современный уровень и перспективы развития мелиорации земель в странах мира. Гидротехника и мелиорация, 1, 11-14.

Кордовски В. (1984). За ускорено развитие на хидромелиорациите и поливното земледелие. Хидротехника и мелиорации, 5, 3-4.

Липавская Г.С., Михура В.И. (1986). Рациональное использование водных ресурсов в регионе ЕЭК. Гидротехническое строительство, 1, 50-53.

Мандаджиев Д. (1979). Влияние на хидромелиоративните мероприятия върху режима на речния отток. Хидрология и метеорология, 6, 37-45.

Плехач В. (1984). Уточнение прогноза развития водопотребления в ЧСР. Информ. бюлл. по водному хозяйству. СЭВ, 1(33), 3-10.

Синаи М. (1984). Рациональное использование атмосферных осадков - одна из центральных задач мелиорации. Информ. бюлл. по водному хозяйству. СЭВ, I(33), 100-102.

Узунов Б. (1985). Проблеми и условия за комплексно използване и опазване от замърсяване на водните ресурси. Икономика, II, 9-22.

Шерешевский А.И., Войцехович В.А. (1983). Водные ресурсы водохозяйственной сиотемы Дунай-Днепр на перспективу с учетом асинхронности стока и хозяйственной деятельности. Тр. УкрНИГМИ, 194, 19-31.

Holý M., Šoltész J. (1985). Voda a zemedelstvi. Vodni hospodářatvi, A, 6, 141-143.

Hydrologischer Atlas der BR Deutschland. (1979). Bonn, 365.

Long-term perspectives for water use and supply in the ECE region (1990-2000). (1981). United Nations, New York, 20.

Sperling D. (1983). Probleme der Wasservorsorgepolitik. Informationen zur Raumentwicklung, 2/3, 93-102.

Stegăroiu P. (1985). In problema resurselor de apă pentru irigații. Hidrotehnica, 8, 231-233.

ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ ПРОГНОЗОВ В НАРОДНОМ ХОЗЯЙСТВЕ УССР

Скрипник Н.

Украинская ССР, 252601 Киев-34, ГСП, ул.Золотоворотская, 6,
Украинское республиканское управление по гидрометеорологии
и контролю природной среды

РЕЗЮМЕ

Рассмотрены проблемы и задачи гидрологического прогнозирования в свете современного состояния и рационального использования водных ресурсов Украинской ССР. Дана характеристика состава гидрологических прогнозов и их применения в народном хозяйстве по отраслям (гидроэнергетика, водный транспорт и др.).

Проведена оценка точности прогнозов за период 1981-1985 гг. и экономической эффективности их применения в некоторых отраслях народного хозяйства. Показаны основные направления повышения эффективности гидропрогнозов.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Водные ресурсы, гидрологические прогнозы, оправдываемость, заблаговременность, экономическая эффективность.

Обеспечение водой населения и народного хозяйства в настоящее время приобрело особое значение и является одной из актуальных проблем развития экономики. Особенно остро эта проблема стоит в Украинской ССР, где в маловодный год на одного человека приходится около 1 тыс.м^3 воды, что в 18 раз меньше, чем в среднем по СССР (Левковский, 1979). При этом использование речных вод затруднено значительной изменчивостью водных ресурсов как во времени (в средний по водности год они составляют 83 км^3, а в маловодный - 50 км^3,

причем на весенний период приходится 50–70 % годового стока), так и по территории республики (в средний по водности год в западных областях на одного человека приходится 3–6 тыс.м^3, в северных – 1–2 тыс.м^3, в южных и восточных – 0,15–0,3 тыс.м^3) (Гаркуша, 1983). По данным Минводхоза УССР на 1983 г. безвозвратное водопотребление в республике с учетом санитарных расходов и испарения составило около 44 км^3 или почти 90 % стока маловодного года.

Такое интенсивное использование водных ресурсов обуславливает необходимость жесткого планирования водопотребления различными отраслями народного хозяйства УССР.

Очевидно, что это планирование возможно только на основе научно обоснованного представления о водности рек в будущем, т.е. на основе гидрологических прогнозов различной заблаговременности.

Необходимо отметить, что резкие изменения водного режима (высокие половодья и паводки, длительные периоды низкой водности), сход селевых потоков и снежных лавин, раннее замерзание рек, образование заторов и зажоров льда и другие неблагоприятные гидрологические явления могут наносить значительный ущерб народному хозяйству.

Таким образом гидрологические прогнозы должны преследовать двоякую цель: во-первых – обеспечение народнохозяйственных организаций прогнозными расчетами предстоящих изменений водности рек для использования их при управлении перераспределением стока в пространстве и во времени; во-вторых – своевременное предупреждение соответствующих органов об ожидаемых опасных гидрологических явлениях для принятия мер по предотвращению возможных ущербов.

Основы службы гидрологических прогнозов в Украинской ССР были заложены в начале 20-х годов Е.В.Оппоковым, В.А.Назаровым, А.В.Огиевским разработкой методов прогноза высоты весеннего половодья на ряде пунктов Днепра и его притоков. С тех пор количество рек и пунктов, для которых составлялись прогнозы, неуклонно увеличивалось. Так к началу 30-х годов прогнозы составлялись для 27 пунктов на 12 реках, к 1940 году – для около 100 пунктов на 78 реках, в настоящее время прогнозы водного и ледового режима рек и водохранилищ республики выпускаются органами службы гидропрогнозов Украинского УГКС для 80 водных объектов по 151 пункту. Только в 1985 г. было составлено более 1300 долгосрочных и около 10000 краткосрочных (включая прогноз высоты ветровой волны на днепровских водохранилищах) прогнозов водного и ледового режима. Среди них долгосрочные прогнозы максимальных расходов и

уровней весеннего половодья, его объемов, вскрытия рек, начала осеннего ледохода и установления ледостава, притока воды в водохранилища Днепровского каскада ГЭС, максимальных, средних и минимальных месячных уровней воды на Дунае, Десне, реках бассейна Северского Донца. Краткосрочные прогнозы выпускаются для уточнения долгосрочных по мере развития явления, а также при формировании паводков на реках республики.

Действующие в Украинском УГКС порядок предупреждений и донесений об особо опасных гидрометеорологических явлениях, положения о снеголавинном обеспечении народного хозяйства и службе оповещения о селевой опасности в горных районах Карпат и Крыма способствуют своевременному доведению до заинтересованных организаций сведений о возможном возникновении этих явлений.

Эффективность использования выпускаемых прогнозов и предупреждений определяется как заблаговременностью и точностью этих прогнозов, так и правильным использованием народнохозяйственными органами предоставляемой им информации.

В Украинском УГКС систематически проводится работа по изучению производственной деятельности различных отраслей народного хозяйства и влияния на нее гидрологических условий территории УССР. Результатом такого изучения является совершенствование методик и структуры выпускаемых прогнозов, уточнение и составление планов обслуживания народнохозяйственных организаций с учетом специфики их деятельности. Среди отраслей народного хозяйства, наиболее широко использующих прогнозную гидрологическую информацию, следует выделить гидроэнергетику, речной транспорт, коммунальное хозяйство, туризм.

Крупнейшим объектом гидроэнергетики в республике является Днепровский каскад ГЭС, планирование режима работы которого осуществляется с учетом долгосрочных (на квартал, месяц, период половодья, период апрель-декабрь) и краткосрочных (на 1–4 дня, декаду) прогнозов притока воды в водохранилища каскада. Свыше 80 % притока к водохранилищам ГЭС осуществляется через Киевское (более 65 %) и Каневское водохранилища, поэтому прогнозирование величин притока воды к этим водохранилищам имеет первостепенное значение. Оправдываемость выпускаемых долгосрочных прогнозов притока воды к Киевскому и Каневскому водохранилищам за период 1981–85 гг. была не ниже 88 %, а за последние три года не ниже 92 %. Оправдываемость краткосрочных прогнозов за этот период составила 95 %. Таким образом высокая оправдываемость и принятая структура выпускаемых Украинским УГКС прогнозов притока позволяет органам энергетики при квартальном и месячном планировании равномерно распределить нагрузки между тепловыми и гидравлическими электро-

станциями с учетом ожидаемых гидроресурсов, а также своевременно корректировать режим работы ГЭС за счет регулирования холостых сбросов.

Для деятельности речного транспорта республики наибольший интерес представляют долгосрочные и краткосрочные прогнозы вскрытия рек и водохранилищ, начала ледового образования, установления ледостава, краткосрочные (заблаговременностью 5-10 суток) прогнозы уровней судоходных участков рек Дуная, Десны, а также высоты волны на водохранилищах. Оправдываемость прогнозов ледовых явлений за период 1981-1985 гг. составила в среднем более 88 %, краткосрочных прогнозов уровней - 95-99 %. Организации речного флота своевременно предупреждались о ранних сроках появления ледовых явлений. Высокая надежность прогнозов позволяет органам речного флота планировать сроки открытия навигации, снятия судовой обстановки, набора судовых команд. Ориентируясь на прогнозные уровни, осуществляется загрузка судов до осадки, обеспечивающей их свободное прохождение по водным путям и не допускающей простоев груженых транспортов из-за низких уровней на лимитирующих участках рек. Прогнозы и предупреждения штормовой волны на водохранилищах позволяют избежать поломок судов и сократить время их простоя в штормовую погоду. Используемые организациями речного флота прогнозы высоких паводков и половодья дают возможность принять своевременные меры по предотвращению разрушений портовых сооружений.

Организациями коммунального хозяйства прогнозная информация используется для недопущения засорения льдом решеток водозаборов, ограничения подтопления городских канализационных коллекторов, проведения ремонтов дамб и аварийных берегоукрепительных работ на территориях городов и поселков, своевременного заполнения водохранилищ, используемых для коммунального водоснабжения.

Туристическим и экскурсионным организациям при планировании маршрутов необходима информация о возможном сходе снежных лавин и селевых потоков в горных районах, ожидаемых высоких уровнях дождевых паводков и периодов низкого стояния уровней на реках, используемых для водного туризма.

В настоящее время практически нет отрасли народного хозяйства, которая не использовала бы при планировании своей деятельности тот или иной вид гидрологических прогнозов и предупреждений об опасных гидрологических явлениях.

Из изложенного ясно, каким ценным природным ресурсом стала вода в настоящее время (особенно для Украинской ССР) и насколько народное хозяйство заинтересовано в информации о текущем и будущем состоянии водных объектов.

Таким образом экономическая оценка использования прогнозной гидрологической информации является важным фактором повышения эффективности использования водных ресурсов как в той или иной отрасли, так и в народном хозяйстве в целом. Вместе с тем определение экономического эффекта непосредственно способствует повышению качества выпускаемых прогнозов, так как позволяет оценить оправдавшиеся и неоправдавшиеся прогнозы в стоимостном выражении через прибыли или ущербы в народном хозяйстве.

Однако до настоящего времени нет общепринятых указаний для расчета экономического эффекта от использования гидрологической информации (в том числе и прогнозной). Существующие методики (Склабинский, 1977; Монокрович, 1980; Хандожко, 1981 и др.) носят рекомендательный характер и, как правило, только намечают возможные пути количественного выражения эффекта. В некоторых случаях использование информации приносит социальный эффект и не поддается стоимостной оценке.

В Украинском УГКС определяется экономический эффект от обслуживания гидроэнергетики и речного флота. Так за 1981-1985 гг. использование прогнозов притока для водохранилища Киевской ГЭС позволило дополнительно к плану выработать свыше 6 млрд.квт.ч. электроэнергии. Экономический эффект от обслуживания Советского Дунайского пароходства в этот же период составил около 5 млн.руб. за счет того, что пароходство, используя гидрологические прогнозы и консультации при планировании работы флота, регулирует загрузку судов в зависимости от ожидаемых навигационных уровней. Использование прогнозов высоты штормовой волны только на Кременчугском водохранилище дало (рассчитанный по методике Хандожко, 1981) экономический эффект около 0,5 млн.руб.

Опыт применения гидрологических прогнозов в народном хозяйстве УССР показывает, что дальнейшее повышение их эффективности должно осуществляться как на основе совершенствования методических принципов и повышения точности прогнозов, так и на изучении потребностей народного хозяйства в прогнозной информации, разработке научно обоснованных методов определения эффективности ее использования и расчета на этой основе количественных показателей экономического эффекта от применения гидрологических прогнозов в народном хозяйстве.

ON EXPERIENCE OF APPLYING HYDROLOGIC FORECASTS IN THE UKRAINIAN SSR NATIONAL ECONOMY

Skripnik N.P.

Considered are problems and tasks of hydrologic forecasting in the light of the modern state and rational utilization of the Ukrainian SSR water resources. A characteristic is given of the composition of hydrologic forecasts and their application in the national economy according to different branches (water-power engineering, water transport, water economy etc.).

Evaluation of the accuracy of forecasts is conducted for the period of 1981-1985, and of the economic efficiency of their application in some branches of the national economy. Demonstrated are principal directions of improving the efficiency of hydrologic forecasts.

AUS DER ERFAHRUNG DER ANWENDUNG HYDROLOGISCHER VORHERSAGEN IN DER VOLKSWIRTSCHAFT DER UKRAINISCHEN SSR

Skripnik N.P.

Es werden Probleme und Aufgaben der hydrologischen Vorhersage aus dem Gesichtspunkt des heutigen Zustands und der rationellen Ausnutzung der Wasserreserven der Ukrainischen SSR erörtert. Weiterhin wird der Inhalt der hydrologischen Vorhersage und deren Anwendung in verschiedenen Zweigen der Volkswirtschaft (Wasserkraftwerke, Schiffahrt, Wasserwirtschaft u.dgl.) ausgewertet.

Es werden eine Bewertung der Genauigkeit von Vorhersagen in der Zeitperiode von 1981 bis 1985 sowie des ökonomischen Nutzeffektes deren Anwendung in machen Volkswirtschaftszweigen vorgenommen sowie die Hauptrichtlinien zur Erhöhung der Wirksamkeit hydrologischer Vorhersagen angedeutet.

ЛИТЕРАТУРА

Гаркуша Н.А.,(1983). Состояние и задачи ускорения научно-технического прогресса в области рационального использования и охраны водных ресурсов в Украинской ССР. "Актуальные проблемы рационального использования и охраны водных ресурсов Украинской ССР". Тезисы докладов республиканской научно-технической конференции, Киев, 3-7.

Левковский С.С., (1979). Водные ресурсы Украины. Использование и охрана. Киев, "Вища школа", 1-200.

Монокрович Э.И., (1980). Гидрометеорологическая информация в народном хозяйстве, Л., Гидрометеоиздат, 1-155.

Склабинский В.П., (1979). Рекомендации по подсчету экономической эффективности гидрологического обслуживания народнохозяйственных организаций. "Рекомендации по учету экономической эффективности", Куйбышев, 16-23.

Хандожко Л.А., (1981). Метеорологическое обеспечение народного хозяйства, Л., Гидрометеоиздат, 1-228.

9.

Use of Meteorological Forecasts in Operational Hydrological Practice

Anwendung von meteorologischen Vorhersagen für die operationelle hydrologische Praxis

Использование метеорологических прогнозов в оперативной гидрологической практике.

QUANTITATIVE PRECIPITATION FORECASTS FOR THE CATCHMENT AREAS OF THE DANUBE AND THE TISZA RIVERS FOR HYDROLOGICAL PURPOSES

A. Takacs

Central Institute for Weather Forecasting,
Meteorological Service of the Hungarian
People's Republic
Budapest, 1675 P.O.B. 32

ABSTRACT

In Hungary quantitative precipitation forecasts for 24 hours for 10 sub-basins of the Danube River and 8 ones of the Tisza River have been made for hydrological purposes since 1978. In practice the so called Meeting model is used. This model is a synoptic one that is based on the favourable temporal meeting of the three most important physical parameters producing precipitation. Orographic enhancement causes one of the biggest problems. Correction for this is not made in the model but this effect is taken account when evaluating the results. The forecasts show an 80-85 percent success on an average. Another problem making influence on the success of quantitative forecast is the effect of convection. This problem can be solved by using meteorological radar and satellite information for very short time and small areas, using a nowcasting system.

KEYWORDS

Quantitative precipitation forecast; hydrological purpose; favourable temporal meeting; orographic enhancement; convection; persistance; merging; nowcasting.

INTRODUCTION

The quantitative precipitation forecast is one of the most difficult tasks of the dynamical and synoptic meteorology. The quantitative prediction of precipitation has a significant impact on making the hydrological forecasts reliable.

In Hungary significant development has been achieved in precipitation forecasting since 1974 when the research work started, taking the hydrological aim into account (Bodolainé, 1983).

Quantitative precipitation forecast models are usually founded on simple theoretical considerations (Takács, 1985). Condensation of the water-vapour in the atmosphere is the basic precondition of the rainfall-development. Condensation occures when the saturated air cools to a degree below the saturation temperature. In this case the additional water-vapour condenses into precipitation if condensation nuclei are present in required quantities. This is met because condensation nuclei are usually available abundantly in the air. Among the cooling processes adiabatic one is the most important as a consequence of vertical lifting mechanisms. Quantitative precipitation forecast

models include further simplifying assumptions, for example: 1/ the total mass of cendensed water-vapour falls as precipitation, and 2/ there is no evaporation (although this can be significant in some cases).

The prognostic equation for precipitation quantity is generally used in the form as follows (Bodolainé, 1975):

$$P = -\frac{1}{g}\int_{p_1}^{p_2} \frac{dq}{dt}\frac{dp}{dt}\,dp \qquad (1)$$

where q is the specific humidity, the first quantity in the product below the integral is the total change of the precipitable water in time, that is:

$$W_p = \frac{1}{g}\int_{p_1}^{p_2} \frac{\partial q}{\partial p}\,dp \qquad (2)$$

Considering that

$$\frac{dp}{dt} = -g\varrho w \qquad (3)$$

i. e. the individual change of the air pressure is proportional to the vertical velocity (w), the equation (2) can be written also in the following way:

$$P = \frac{1}{\varrho}\int_{p_1}^{p_2} \frac{dW_p}{dt}\,w\,dp \qquad (4)$$

The falling rainfall quantity at the time $t + \Delta t$ is

$$P = \frac{1}{\varrho}\int_{t}^{t+\Delta t}\int_{p}^{p+\Delta p} \frac{dW_p}{dt}\,w\,dp \qquad (5)$$

This equation for prediction seems to be very simple. In practice, however, computations by the aid of this equation result only in rough approaches to the actual process of the atmosphere. Therefore, besides the dynamic meteorological approach other methods are also possible and required to forecast precipitation, for example statistical, synoptic, synoptic climatological.

QUANTITATIVE PRECIPITATION FORECASTS ON THE BASIS OF THE MEETING MODEL

This model is a dynamic meteorological-synoptic approach. The main task is to forecast precipitation amounts for 24 hours for hydrological purposes. This aim is the reason that precipitation forecasts are made for 10 sub-basins of the Danube River and 8 ones of the Tisza River in mm and areal averages. The model is based on the favourable temporal meeting of the three most important physical parameters producing precipitation (Bodolainé, 1975).

Sub-basins of the Danube and the Tisza Rivers are not only in Hungary but in Western Germany, in Austria, in Czechoslovakia, in the Soviet Union and in Roumania as well. To forecast precipitation amounts is much more difficult

for sub-basins situated in foreign territories because of the effects of the Alps and the Carpathians. Sub-basins in question can be seen in Fig. 1.

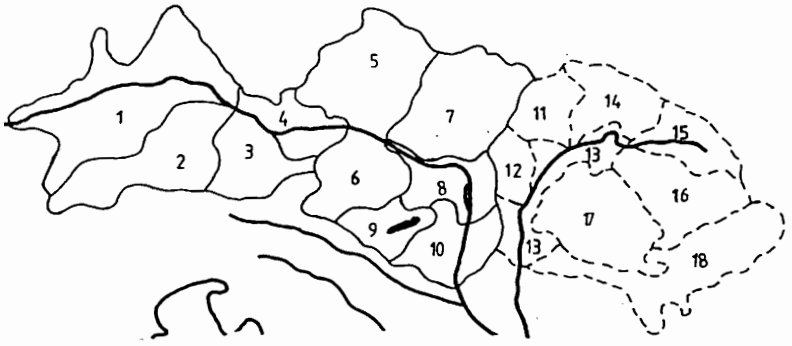


Fig. 1. The investigated sub-basins

The first parameter is the potentially precipitable water (W_p). The numerical value of the equation (2) for practical purposes for thickness between 1000 and 500 hPa levels is

$$W_{p,mm} \cong 0{,}0125\ (q_{1000} + q_{850} + q_{700} + q_{500}) \qquad (6)$$

where q is the specific humidity at the levels of 1000, 850, 700 and 500 hPa. The field of the potentially precipitable water is supposed to be representative during the calculation period.

The second parameter takes the rate of saturation into the formula for calculation of precipitation. This parameter is the so called dynamical saturation deficit ($RT-RT_t$), the difference between the actual thickness (RT) and the saturation thickness (RT_t) between 1000 and 500 hPa levels. The saturation thickness means the distance between these two pressure surfaces in saturated atmosphere.

The vertical lifting mechanism is represented in the formula for calculation of precipitation by the vertical velocity at the 850 hPa level. This level is around the middle part of the most effective lower 3 km layer so it represents that satisfactorily. A regression relation gives the relationship between the isallohiptic field of 850 hPa level and the vertical velocity calculated from the wind field by kinematic method. According to this regression relation the vertical velocity is

$$w_{gpm/12\ h} = -12 - 0{,}4\ H_{850} \qquad (7)$$

where H_{850} means the isallohiptic value at the 850 hPa level.

With the applied approximations the prognostic equation for the quantity of precipitation is the following:

$$P = \frac{W_p\ w}{RT-RT_t} \quad (mm) \qquad (8)$$

In this equation the dynamical saturation deficit has a regulatory role. It expresses that quantity of the expected rainfall substantially depends on former saturation of the atmosphere.

Operation of the Meeting model can be seen in Fig. 2. The demonstrated parameter fields were determined from data of soundings at 12 GMT on 13th October, 1974.

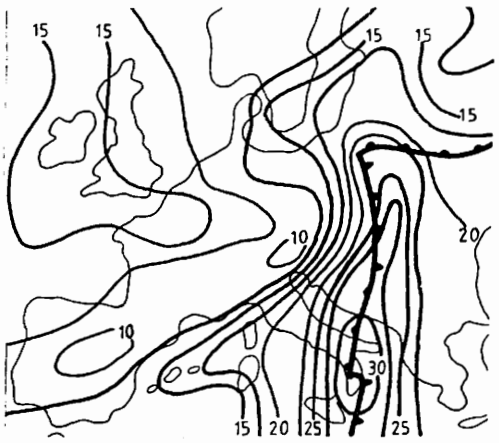


Fig. 2.a. The field of potentially precipitable water (W_p)

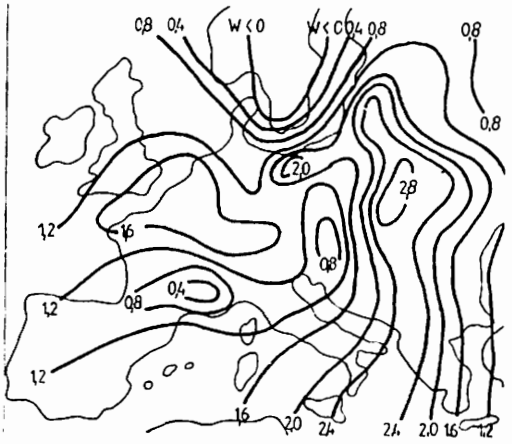


Fig. 2b. The field of vertical velocity (w)

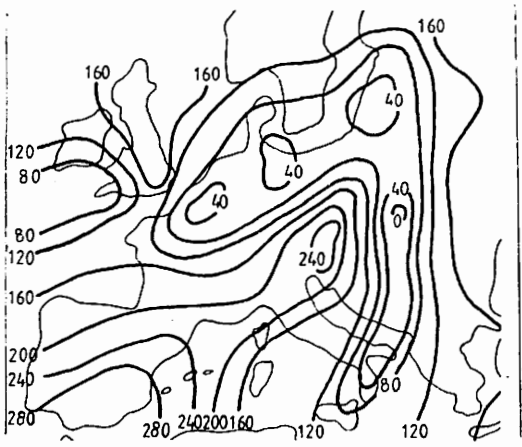


Fig. 2.c. The field of dynamical saturation deficit ($RT-RT_t$)

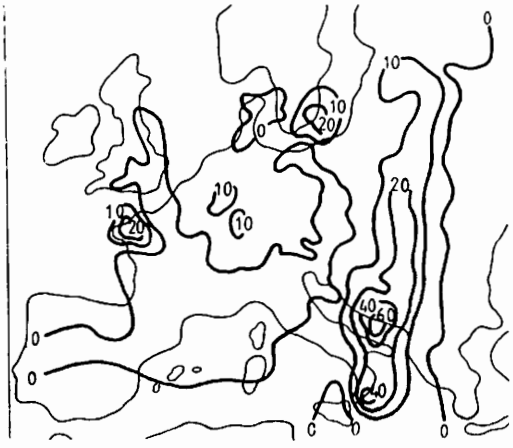


Fig. 2.d. Distribution of precipitation

The moist conveyor belt (Fig. 2.a.), the axis of the vertical velocity (Fig. 2.b.) and the axis of saturation belt (Fig. 2.c.) almost cover one another over the basin of the Tisza River. The simultaneous meeting is plausible and the result of this meeting can be seen well from the distribution of 24-hour precipitation measured at 06 GMT-hour on 14th October, 1974 (Fig. 2.d.).

The introduced diagnostical model is completed by trajectories which are constructed from flow-patterns predicted by meteorological models.

Orographic enhancement causes one of the biggest problems. Correction for this

is not made in the model but this effect is taken account when evaluating the results (Bodolainé et al., 1984).

The operative application of Meeting model was introduced on 1st July, 1978. Forecasts were verified for 18 sub-basins. Results for the period January 1984 - December 1985 show an 80-85 percent success on an average.

It is important to note that this model like other quantitative precipitation forecast models usually works well when synoptic-scale processes produce precipitation.

PRECIPITATION FORECASTS FOR VERY-SHORT-RANGE

The most diffficult problem is to forecast convection. Most forecasts in summer are made for scattered convective activity during the afternoon hours. Convection usually occurs on meso-scale and sometimes it is accompained by heavy rainfall. In these cases success of quantitative precipitation forecasts for 24 hours rapidly decreases. In the morning it is almost impossible to forecast the place and time of forming showers or thunderstorms and it is hard enough to foresee the amount of produced precipitation.

Solution to this problem could help improve the quantitative precipitation forecasts even if these meso-scale weather phenomena can be forecast for very short time and small areas only.

Now, a new method is being worked on forecasting precipitation amounts for very short range. Radar and satellite information are needed for this in addition to the conventional meteorological data. This problem has not been solved yet, the preliminary results, however, are promising.

Radar data can be used for selecting areas with high amounts of rain. It has been found that persistance of high intensity values of radar reflectivity over a particular area usually indicate great amount of precipitation. It has also been realized that merging of high reflection cells is another important feature of radar echoes resulting in heavy rainfall. As far as satellite information is concerned for estimating rainfall probabilities and amounts for the territory of Hungary efforts are being made to use all spectral images from METEOSAT 2. Good results can be obtained, especially applying bispectral (infrared + visible) data. All these data from different sources, including the conventional ones, are to be analysed in the same coordinate system and used for monitoring the precipitation producing processes in order to adjust and specify the precipitation forecasts prepared by the use of the Meeting model.

These are the outlines of the present stage of the efforts to develop a nowcasting system, in a combination of traditional forecasting methods, run on a minicomputer.

CONCLUSIONS

Quantitative precipitation forecasts for 24 hours are required for input data to hydrological models. The Meeting model itself can be used to forecast daily precipitation amounts, a complex quantitative precipitation forecasting model, however, with corrections for orographic enhancement and convection would be more favourable.

Using a well established nowcasting system the amount of precipitation during a very short time over a special sub-basin can be forecast and the results can be transmitted as warning messages to the users (e.g. water authorities). Presently this chance seems to make quantitative precipitation forecasts more reliable although the lead time will be much shorter than 24 hours in cases of meso-scale precipitation systems.

ACKNOWLEDGEMENTS

Special thanks are extended to Mrs E. J. Bodolai who has played a major role in establishing quantitative precipitation forecasts in Hungary. Mrs J. Csintalan should be also mentioned for her expertise in quick typing of the manuscript.

QUANTITATIVE NIEDERSCHLAGSVORHERSAGE AUF DEM EINZUGSGEBIET DER DONAU UND DER THEISS ZUM ZWECK HYDROLOGISCHEN VERMITTLUNGEN

Die zahlenmässige Vorhersage des Niederschlages ist eine der schwierigsten Aufgaben der dynamischen und synoptischen Meteorologie. Die quantitative Vorhersage des Niederschlages spielt eine wichtige Rolle bei der Begründung hydrologischen Vorhersagen.

In Ungarn werden die quantitative Niederschlags-vorhersagen für 24 Stunden seit dem Jahre 1978, an den 10 Einzugsgebieten der Donau und 8 solchen Gebieten der Theiss gemacht.

Zur Zeit wird in unserer Praxis das sogenannte Zusammentreffens-Modell verwendet. Das ist ein synoptisches Modell, das sich auf das günstige und zeitliche Zusammentreffen drei wichtigsten Parameter basiert. Diese drei Parameter werden die niederschlagsbewirkenden Prozesse beschreiben. Eines der schwierigsten Problemen ist durch die niederschlags-verändernde Wirkung der Orographie verursacht. Das erwähnte modell enthält keine Korrektion, aber wir nehmen immer Rücksicht auf den orographischen Effekt. Die Bestätigung der Vorhersagen ist im Durchschnitt etwa 85 %.

Das schwierigste Problem ist die Vorhersage konvektiver Niederschläge. Die meiste Vorhersagen in den Sommermonaten geben für die Nachmittagsstunden vereinzelte Konvektions-aktivität. Die erwähnter weise enstandene Niederschlagsmengen kann man mit der Verwendung der Radar- und Satelliteninformationen vorhersagen.

Im Rahmen unseres Vortrages präsentieren wir Ihnen das Zusammentreffensmodell und berichten über die Anfangsresultaten der Entwicklung der ultrakurzfristigen Niederschlagsvorhersagen.

ПРОГНОЗ КОЛИЧЕСТВА ОСАДКОВ ДЛЯ ПОДВОДОСБОРНЫХ РАЙОНОВ РЕК ДУНАЙ И ТИССА ДЛЯ ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ ЦЕЛЕЙ

Предсказание количества осадков является одной из самых трудных задач динамической и синоптической метеорологии. Прогноз количества осадков играет большую роль в обосновании гидрологических прогнозов.

В ВНР с 1978-ого года составляются прогнозы количества осадков для 10 подводосборов Дуная и 8 подводосборов реки Тисса.

В настоящей практике используется т.н. "модель совпадения". Это синоптическая модель опирается на пространственное и временное совпадение трёх самых важных параметров, описывающиеся осадкообразующие процессы. Самый сложной проблемой является учёт модификации количества осадков вследствие влияния орографии. В саму модель коррекция не входит, но при выдаче прогнозов эффект орографии учитывается. Средняя оправдываемость прогнозов ровна 85%.

Очень важной проблемой является предсказание количества осадков конвективного происхождения. В большинстве прогнозов в месяцах летнего сезона предсказывается конвективная активность для часов после полудня. Осадки такого происхождения прогнозируются с использованием радиолокационной и спутниковой информации.

В настоящем докладе даётся описание "модели совпадения" и информация о начальных результатах, полученных при разработке метода сверхкраткосрочного прогноза количества осадков.

REFERENCES

Bodolainé, J. E. (1975). Kritikus csapadékmennyiségek előrejelzése a Duna és a Tisza vízgyüjő területére. OVH számára benyújtott kutatási jelentés. Manuscript.

Bodolainé, J. E. (1983). Árhullámok szinoptikai feltételei a Duna és a Tisza vízgyűjtő területén. OMSz Hivatalos Kiadványai, LVI. kötet.

Bodolainé, J. E. and Homokiné, U. K. (1984). A csapadékmennyiség előrejelzése az orografikus többlet figyelembevételével. OMSz Kisebb Kiadványai, 57.

Takács, Á. (1985). Mennyiségi csapadék előrejelzések hidrológiai célokra. Légkör XXX., No. 1, 12-15.

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ДОЖДЕВЫХ ПАВОДКОВ НА ОСНОВЕ ПРОГНОЗА ОСАДКОВ

Г.Г.Сванидзе,Ц.З.Басилашвили,Л.В.Сидорова,И.В.Чоговадзе
Закавказский региональный научно-исследовательский институт
пр.Плеханова 150, Тбилиси-12, 380012, СССР

РЕЗЮМЕ

Прогноз дождевых паводков в бассейнах горных рек, где время добегания к замыкающему створу измеряется часами, может быть решен на основе прогноза осадков, формирующих эти паводки. Разработана методика количественного прогноза осадков, основанная на статистических зависимостях осадков от аэросиноптических условий. Прогноз максимальных расходов дождевых паводков осуществляется с помощью статистической модели, комплексно учитывающей стокообразующие факторы (расходы воды за разные сроки, характеризующие предшествующие условия стокообразования и осадки, как выпавшие к моменту составления прогноза, так и прогнозируемые с заблаговременностью 12 и 24 часа). С помощью пошагового просеивания переменных для отдельных сезонов года выбраны оптимальные аргументы, а путем развертывания многофакторных уравнений установлены прогностические зависимости, отвечающие лучшим критериям.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА

Прогноз дождевых паводков,статистическая модель,просеивание переменных, развертывание многофакторных уравнений.

Актуальность проблемы прогноза паводочного стока на территории Грузии обусловлена тем, что паводки здесь отличаются значительной высотой и обладают разрушительной силой, причиняя большой материальный ущерб. Убытки от наводнений возрастают по мере увеличения освоенности территории и развития народ-

ного хозяйства. В связи с этим вопрос прогноза дождевых паводков с каждым годом приобретает все большее значение. Решение этой проблемы требует хорошо развитой сети наблюдений за осадками и стоком, наличие качественной и своевременной информации. Для горных районов, где время добегания воды к замыкающим створам измеряется часами, прогноз дождевых паводков может быть решен главным образом на основе прогноза осадков.

В ЗакНИИ разработана методика анализа аэросиноптических процессов над Кавказом и прилегающими районами с применением ЭВМ. Она дает возможность оперировать практически неограниченным числом классов аэросиноптических процессов. Проанализировано около 300 аэросиноптических процессов за период с 1970 по 1983 гг., которые приводили к выпадению осадков на территории Западной Грузии, по физико-географическим условиям во многих отношениях напоминающей горные области бассейна р.Дунай. Статистический анализ распределения выпавших осадков позволил разработать модели формирования слоя осадков в низменных и горных районах рассматриваемой территории при различных классах процессов. При прогнозе осадков с заблаговременностью 12 и 24 часа в качестве главных предикторов приняты изменения аэросиноптических процессов за 12 часовые интервалы времени. Кроме того, учтены значения некоторых термодинамических характеристик атмосферы над Западной Грузией в исходный момент времени. Схема прогноза осадков состыкована с оперативной схемой прогноза давления и геопотенциальных высот, реализуемой на ЭВМ. Прогноз количества осадков выдается ежедневно к 7 часам утра (по Гринвичу) в виде среднего слоя осадков по отдельным районам Западной Грузии. Здесь на всех водосборах, за исключением высокогорных, наблюденные абсолютные максимумы формируются за счет дождей. Паводки отмечаются во все сезоны года. Интенсивность подъема уровня воды в реках при этом составляет 150-200 см/сутки. Максимальные расходы в немногих случаях достигают 1%-ной обеспеченности (вероятности превышения).

Для разработки методики прогнозов дождевых паводков были выбраны реки Рионн и Ингури, как наиболее важные с народнохозяйственной точки зрения. Анализ дождевых паводков в разные сезоны года показал, что условия формирования дождевых паводков на рассматриваемой территории весьма разнообразны и для каждого паводка индивидуальные во времени и в пространстве, в связи с чем здесь не наблюдаются полностью идентичные паводки.

Особенностью условий формирования стока в бассейнах рассматриваемых рек является то, что вертикальная зональность распределения осадков нарушается физико-географическими особенностями отдельных микрорайонов. Бассейн р.Рионн освещен достаточно полно, осадки здесь определялись по осредненным данным 16 метеостанций, расположенным в различных высотных зонах. А в бассейне р. Ингури имеется только одна информационная метеостанция на высоте 1441 м.Использовать данные метеостанций, расположенных в соседних бассейнах, из-за особенностей условий формирования стока этой реки, не представляется возмож-

ным. Максимальные расходы паводков на р.Ингури проходят в основном в день выпадения значительных осадков и отличаются высокими показателями изменчивости стока (C_v = 0,50 0,80), что обусловлено значительной вариацией осадков. В формировании паводков в теплое время года участвуют и талые воды снежного покрова, ледников и снежников. По условиям формирования паводков на р.Ингури можно выделить три основных периода: осенне-зимний (X-Ш), весенний (IУ-УI) и летний (УП-IX). Катастрофические паводки отмечались 5 июля I975 г. и I7 июня I982 г.,когда максимальные расходы достигали II20 $м^3/с$. Дождевые паводки в нижних створах р.Риони, как указывается в исследованиях Сидоровой и др. /I977а,I977б/ большей частью формируются за счет осадков предгорных районов и Колхидской низменности, где происходит разгрузка влагонесущих потоков воздуха. Прослеживается уменьшение осадков как с запада на восток, так и с высотой местности. Осадки выпавшие в горах, не успевают принять участие в образовании основного пика паводка, но способствуют продолжительному сохранению высоких уровней и вызывают второй пик паводка. Катастрофический паводок в апреле I982г. сформировался за счет осадков (I20-I30 мм), выпавших в низменных и предгорных частях бассейна. По условиям формирования дождевых паводков в бассейне р.Риони выделены периоды: летний (УI-IX), осенний (X-XI), зимний (XП-Ш) и весенний (IУ-У).

Ниже приводятся сведения о колебаниях количества выпавших осадков и соответствующих им колебаниях стока.

ТАБЛИЦА I. Колебание Количества Осадков и Стока

Сезоны	Осадки (Хмм)	Приращение расходов воды (ΔQ $м^3/с$)
р.Риони-с.Сакочакидзе, F^x = I3300км^2, $H^{xx}_{ср}$ = I24I м.		
Осень (X-XI)	I5-I20	60-3800
Зима (XП-Ш)	I5-I00	80-3230
Весна (IУ-У)	I4-80	260-3040
Лето (УI-IX)	5-I30	20-3300
р.Ингури-с.Хаиши, F^x =2780км^2, $H^{xx}_{ср}$ =2320 м.		
Осень-зима (X-Ш)	2-90	35-430
Весна (IУ-У)	I-I55	75-680
Лето (УП-IX)	I-97	II0-645

x - площадь водосбора, xx - средняя высота.

Наименьшее колебание осадков и следовательно расходов дождевых паводков в бассейне р.Риони отмечается весной, а наибольшее летом. Максимальный прирост дают дожди в осенний период, когда потери стока сравнительно малы по сравнению с летним периодом. В бассейне р.Ингури наибольшее колебание осадков и расходов воды отмечается весной, когда в формировании паводков участ-

вует и снежный покров. Наименьший прирост стока отмечается в осенне-зимний период.

Из-за отсутствия всех необходимых данных уравнение водного баланса для прогноза и расчета паводков по генетическим моделям в условиях рассматриваемых бассейнов неприменимо, а незначительное время добегания до замыкающих створов неблагоприятствует составлению прогнозов по запасам влаги в бассейне или русле реки. Поэтому на первый план здесь выдвигается прогноз осадков, формирующих паводок. При этом, чем меньше интервал времени, тем лучше. Однако, в наших условиях этот интервал не может быть принят меньше I2 часов, что связано со временем поступления информации. Дальнейшая задача заключается в установлении модели, которая может быть реализована на основе массовой гидрометеорологической информации. С учетом физического анализа и практических возможностей статистическая модель краткосрочного прогноза может быть записана так

$$Q_{N+T} = f(X_N, Q_N, X_T), \qquad (I)$$

где N -время составления прогноза, T -его заблаговременность, Q_{N+T} -прогнозируемый расход, X_N и Q_N -характеристики количества осадков и расходов воды на момент составления прогноза, X_T - осадки за период заблаговременности. Согласно исследованиям Басилашвили /I979/ предшествующие факторы можно расчленить на показатели, наблюденные за отдельные сроки и оказывающие различное влияние на прогнозируемый сток. В таком случае модель прогноза можно записать так

$$Q_{N+T} = f(X_{N_0}, Q_{N_0}, X_{N_0+1}, Q_{N_0+1}, \ldots X_{N-1}, Q_{N-1}, Q_N, X_T), \qquad (2)$$

где N_0 – срок начала подсчета предикторов. В этой модели комплексный учет предшествующих осадков и стока дает возможность точнее определить влагонасыщенность бассейна и запасы воды в русле реки, от которых во многом зависит прогнозируемый сток. Расчленением стокообразующих факторов на показатели отдельных периодов достигнут необходимый учет временной динамики гидрометеорологических факторов в формировании искомого стока. Такой вид модели дает возможность в конкретных случаях использовать только часть из указанных предикторов; например, отыскать зависимости с раннее наблюдаемыми данными и этим исследовать возможность выпуска прогноза с большой заблаговременностью. Путем анализа процессов формирования максимального стока дождевых и снегодождевых паводков был составлен конкретный вид прогностической модели

$$Q_{пр} = f(Q_{зз}, X_п, Q_з, Q_п, X_{24}, Q_{24}, X_{12}, Q_{12}, X_{макс}), \qquad (3)$$

где $Q_{пр}$ -прогнозируемый расход, $Q_{зз}$ -расход воды до начала дождя, $X_п$ -осадки, накопившиеся к началу паводка, $Q_з$ -расход воды в момент начала дождя, $Q_п$ - расход воды в момент начала паводка, X_{24} и X_{12} -осадки, накопившиеся за 24 и I2 часов до максимума, Q_{24} и Q_{12} -расходы воды за 24 и I2 часов до макси-

мума, $X_{макс}$–осадки, накопившиеся от начала дождя до наступления максимума. Как видно, здесь максимально охвачены все данные, которые имеются к моменту выпуска оперативных прогнозов. Но успешность прогноза во многом зависит от подбора оптимальной системы предсказателей, поэтому в дальнейшем был определен количественный и качественный состав предикторов. С этой целью была использована программа Басилашвили /1977а/ для ЭВМ "Анализ", по которой,в первую очередь, были рассчитаны основные статистические характеристики, а также экстремальные и вероятностные величины максимальных расходов и формирующих их факторов. В целях отбора информативных предикторов, рассчитаны матрицы коэффициентов корреляции, доли и детерминированные вклады предикторов, выявлены дублирующие и неэффективные аргументы. Выбор наилучшего подмножества предикторов производился методом просеивания. Проверка значимости увеличения сводного коэффициента корреляции (R) производится сравнением разности нового и предыдущего значения с ошибкой его вычисления. При условии

$$R_m - R_{m-1} > \frac{1 - R_m}{\sqrt{n-m}} \qquad (4)$$

включение нового предиктора считается эффективным. Целесообразность включения каждого следующего предиктора оценивались и другими критериями (Фишера, Стьюдента). В целях устранения недостатка метода просеивания по необоснованному предиктору, согласно предложениям Боровиковой и др. /1975/, просеивание проводилось многократно по разным группам предикторов. Так были выбраны оптимальные модели прогнозирования максимальных расходов дождевых паводков за отдельные периоды года. Для определения и оценки прогностических уравнений была использована программа Басилашвили /1977б/ для ЭВМ "Система". В целях выявления возможности сокращения исходных факторов и соответствующей информации исследовались различные варианты многофакторных зависимостей путем развертывания систем линейных уравнений. В результате были установлены прогностические зависимости максимального расхода дождевых паводков в бассейнах рек Риони и Ингури раздельно для различных сезонов года с различной заблаговременностью.

В момент выпуска оперативных прогнозов кроме фактических данных необходимо иметь прогноз осадков по каждому конкретному бассейну на 12 и 24 часа вперед. При этом в бассейне р.Риони, где время добегания больше 12 часов,наибольшее значение приобретает прогноз осадков с суточной заблаговременностью, а в бассейне р.Ингури с меньшим временем добегания сказывается большее влияние осадков, прогнозируемых с 12-часовой заблаговременностью. Прогноз составляется с момента выпадения осадков на 12 и 24 часа; при условии дальнейшего выпадения осадков прогноз выпускается и в следующий срок (через 12 часов) опять на 12 и 24 часа вперед, и так до полного прекращения дождя. Таким образом определяется максимальный расход за каждый конкретный паводок.

ТАБЛИЦА 2 Примеры Выражения Для Прогнозирования Дождевых Паводков

Прогнозируемый расход ($Q_{пр}$) определяется по выражению	Критерий применимости	Коэффициент корреляции	Обеспеченность(%)
р.Риони–с.Сакочакидзе; зимний период (XП–Ш) (заблаговременность Т = I2 часов)			
$I,0 \cdot Q_N + 0,9 \cdot Q_n - 25,0$	0,76	0,88	67
$0,8 \cdot Q_N + I,I \cdot Q_n + 5,4(x_N + x_T) - I75$	0,72	0,90	76
$0,9 \cdot Q_N + I,7 \cdot Q_n + 4,0(x_N + x_T) - 0,7 Q_3 - I22$	0,69	0,9I	78
(заблаговременность Т = 24 часа)			
$I,2 \cdot Q_N + I,0 \cdot Q_n + 79,0$	0,76	0,83	7I
$0,6 \cdot Q_N + I,5 \cdot Q_n + I3,0(x_N + x_T) - 305$	0,64	0,89	87
$0,6 \cdot Q_N + I,2 \cdot Q_n + I3,0(x_N + x_T) + 0,3 \cdot Q_{3э} - 3I9$	0,64	0,90	87
р.Ингури–с.Хаиши; летний период (УП–IX) (заблаговременность Т = I2 часов)			
$0,7 \cdot Q_N + 0,6 \cdot Q_3 + I6,0$	0,73	0,84	77
$0,6 \cdot Q_N + 0,8 \cdot Q_3 + 4,2(x_N + x_T) - I06$	0,60	0,89	80
$0,2 \cdot Q_N + 0,8 \cdot Q_3 + 4,5(x_N + x_T) + 0,5 Q_{24} - I29$	0,58	0,90	86
(заблаговременность Т = 24 часа)			
$0,7 \cdot Q_N + 0,8 \cdot Q_3 + 20,2$	0,79	0,83	68
$0,8 \cdot Q_N + 0,8 \cdot Q_3 + 4,7(x_N + x_T) - I35$	0,62	0,90	75
$0,7 \cdot Q_N + 0,8 \cdot Q_3 + 5,8(x_N + x_T) - 3,5 \cdot X_n - III$	0,60	0,9I	80

Как показывают критерии применимости предложенных зависимостей, для р.Риони оперативные прогнозы можно составлять для зимнего и летнего сезона как с I2-часовой, так и 24-часовой заблаговременностью. Для осеннего периода можно выдать прогнозы только с заблаговременностью I2 часов, а с 24-часовой заблаговременностью - консультации. В виде консультаций составляются прогнозы паводков и весной. Несколько хуже обстоит дело на р.Ингури, где информация одной метеостанции является недостаточной. Согласно полученным критериям оценки, прогнозы максимальных расходов за осенне-зимний и весенний сезоны можно составлять только в виде консультаций. Паводки же, проходившие летом, можно удачно прогнозировать как с I2,так и 24-часовой заблаговременностью. Для каждого сезона предложено несколько вариантов прогностических зависимостей, основанных на различных сочетаниях исходных данных, что дает возможность при выпуске оперативных прогнозов выбрать расчетный вариант прогноза по наличию исходной информации, определить возможный интервал ожидаемого стока и взаимоконтролировать полученные результаты.

Проверка разработанных прогностических зависимостей для паводков по данным прогнозов осадков, составленных по изложенной выше методике, дала вполне удовлетворительные результаты и они могут применяться для своевременного предупреждения наводнений, что приведет к значительному сокращению материального ущерба, наносимого народному хозяйству республики. Дальнейшее совершенствование и уточнение прогнозов дождевых паводков возможно на основе более детальных и учащенных исходных данных. Дождевые паводки, особенно в горных бассейнах проходят очень быстро, поэтому их сток может прогнозироваться только на основе прогноза осадков с заблаговременностью в несколько часов. В настоящее время в ЗакНИИ разрабатывается автоматизированная система "Грузия-осадки", которая позволит в реальном масштабе времени с помощью радиолокационных установок произвести сбор и передачу информации об интенсивности и распределении атмосферных осадков. Эта система должна существенно улучшить качество прогнозов паводков.

ABSTRACT

Forecasting of rain-floods in mountain river basins where the time of reaching the gauging section is measured by hours, may be performed on the basis of forecasting of precipitation forming these floods. The method of quantitative forecasting of precipitation based upon statistical dependencies of precipitation upon aerosynoptic conditions has been worked out. Forecasting of maximum discharges of rain-floods is carried out by means of a statistical model considering the run-off forming factors (water discharges for earlier periods characterising preceeding conditions of run-off formation and precipitation both fallen out to the moment of making the forecast and predicted I2 and 24 hours in advance). By means of step-by-step screening of the variables for separate seasons of the year the optimal arguments are chosen and by means of analysing the multifactor equations the forecasting dependences are determined.

RESUMEE

Die Regenhochwasserprognose in den Bergflussgebieten-wo die Zeitspanne bis zum Vollaufen der Flussstelle in Stunden messbar istkann mit Hilfe von Niederschlagsprognosen verwirklicht werden, die diese Hochwasser bewirken. Die Methodik der quantitativen Niederschlagsprognosen beruht auf der statistischen Abhängigkeit der Niederschläge von den aerosynoptischen Bedingungen. Die Prognose der maximalen Niederschlagsmengen wird durch statistische Modelle verwirklicht, die komplex die Abflussfaktoren registrieren (Abflussmengen verschiedener Zeitspannen, sich typisch vorbildende Bedingungen zur Abflussbildung sowie der Niederschläge, die zum Prognosezeitpunkt fielen, sowie auch der Niederschläge, die I2 oder 24 Stunden prognostiziert wurden). Durch schrittweise Siebungs-Änderung für die einzelnen Jahreszeiten sind optimale Argumente augewählt, während mit Hilfe der Entwicklung polyfaktorer Gleichungen die prognostischen Abhängigkeiten aufgestellt werden, die maximalen Kriterien entsprechen.

ЛИТЕРАТУРА

Басилашвили Ц.З. (1977а). Статистический анализ переменных и выбор предикторов для прогностических зависимостей. Аннотированный указатель алгоритмов и программ. Издательство ВНИИГМИ-МЦД, 43–44.

Басилашвили Ц.З. (1977б). Определение и оценка многофакторных зависимостей линейного и нелинейного вида с развертыванием уравнения. Аннотированный указатель алгоритмов и программ. Издательство ВНИИГМИ-МЦД, 43–44.

Басилашвили Ц.З. (1979). Разработка долгосрочных прогнозов стока рек со сложным водным режимом (Западная Грузия). Труды ЗакНИГМИ, вып.68(74), 77–87.

Боровикова Л.Н., Трофимова Е.Б. (1975). Анализ условий формирования и прогнозов стока рек Чирчик-Аканчаранского бассейна. Труды САРНИГМИ, вып.26 (107), 38–55.

Сидорова Л.В. (1977а). Особенности учета паводкообразующих осадков при разработке методики прогноза дождевых паводков. Труды ЗакНИГМИ, вып.48(54), 66–70.

Сидорова Л.В., Симония Т.К., Цомая В.Ш. (1977б). Краткосрочный прогноз максимальных расходов воды дождевых паводков на реках Грузинской ССР. Труды ЗакНИГМИ, вып.48(54), 52–58.

OPERATIONELLE, QUANTITATIVE NIEDERSCHLAGSPROGNOSE

D.Grebner

Geographisches Institut, ETH Zürich
Winterthurerstr. 190

ZUSAMMENFASSUNG

Zur operationellen, 3-tägigen Niederschlagsvorhersage für das schweizerische Einzugsgebiet des Rheins oberhalb Rheinfelden wird eine Methode verwendet, die sich auf synoptische Arbeitsschritte und auf dynamisch-rechnerische Approximationen stützt. Unter der Annahme, dass sich die Luft grossräumig auf Flächen konstanter potentieller Temperatur bewegt, werden aus der Flächenneigung, dem Windfeld und den Profilen von Temperatur und Taupunkt die Lage, die Ausdehnung und die Intensität eines erwarteten Niederschlagsfeldes bestimmt. Durch seine Verlagerungsgeschwindigkeit mit dem Druckfeld sind Anfang, Dauer und Menge dieses "advektiven" Niederschlages im Einzugsgebiet festgelegt.

"Konvektive" Niederschläge werden im Fall konvektiver Instabilität mit Hilfe der Parcel-Methode einschliesslich einfacher Mischung der Wolkenluft mit Umgebungsluft berechnet. Aus der Konvektionshöhe und dem darin enthaltenen Wasserdampfgehalt ergibt sich über einen Flächenreduktionsfaktor der "konvektive" Gebietsniederschlag.

Zwei Beispiele mit intensiven Niederschlagsperioden zeigen, dass die Niederschlagsvariationen im Laufe der Wetterentwicklung i.a. erfasst werden können. Fehler resultieren vor allem aus der ungenügenden Berücksichtigung der Gebirgseffekte, aus dem nur linear interpolierten Transport der Niederschlagsfelder und der stark abnehmenden Informationsdichte mit zunehmendem Vorhersageintervall.

SCHLUESSELWORTE

Niederschlagsprognose, advektiver Niederschlag, konvektiver Niederschlag, Entrainment

EINLEITUNG

Die Abteilung Hydrologie des Geographischen Institutes an der ETH-Zürich erstellte bis Ende 1985 während mehrerer Jahrzehnte operationell dreitägige Abflussprognosen für den Rhein bei Rheinfelden, ca. 20 km oberhalb Basel. Seit 1986 wird die Ausgaberoutine von der Landeshydrologie, Bern, weitergeführt. Gleichzeitig wurde die Aufgabe zur Erstellung der Niederschlagsprognose der Schweizerischen Meteorologischen Anstalt übertragen.

Das Einzugsgebiet oberhalb Rheinfelden umfasst 34'550 km^2. Es erstreckt sich über einen Höhenbereich von knapp 300 m ü.M. bis über 3000 m ü.M.. Etwa 60 % der Fläche liegen unterhalb von 1000 m ü.M.; 1.6 % des Einzugsgebietes sind vergletschert. Im Vergleich zur Vorhersagedauer ist die Reaktionszeit des Einzugsgebietes sehr kurz. In einem Drittel des Gebietes betragen die Laufzeiten

bis Rheinfelden weniger als 6 Stunden (Jensen, 1976). Die Vorhersage des Abflusses für 3 Tage setzt deshalb quantitative Niederschlagsvorhersagen voraus.

Vor 1976 wurden die Abflüsse mit reinen Regressionsmodellen für den Zeitschritt 1 Tag, ohne Unterteilung des Einzugsgebietes, gerechnet. Entsprechend genügten bei den Niederschlagsvorhersagen Tagessummen für dieses Gebiet. Die verfügbaren meteorologischen Unterlagen, d.h. die numerischen Vorhersagekarten, entstammten seinerzeit relativ einfachen grossräumigen Modellatmosphären, welche die natürliche Atmosphäre durch ein Gitter von ca. 360 km horizontaler Maschenweite in vertikal weniger als 10 Schichten approximierten und die Dynamik u.a. vielfach wasserdampffrei durch vereinfachte Gleichungssysteme für Impuls, Masse und Energie beschrieben. Die Vorhersagekarten zeigten eine mit den Zielterminen zunehmende Glättung der Isohypsen und wichen vor allem bei thermodynamisch aktiven Bedingungen, d.h. bei hoher Niederschlagsbereitschaft, vielfach rasch von der wahren Entwicklung ab. Die Möglichkeiten für eine räumliche und zeitliche Auflösung der vorhergesagten Niederschläge war demzufolge in der erwähnten Schrittweite einigermassen erschöpft.

Seit 1976 ist für die Abflussvorhersage ein detailliertes Flussgebietsmodell in Betrieb (Jensen, 1980). Eine wesentlich feinere räumliche, zeitliche und physikalische Differenzierung erlaubt die Vorhersage der Abflussganglinie in 1-stündigem Zeitschritt. Entsprechend höher sind damit auch die Anforderungen an die Eingangsgrössen, im besonderen an die Niederschlagsvorhersage.

Etwa zeitgleich mit dem Routine-Einsatz des neuen Abflussmodells sind die grossräumigen Druckvorhersagen aus wesentlich verbesserten Atmosphären-Modellen verfügbar geworden. Entscheidend waren dabei die horizontale und vertikale Verfeinerung des Modellgitters, die Berücksichtigung des Wasserdampfes und die bessere Simulation der Orographie (Edelmann, 1979; Etling, 1981; Gerretty, 1977; Newell et al., 1981; Tiedtke, 1979; Coiffier et al., 1979; Lepas et al., 1979). Die jüngeren Verbesserungen in den dynamisch-numerischen Modellen gelten insbesondere den diabatischen Effekten, der planetarischen Grenzschicht mit der Rückkoppelung zwischen Erdoberfläche und Atmosphäre und der weiteren Reduktion des Modellgitters. Letzteres findet jedoch bei grossräumigen, d.h. hemisphärischen und globalen Modellen, seine Grenzen in der Leistungsfähigkeit der Computer sowie in der Dichte und Qualität des globalen Messfeldes bzw. seiner unterschiedlichen Beobachtungssysteme. Um für den Modellstart eine möglichst gute Kenntnis der Anfangsfelder der Atmosphäre zu erlangen, richten sich zunehmende Anstrengungen auf die numerische Datenanalyse und dazu auf die Verwendung von vorhergesagten Feldern als Interpolationshilfe in datenarmen Regionen. Eine weitere Verbesserung konnte in Modellen erzielt werden, in denen die horizontale Diskretisierung der differenziellen, thermodynamischen Bilanzgleichungen nicht mehr nur gitterpunktweise, sondern teilweise spektral ("Spektralmodelle") vorgenommen wird (Sela, 1980; Tiedtke, 1984).

In der synoptischen Praxis zeigt sich die Aenderung der Diskretisierungsmethode in einer wirklichkeitsgetreueren Verlagerung von Drucksystemen und Störungen. Allgemein äussern sich die Modellverbesserungen in genaueren und strukturierteren Entwicklungen des Druckfeldes im Vorhersagezeitraum von 3 Tagen. Dies schuf die Möglichkeit, mit der nachfolgend beschriebenen Methode die Niederschläge nicht mehr nur in Tagesmengen, sondern ereignisgezogen vorhersagen zu können.

DATEN UND METEOROLOGISCHE UNTERLAGEN

Die Daten und Informationen, die bei Erstellung der Niederschlagsprognose für den Rhein oberhalb Rheinfelden um ca. 6 GMT vorliegen, lassen sich unterteilen in einen regionalen und einen überregionalen Bereich (Tabelle 1).

Die regionalen Informationen wurden per Telex von der Schweizerischen Meteorologischen Anstalt (SMA), Zürich, bezogen. Sie dienten im wesentlichen der Diagnose des vergangenen, bzw. herrschenden Wetters bei der jeweiligen grossräumigen Strömungsentwicklung im Bereich des Einzugsgebietes bis zur Prognosenausgabe. Eine 3-tägige Niederschlagsprognose setzt aber wegen den in dieser Zeitspanne möglichen grossen Wanderungsstrecken der Drucksysteme die Kenntnis des meteorologischen Zustandes in einem erheblich grösseren hemisphärischen Ausschnitt voraus. Dieser Bedarf wird durch das vom Deutschen Wetterdienst (DWD) über Faksimile ausgestrahlte Kartenmaterial abgedeckt.

TABELLE 1: Wichtigste Unterlagen für die operationelle Niederschlagsprognose

Zustand	regional (Schweiz)	überregional (Atlantik/Europa)
gemessen	- ANETZ*)-Meldungen : stündliche Messungen der klimatologischen Variablen an bis zu 39 Stationen (Stand 1985) - Radiosonden-Aufstieg 00 GMT : Vertikalprofil von Druck, Temperatur, Feuchte und Wind über Payerne	- Bodenwetterkarte (Atl./Eur.) 00 GMT : Eintragungen der synoptischen Beobachtungselemente mit Isobarenanalyse - Bodenwetterkarte (Mitteleuropa) 03 GMT : Eintragungen der synoptischen Beobachtungselemente - Höhenwetterkarten (Atl./Eur.) 00 GMT : Eintragungen der Radiosonden-Messungen in 850, 700, 500, 400, 300, 200 hPa, einzelne Karten mit Isohypsenanalysen - Relative Topograpgie 500/1000 hPa
vorhergesagt	- Niederschlagswahrscheinlichkeiten : für 3 Stationen im Einzugsgebiet und 3 Tagessummen-Klassen (0, 1 - 9, 10 mm)	- Vorhersagekarten : Boden 00 GMT +24 h 850 hPa 00 GMT +24, +48, +72 h 500 hPa 00 GMT +24, +48, +72 h - Isohyetendarstellung des 24-stündigen Niederschlags (Mitteleuropa) : Vom Prognosen-Vortag 06GMT +24, +48, +72 h (seit 1979)

*) ANETZ : Automatisches, meteorologisches Mess- und Beobachtungsnetz der Schweizerischen Meteorologischen Anstalt (SMA), Zürich

Die Niederschlagswahrscheinlichkeiten (Tab. 1, SMA) waren für die Abflussprognose nicht quantitativ anwendbar, da gemäss ihrer statistischen Herleitung ihre stationsabhängige Aussage i.a. nicht repräsentativ für den Gebietsniederschlag ist und da die zeitliche und mengenmässige Auflösung nicht den Bedürfnissen des Abflussmodells entspricht.

Die Isohyetenprognose aus dem baroklin-feuchten Modell (BKF und BKN) des DWD (Tab. 1) wird für die Abflussprognose am jeweiligen Ausgabetag zu spät gesendet (ca. 8 GMT), sodass nur die Isohyetenangaben des Vortages der Abflussprognose hätten zugrunde gelegt werden können. Eine direkte Anwendung war jedoch wegen der zeitlichen Auflösung der Isohyetendarstellung in Tagessummen (06-06 GMT) ebenfalls nicht möglich.

PROGNOSENMETHODE

Die Anforderungen seitens der Anwendung und das operationell verfügbare, meteorologische Datenmaterial legten ein Arbeitsverfahren zur quantitativen Niederschlagsvorhersage nahe, das als synoptisch-dynamisch bezeichnet werden kann. Zu den Rahmenbedingungen der Methode zählen im einzelnen:

- zeitliche Gliederung durch Vorhersage der ereignisbezogenen, also nicht zwischen festen Zeitmarken fallenden Niderschlagsmengen,
- räumliche Gliederung,
- operationelle, d.h. bei jeder Wettersituation geeignete Anwendung,
- Flexibilität gegenüber den verfügbaren (bzw. ausfallenden) Daten,
- Flexibilität zugunsten eines situationsabhängigen Aufwandes,
- Bestimmung der Niederschlagsmengen und -zeiten durch objektive Approximationen,
- Prognosenausgabe täglich bis ca. 7 GMT.

Um die gewünschte zeitliche Auflösung anzunähern, werden die Zeit von Anfang und Ende des Niederschlags und die Menge als Produkt aus Intensität und Dauer vorhergesagt. Sind Intensität und Dauer nur sehr unsicher abschätzbar, so werden für die betreffenden Vorgänge mittlere Bedingungen zugrunde gelegt, die

insbesondere zeitlich den erwarteten Niederschlag einrahmen. Diese Massnahme ist i.a. auf Ereignisse am dritten Prognosentag beschränkt.

Die räumliche Gliederung der Niederschlagsvorhersage unterscheidet eine westliche und eine östliche Hälfte des Einzugsgebietes oberhalb Rheinfelden. Ihre Abgrenzung liegt etwa auf einer Nord-Süd-Achse durch Luzern. Kleineren Teileinzugsgebieten wird der Niederschlag durch räumlich-zeitliche Interpolation zugeordnet (Grebner et al., 1979).

In einer ersten Uebersicht werden unabhängig von den Prognosenergebnissen des Vortages die Wetterkarten im synoptischen Scale auf atmosphärische Bedingungen überprüft, aufgrund derer im Einzugsgebiet des Hochrheins während des Vorhersagezeitraums Niederschlag auftritt oder auftreten kann. Sind derartige Bedingungen nicht oder in vernachlässigbarer Form zu erwarten, ist die Prognose mit dem Ergebnis "kein" oder "für den Abfluss nicht relevanter Niederschlag" abgeschlossen. Zeigt sich der Vorhersagezeitraum nicht niederschlagsfrei bis höchstens niederschlagsarm, ist beim weiteren Vorgehen zwischen advektiver und konvektiver Niederschlagsentwicklung zu unterscheiden. In beiden Fällen wird jedoch die vertikale Hebung der Luft als wesentlicher Parameter für die Niederschlagsbildung benutzt.

Advektiver Niederschlag: Es wird angenommen, dass die grossräumige Strömung der Luft auf Flächen konstanter potentieller Temperatur verläuft. Diese isentropen Flächen steigen von warmen zu kalten Bereichen an. Ein Luftpartikel gleitet bei entsprechender Bewegungsrichtung entlang "seiner" Fläche auf oder sinkt ab. Ein Vertikalschnitt vom Einzugsgebiet zum (zu den) voraussichtlich(en) Drucksystem(en) mit Niederschlagsbildung (Tiefdruckgebiet, Front) gibt Auskunft über die Neigung der Flächen. Aus dem horizontalen Windfeld der Wetterkarten lässt sich die relative Bewegung der Luft auf den isentropen Flächen abschätzen (Clauss, 1969). Mit Temperatur und Taupunkt ist dann eine erste Näherung der stündlichen Niederschlagsrate sowie der Lage und Breite der Niederschlagszone möglich. Aus der Verlagerungsgeschwindigkeit des betrachteten Drucksystems zum und über das Einzugsgebiet sind schliesslich die Zeit des Niederschlagbeginns, die Dauer und die Menge als Summe der Stundenraten bestimmt.

Grundsätzlich werden die Verlagerungen der Drucksysteme zwischen zwei aufeinanderfolgenden Karten-Terminen linear und der Niederschlagsfelder invariant vorgenommen. Treten die erwarteten Niederschläge frontgebunden auf, was im Gebiet des Hochrheins überwiegend zutrifft, wird versucht, aus der Divergenz und der Deformation des horizontalen Geschwindigkeitsfeldes sowie dem advehierten Temperaturfeld (in 850 und 700 hPa) Intensitätsänderungen der Front abzuschätzen.

Der Einfluss des Gebirges auf den Niederschlagsprozess ist, bezogen auf die synoptischen Karten, relativ kleinräumig und physikalisch durch einfache Annahmen meist nicht zu erfassen.

Konvektiver Niederschlag : Die Möglichkeit für das Auftreten konvektionsbedingter Niederschläge wird mit Hilfe der Parcel-Methode geprüft. Bei Verwendung von Nachtaufstiegen wird, zur Berücksichtigung der Verdunstung, der Taupunkt für erwartete Strahlungstage bis zu 4 °C erhöht. Reichen Erwärmung der bodennahen Luft und latente Instabilität zur Konvektion aus, wird oberhalb des Kondensationsniveaus die weitere instabile Hebung durch Einbezug von nicht wasserdampfgesättigter Umgebungsluft in das aufsteigende, gesättigte "Wolkenpaket" vorgenommen. In Schritten von 100 hPa werden dabei Temperatur und Feuchte des Wolkenpakets durch Mischung der Wolkenluft mit Umgebungsluft im Verhältnis 2:1 verringert. Die anschliessende Hebung der ungesättigten Mischluft erfolgt wieder trockenadiabatisch bis zum erneuten Kondensationsniveau, usw. Die Konvektion soll den Höhenbereich erfassen, in dem die Parcel-Hebung eine instabile Schichtung anzeigt, maximal die Troposphäre. Als Richtwert für die konvektive, stündliche Niederschlagsmenge dient der Wasserdampfgehalt der Luft (precipitable water in der Konvektionsschicht unter der Annahme pseudoadiabatischer Schichtung.

Da bei rein konvektiven Niederschlägen zu einem bestimmten Zeitpunkt i.a. nur ein Teil des Einzugsgebietes beregnet wird, muss im Hinblick auf die Abflussprognose die stündliche Niederschlagsmenge reduziert werden. Dazu wird für die Schauerzelle angenommen: a) kreissymmetrische Grundfläche; b) das Verhältnis von Durchmesser und Höhe sei 3:1; c) bei maximaler Ausbildung der Konvektion

seien die Schauerzellen die Inkreise eines regelmässigen Gitters (Konstante: 30 km). Eine weitere Reduktion drängt sich durch die Niederschlagsmengenverteilung über den Querschnitt des Einzelschauers auf. Er wird trapezförmig angenommen (mit a 2b).

Sofern die Konvektion im wesentlichen nicht dynamisch ausgelöst wird, gilt als Niederschlagsbeginn der Zeitpunkt, an dem der bodennahe Tagesgang von Temperatur und Taupunkt Konvektion mit Kondensation zulassen. Für die Niederschlagsdauer werden i.a. 3 bis 4 Stunden eingesetzt, wenn sich aufgrund der Vorperiode oder der synoptischen Entwicklung keine abweichenden Aspekte ergeben.

Auch im konvektiven Fall ist der Einfluss des Gebirges kaum zu erfassen.

ERGEBNISSE

Die Abbildungen 1 und 2 zeigen die Routine-Vorhersagen zu zwei mehrtägigen Niederschlagsphasen für die westliche und für die östliche Hälfte des schweizerischen Einzugsgebietes oberhalb Rheinfelden. Weitere Darstellungen finden sich in (Grebner, 1985) und aus den Anfängen der Methode in (VAW, 1979). Die aufeinanderfolgenden Prognosen zu mehrtägigen Perioden mit niederschlagsfreien bis niederschlagsreichen Wetterentwicklungen sollen die Aussage der Methode im Einzelfall sowie ihre Reaktion auf stark ändernde Niederschlagsbedingungen zeigen.

Jede Bildzeile zeigt eine 3-tägige Prognosenausgabe für die beiden Hälften des Einzugsgebietes. Die Zeilen beginnen mit der gemessenen Isobarenkarte des Bodendrucks für den Raum Atlantik/Europa von 00 GMT des Ausgangstages. In den anschliessenden beiden Diagrammen ist in der Abszisse das Datum der Prognosentage mit 6-stündigen Zeitmarken, bzw. in der Ordinate die Niederschlagsmenge in Millimeter aufgetragen.

Der punktiert gezeichnete, gemessene Gebietsniederschlag ist das arithmetische Mittel der Stundensummen, im Westen von ca. 24 Stationen, im Osten von ca. 21 Stationen. Die gemessenen Niederschläge sind vom Zeitpunkt der Prognosenausgabe an kumulativ dargestellt. Die Niederschlagsprognose besteht aus 3 Linienzügen. Der künftige Gebietsniederschlag wird entlang dem mittleren Verlauf erwartet, soll aber zumindest nicht wesentlich ausserhalb der oberen und unteren Grenzlinie liegen. Der Zeitpunkt der Prognosenausgabe liegt zwischen 6 und 7 GMT. Er kann nur hinsichtlich den regionalen Informationen etwa mit dem jüngsten Messzeitpunkt gleichgesetzt werden. Die überregionalen Informationen stammen, mit Ausnahme der Mitteleuropakarte, von 00 GMT und z.T. aus der Zeit davor (Tab.1).

Abbildung 1 : Nach niederschlagsschwachen Vortagen war es bis ca. 19 GMT des ersten Ausgabetages niederschlagsfrei. Der dann beim Durchzug einer Okklusion einsetzende schwache bis mässige Niederschlag ist prognostisch erfasst worden, ebenso der Mengenunterschied zwischen den beiden Vorhersagegebieten West und Ost. In der Prognosenausgabe vom 25.3.85 ist der nach einem Trogdurchgang am 27.3.85 auftretende mässige, anhaltende Stauniederschlag noch nicht erkannt. Die folgenden 4 unabhängig voneinander gerechneten Prognosenausgaben zeichnen den eingetroffenen Niederschlagsverlauf im wesentlichen richtig voraus. Der Zeitfehler in der Osthälfte des Eizugsgebietes erklärt sich aus dem Versuch, den oft verzögernden Gebirgseinfluss zu berücksichtigen.

Abbildung 2 : Insbesondere die Niederschläge zwischen dem 6. und 16.4.85 waren so ergibig, dass die Monatssummen im April über 150 % des langjährigen Mittels erreichten. Die Tagessummen der beiden Gebiete (06-06 GMT) überschreiten zwischen dem 10. und 16.4.85 mehrfach die 10 mm Grenze, was bereits für die Einzeltage, besonders aber für eine Folge von Tagen als selteneres Ereignis zu werten ist (Grebner, 1982, S. 38). In die überwiegend frontalen Niederschläge waren auch Gewitterschauer eingelagert.

Die abgebildeten Vorhersagen zeigen einen den Messungen i.a. befriedigend vergleichbaren Niederschlagsverlauf. Gegen Ende der Prognosenintervalle sind jedoch einige der gemessenen Niederschlagswellen kürzer, aber intensiver als vorhergesagt (z.B. Ausgabe vom 12. für den 13.4.85). Solche Abweichungen werden bewusst angestrebt, wenn nur unsichere Abstufungen im Niederschlagsverlauf möglich sind. Bei raschen Wetterentwicklungen, wie in der vorliegenden zyklonalen Westlage, wurde im fortgeschrittenen Vorhersageintervall in einigen Fällen mit

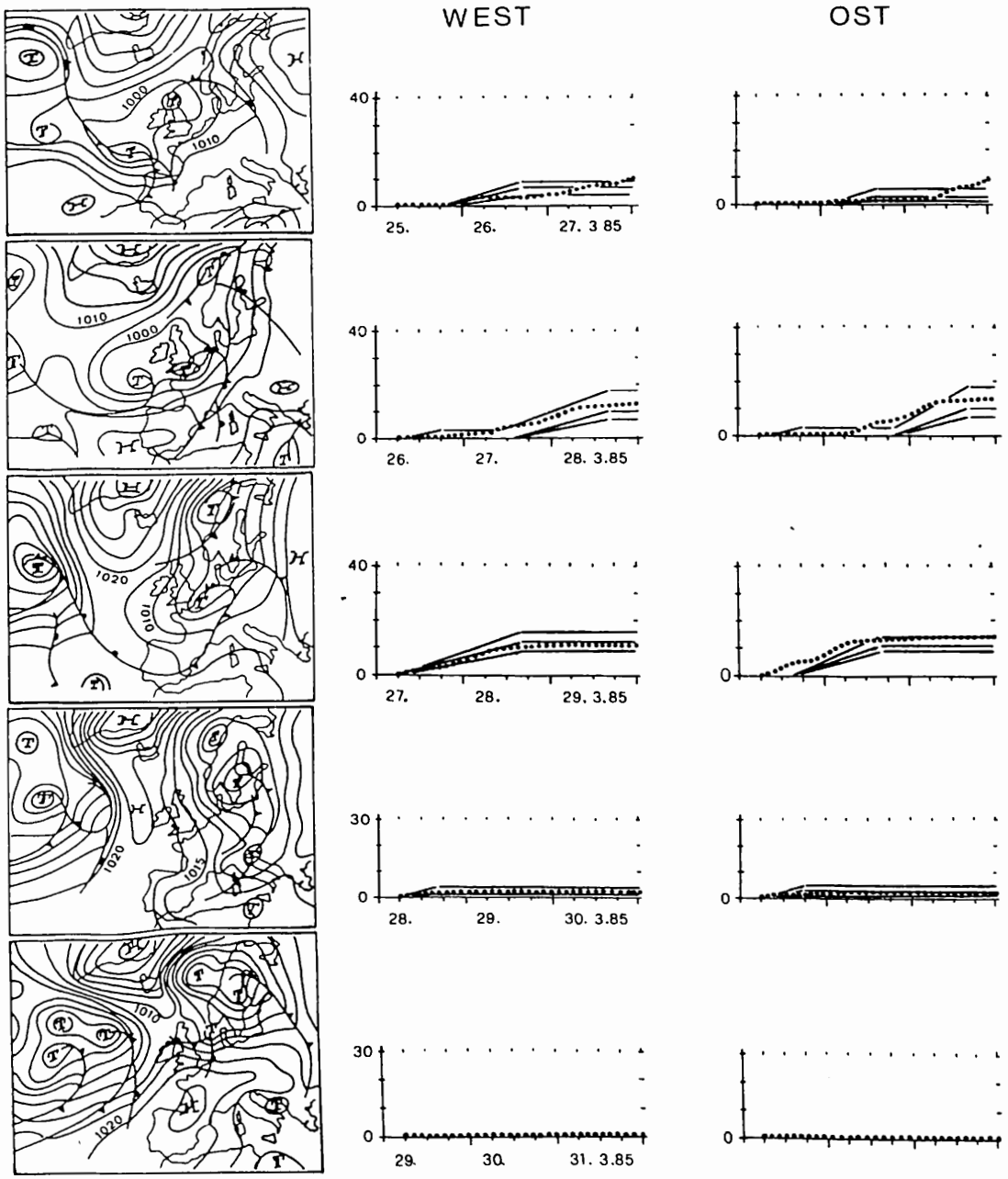


Fig. 1. Dreitägig vorhergesagte und gemessene Gebietsniederschläge (ausgezogene bzw. punktierte Linien) für das westliche und östliche Einzugsgebiet des Rheins in der Schweiz, vom 25. bis 29. März 1985. Die Niederschläge sind vom Ausgabezeitpunkt an in mm akkumuliert dargestellt. Linke Bildspalte : Bodendruckverteilung vom Ausgabetag 00 GMT.

zu hohen Verlagerungsgeschwindigkeiten gerechnet (Ausgabe vom 11. für den 13.4.85, Ausgabe vom 13. für den 15.4.85), d.h. der Niederschlag fiel später als erwartet. Diese Fehlaussage ist häufig auf entsprechende Eigenschaften der numerischen Vorhersagekarten zurückzuführen.

seien die Schauerzellen die Inkreise eines regelmässigen Gitters (Konstante: 30 km). Eine weitere Reduktion drängt sich durch die Niederschlagsmengenverteilung über den Querschnitt des Einzelschauers auf. Er wird trapezförmig angenommen (mit a 2b).

Sofern die Konvektion im wesentlichen nicht dynamisch ausgelöst wird, gilt als Niederschlagsbeginn der Zeitpunkt, an dem der bodennahe Tagesgang von Temperatur und Taupunkt Konvektion mit Kondensation zulassen. Für die Niederschlagsdauer werden i.a. 3 bis 4 Stunden eingesetzt, wenn sich aufgrund der Vorperiode oder der synoptischen Entwicklung keine abweichenden Aspekte ergeben.

Auch im konvektiven Fall ist der Einfluss des Gebirges kaum zu erfassen.

ERGEBNISSE

Die Abbildungen 1 und 2 zeigen die Routine-Vorhersagen zu zwei mehrtägigen Niederschlagsphasen für die westliche und für die östliche Hälfte des schweizerischen Einzugsgebietes oberhalb Rheinfelden. Weitere Darstellungen finden sich in (Grebner, 1985) und aus den Anfängen der Methode in (VAW, 1979). Die aufeinanderfolgenden Prognosen zu mehrtägigen Perioden mit niederschlagsfreien bis niederschlagsreichen Wetterentwicklungen sollen die Aussage der Methode im Einzelfall sowie ihre Reaktion auf stark ändernde Niederschlagsbedingungen zeigen.

Jede Bildzeile zeigt eine 3-tägige Prognosenausgabe für die beiden Hälften des Einzugsgebietes. Die Zeilen beginnen mit der gemessenen Isobarenkarte des Bodendrucks für den Raum Atlantik/Europa von 00 GMT des Ausgangstages. In den anschliessenden beiden Diagrammen ist in der Abszisse das Datum der Prognosentage mit 6-stündigen Zeitmarken, bzw. in der Ordinate die Niederschlagsmenge in Millimeter aufgetragen.

Der punktiert gezeichnete, gemessene Gebietsniederschlag ist das arithmetische Mittel der Stundensummen, im Westen von ca. 24 Stationen, im Osten von ca. 21 Stationen. Die gemessenen Niederschläge sind vom Zeitpunkt der Prognosenausgabe an kumulativ dargestellt. Die Niederschlagsprognose besteht aus 3 Linienzügen. Der künftige Gebietsniederschlag wird entlang dem mittleren Verlauf erwartet, soll aber zumindest nicht wesentlich ausserhalb der oberen und unteren Grenzlinie liegen. Der Zeitpunkt der Prognosenausgabe liegt zwischen 6 und 7 GMT. Er kann nur hinsichtlich den regionalen Informationen etwa mit dem jüngsten Messzeitpunkt gleichgesetzt werden. Die überregionalen Informationen stammen, mit Ausnahme der Mitteleuropakarte, von 00 GMT und z.T. aus der Zeit davor (Tab.1).

Abbildung 1 : Nach niederschlagsschwachen Vortagen war es bis ca. 19 GMT des ersten Ausgabetages niederschlagsfrei. Der dann beim Durchzug einer Okklusion einsetzende schwache bis mässige Niederschlag ist prognostisch erfasst worden, ebenso der Mengenunterschied zwischen den beiden Vorhersagegebieten West und Ost. In der Prognosenausgabe vom 25.3.85 ist der nach einem Trogdurchgang am 27.3.85 auftretende mässige, anhaltende Stauniederschlag noch nicht erkannt. Die folgenden 4 unabhängig voneinander gerechneten Prognosenausgaben zeichnen den eingetroffenen Niederschlagsverlauf im wesentlichen richtig voraus. Der Zeitfehler in der Osthälfte des Eizugsgebietes erklärt sich aus dem Versuch, den oft verzögernden Gebirgseinfluss zu berücksichtigen.

Abbildung 2 : Insbesondere die Niederschläge zwischen dem 6. und 16.4.85 waren so ergibig, dass die Monatssummen im April über 150 % des langjährigen Mittels erreichten. Die Tagessummen der beiden Gebiete (06-06 GMT) überschreiten zwischen dem 10. und 16.4.85 mehrfach die 10 mm Grenze, was bereits für die Einzeltage, besonders aber für eine Folge von Tagen als selteneres Ereignis zu werten ist (Grebner, 1982, S. 38). In die überwiegend frontalen Niederschläge waren auch Gewitterschauer eingelagert.

Die abgebildeten Vorhersagen zeigen einen den Messungen i.a. befriedigend vergleichbaren Niederschlagsverlauf. Gegen Ende der Prognosenintervalle sind jedoch einige der gemessenen Niederschlagswellen kürzer, aber intensiver als vorhergesagt (z.B. Ausgabe vom 12. für den 13.4.85). Solche Abweichungen werden bewusst angestrebt, wenn nur unsichere Abstufungen im Niederschlagsverlauf möglich sind. Bei raschen Wetterentwicklungen, wie in der vorliegenden zyklonalen Westlage, wurde im fortgeschrittenen Vorhersageintervall in einigen Fällen mit

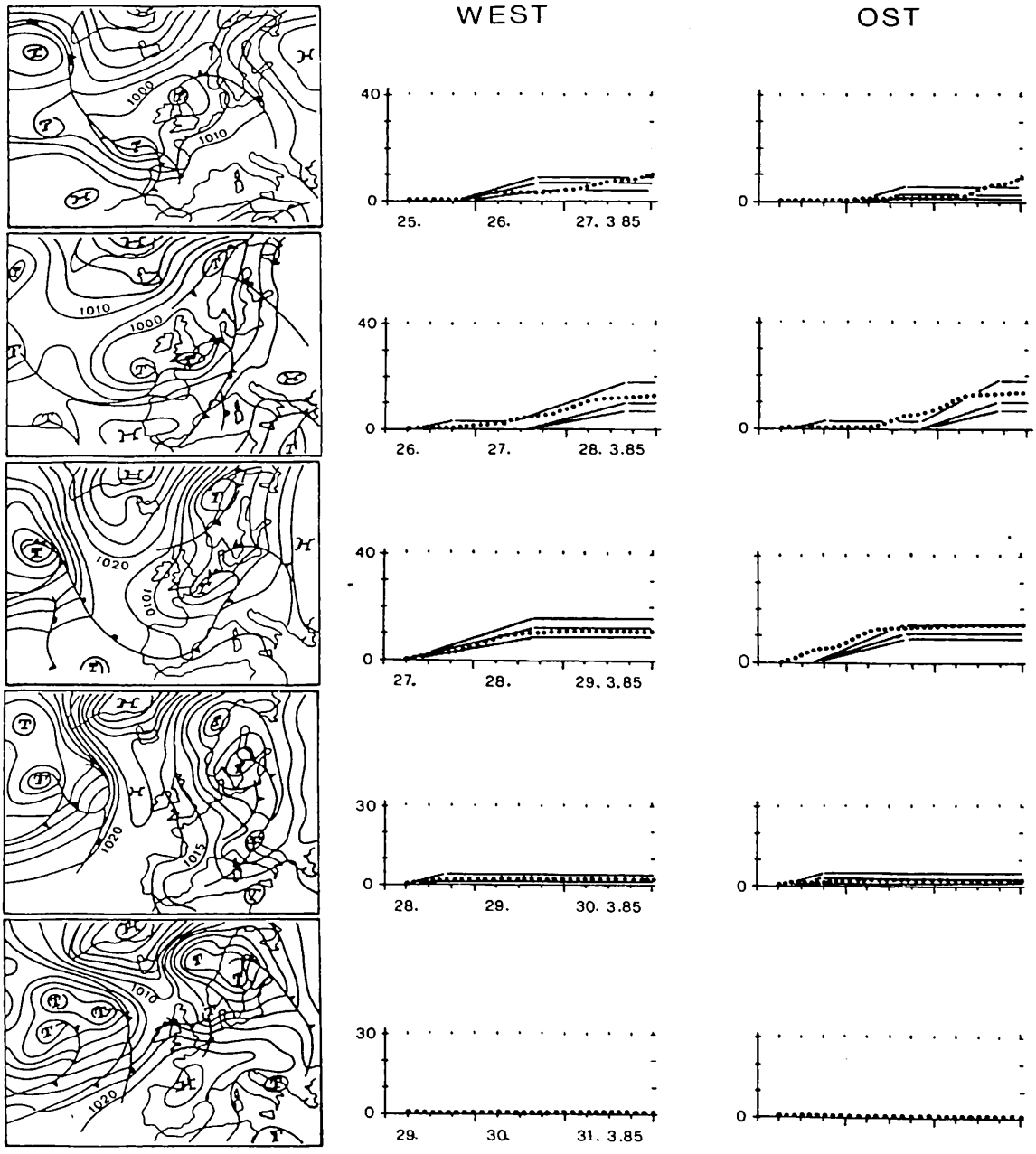
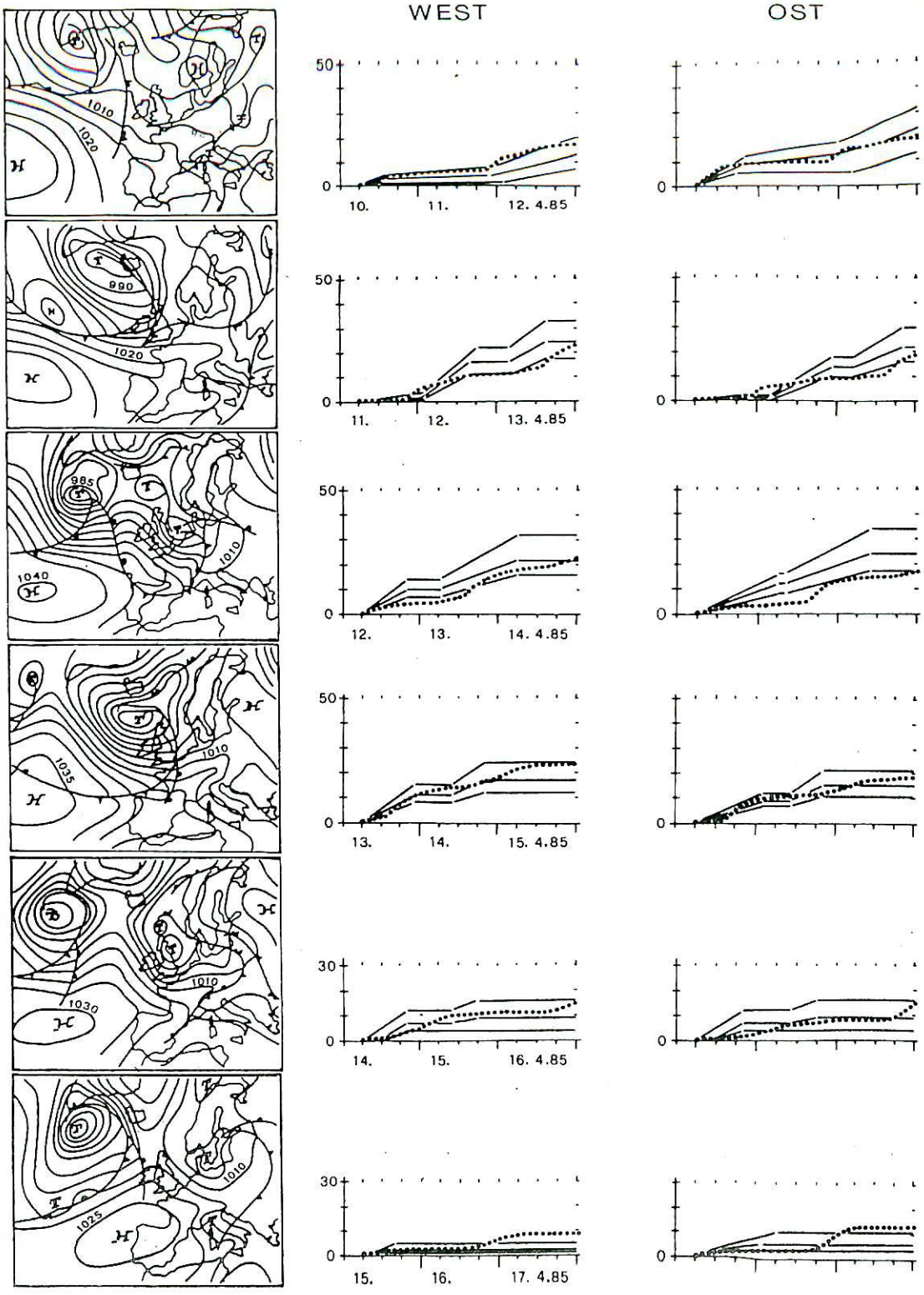


Fig. 1. Dreitägig vorhergesagte und gemessene Gebietsniederschläge (ausgezogene bzw. punktierte Linien) für das westliche und östliche Einzugsgebiet des Rheins in der Schweiz, vom 25. bis 29. März 1985. Die Niederschläge sind vom Ausgabezeitpunkt an in mm akkumuliert dargestellt. Linke Bildspalte : Bodendruckverteilung vom Ausgabetag 00 GMT.

zu hohen Verlagerungsgeschwindigkeiten gerechnet (Ausgabe vom 11. für den 13.4.85, Ausgabe vom 13. für den 15.4.85), d.h. der Niederschlag fiel später als erwartet. Diese Fehlaussage ist häufig auf entsprechende Eigenschaften der numerischen Vorhersagekarten zurückzuführen.


WEST
OST
1010
1020
990
1020
985
1010
1040
1010
1035
1010
1030
1010
1025
50
0
10. 11. 12. 4.85
11. 12. 13. 4.85
12. 13. 14. 4.85
13. 14. 15. 4.85
30
0
14. 15. 16. 4.85
15. 16. 17. 4.85

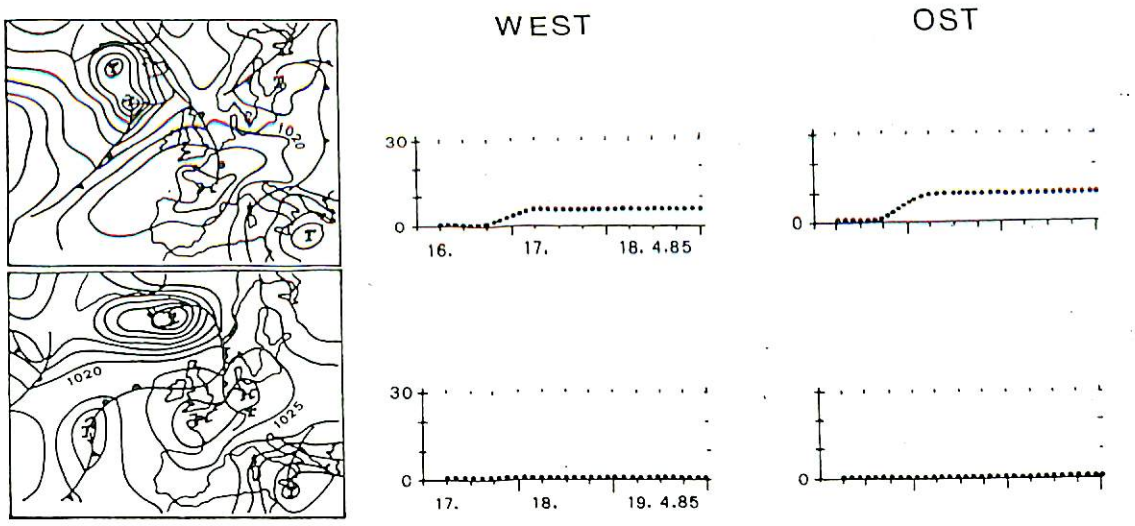


Fig. 2. Dreitägig vorhergesagte und gemessene Gebietsniederschläge (ausgezogene bzw. punktierte Linien) für das westliche und östliche Einzugsgebiet des Rheins in der Schweiz, vom 10. bis 17. April 1985. Die Niederschläge sind vom Ausgabezeitpunkt an in mm akkumuliert dargestellt. Linke Bildspalte : Bodendruckverteilung vom Ausgabetag 00 GMT.

Interessant ist die Wellenbildung im Bereich einer Warmfront über Süddeutschland in der Nacht vom 16. zum 17.4.85 ein. Sie blieb auch vom 16.4.85 aus noch unerkannt. Das Abklingen der Welle konnte hingegen wieder richtig erfasst werden (Ausgabe 17.4.85). Dieses Beispiel vertritt Fälle, für welche die räumlich-zeitliche Auflösung der Messnetze nicht genügt; ein besonders eindrucksvolles Ereignis dieser Art trat am 7./8. August 1978 auf (Grebner, 1980).

DISKUSSION

Menge, Ort, Beginn und Dauer von Niederschlägen sind bis auf weiteres nicht exakt vorhersagbar. Qualitätsbetrachtungen hängen deshalb wesentlich von ihrer Anwendung ab. Die beschriebene Methode ist auf die Anforderung des Abflussmodells Rhein/Rheinfelden, mit nichtlinearem Ansatz im Niederschlag, ausgerichtet. Eine Diskussion sollte dementsprechend eine Sensibiltätsuntersuchung des Abflussmodells beinhalten, mit besonderer Beachtung der verbleibenden räumlich-zeitlichen Scale-Unterschiede zwischen Niederschlagsprognose und Abflussmodell. Diese Untersuchung liegt noch nicht vor. Die folgende Diskussion beschränkt sich somit auf die noch nicht erwähnten Eigenschaften der Prognosenmethode.

Die Methode ist überwiegend diagnostisch und stark abhängig von der Informationsdichte über den Zustand der Atmosphäre zum jeweils betrachteten Zeitpunkt. Die Unsicherheit nimmt also besonders dann, d.h. nach ca. 30 Stunden, zu, wenn die gemessenen Unterlagen (aktuelle Karten) ihren Aussagewert verlieren. Temperatur- und Feuchtefelder müssen dann prognostisch durch Annahmen über ihre Herkunft ins Einzugsgebiet verlagert werden; Fehler der numerischen Vorhersagekarten bezüglich Verlagerungsgeschwindigkeiten und Intensitätsänderungen von Drucksystemen wirken sich dabei unmittelbar auf die Niederschlagsprognose aus. Die seit Beginn der Methode zunehmende Qualität der numerischen Vorhersagekarten verbesserte jedoch solche und eingangs erwähnte Mängel im rein auf prognostische Unterlagen angewiesenen Vorhersageintervall deutlich. Dies äussert sich u.a. darin, dass, auch nach längeren Trockenperioden, nur noch wenige Niederschlagswellen im Einzugsgebiet unerkannt auftreten und, von Zeitfehlern abgesehen, selten Prognosen für Niederschläge gegeben werden, die nicht eintreffen.

Als Vorteile sind die angenähert erfüllten Rahmenbedingungen zu werten. Im

weiteren ist die Methode nicht auf statistische Häufigkeiten angewiesen. Auch grosse Niederschläge können diskret bestimmt werden. Aehnlich wie bei objektiven Verfahren sind im Mittel die Vorhersagen für kleine Mengen zu hoch und für grosse Mengen zu niedrig. Die Gründe unterscheiden sich jedoch von denen der objektiven Verfahren. Bei Wetterlagen mit abflussunwirksam kleinen Niederschlägen wird zur Zeitersparnis meist keine nähere Untersuchung angestellt. Vorhergesagte grosse Mengen laufen Gefahr, "aus Erfahrung" reduziert zu werden. Fehler in der (stündlichen) Intensität sind schwerwiegender als in der Dauer. Synoptisch verhalten sich aber beide Grössen meist invers, sodass sich ihre Fehler teilweise kompensieren. Unsicherheiten können durch die Angabe von 3 Niederschlagsgrenzen aufgefangen und ausgedrückt werden. Die Grenzen werden überwiegend aufgrund der verschiedenen Intensitätsmöglichkeiten variiert, da für die zeitlichen Aussagen, insbesondere für den Niederschlagsbeginn, in der Verlagerung von potentiellen Niederschlagsfeldern weniger häufig mit ausreichender Begründung eingrenzende Bedingungen eingesetzt werden können. Schwer erfassbare Teilberegnungen der Einzugsgebiete, z.B. bei konvektiven Fällen, werden ebenfalls mit Hilfe der 3 Prognosengrenzen berücksichtigt. Allgemein nimmt die Gabelweite der Grenzen mit den Niederschlagsmengen zu. Die resultierenden Abflussgrenzen sind eine erwünschte Zusatzinformation für die Anwendung.

ОПЕРАТИВНОЕ КОЛИЧЕСТВЕННОЕ ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ОСАДКОВ

Для оперативного 3-дневного прогноза осадков для швейцарского бассейна реки Рейн выше Рейнфельдена применяется метод, опирающийся на синоптические рабочие операции и динамические вычислительные приближения. При предположении, что воздух на крупных площадях перемещается по поверхностям с постоянной потенциальной температурой, из наклона поверхностей, поля ветра и профилей температуры и точки росы определяются размер площади и интенсивность ожидаемого поля осадков. Благодаря скорости перемещения с полем давления определены начало, продолжительность и количество этих "адъективных" осадков в бассейне реки.

"Конвективные" осадки вычисляются в случае конвективной инстабильности с помощью метода Парселя, включая простое смешение воздуха облаков с воздухом окружающей среды. Из высоты конвекции и входящего в нее содержания водяного пара с помощью коэффициента редукции к плоскости получаются "конвективные" осадки данного района.

Два примера с интенсивными периодами осадков показывают, что удается учесть вариации осадков в ходе процесса развития погоды. Погрешности вытекают прежде всего из недостаточного учета воздействий стркутры гор, из лишь линейной интерполяции перемещения полей осадков и из сильно уменьшающейся плотности информации при увеличении интервала прогнозирования.

OPERATIONAL, QUANTITATIVE PRECIPITATIONFORECAST

ABSTRACT

For a 3-day operational precipitation forecast covering the Swiss basin of the Rhein a method is used, based on synoptical aspects and dynamical approximative evaluations. Assuming the trajectories of large scale air motion are parallel with surfaces of constant potential temperature, the position, (horizontal) extention and the intensity of the precipitation field are calculated by the gradient of these surfaces, the windfield and the profiles of temperature and

dewpoint. The movement velocity of these precipitation fields together with the pressure field defines the beginning, duration and amount of "advective" precipitation in the basin.

"Convective" precipitation during convective instability is evaluated by the parcel-method with a simply respected entrainment. From the resultant convection depth and the contained precipitable water the "convective" areal precipitation is derived employing an areal reduction factor.

Two examples with periods of partly heavy precipitation show, that precipitation variations during the current weather progress in general can be recognized. Errors are mainly caused by insufficiently respected influence of the Alps, by linearity of movement interpolation of the precipitation fields and by considerably decreasing density of informations with increasing interval of forecast.

KEYWORDS

Precipitation forecast, advective precipitation, convective precipitation, entrainment

LITERATUR

Clauss, J. (1969). Kinematische Studie an einer nahezu adiabatisch-quasistationär driftenden Zyklone. Institut für Meteorologie und Geophysik der Freien Universität Berlin, Meteorologische Abhandlungen, Bd. 110, Heft 1, 61 S.

Coiffier, J.; Decam, D.; Jourdan, R; Lepas, J.; Pham, H.L.; Rousseau,D (1979). Projet Améthyste - Le modèle de prévision en points de grille; Partie dynamique. Note Techn. de L'Etabl. d'Etudes et de Rech. Mét., No. 36 Nouv. sér.

Edelmann, W. (1979). Die Vorhersagemodelle des Deutschen Wetterdienstes. Deutsche Meteorologische Gesellschaft, Fortbildungsveranstaltung über numerische Wettervorhersage, Offenbach a.M., 75-134.

Gerretty, J.P. Jr. (1978). The LFM model - 1976: A documentation. NOAA Technical Memorandum NWS NMC-60. Nat. Met. Center, Washington D.C., 68 pp.

Grebner, D. (1980). Starkregensituation vom 7./8. August 1978 im Schweizer Alpenraum; Entwicklung, Bewertung und Vorhersagbarkeit. Tagungspublikation "Interprävent 1980", Band 1, 215-224.

Grebner, D. (1982). Objektive, quantitative Niederschlagsvorhersagen im Rheingebiet. Stand 1982. Internationale Kommission für die Hydrologie des Rheingebietes, Bericht Nr. 1 (Fig. 4).

Grebner, D. (1985). Niederschlagsprognose, Arbeiten der Abteilung Hydrologie des Geographischen Institutes der ETH-Z. Beiträge zur Geologie der Schweiz - Hydrlogie, Nr. 31, 233-237.

Grebner, D.; Jensen, H. (1979). Der räumlich-zeitliche Ablauf von Niederschlagsfeldern im schweizerischen Rheingebiet. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich, Nr. 41, 45-57.

Jensen, H. (1976). Kurz-, mittel- und langfristige Prgnosen für den Rhein bei Rheinfelden. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der ETH Zürich, Bericht Nr. 100.24/25.

Jensen, H. (1980). Abflussvorhersagen in der Schweiz. Schriftenreihe des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Heft 51, 127-140.

Lepas, J; Le Goff, G; De Moor, G.; Musson Genon, L, Pierrard, M.C.; Rocafort, J-P.; Rousseau, D (1979). Projet Améthyste - Le modèle de prévision; Partie physique. Note Techn. de L'Etabl. d'Etudes et de Rech. Mét., No. 37 N.s..

Newell, J.E.; Deaven, D.G. (1981). The LFM-II model 1980. NOAA Technical Memorandum NWS NMC-66. Nat. Met. Center, Washington D.C., 20 pp.

Sela, J.G. (1980). Spectral modeling at the National Meteorological Center. Mon. Weath. Rev., 108(9), 1279-1292.

Tiedtke, M. (1984). Das Vorhersagemodell. Promet 1/84, 16-23.

VAW (1979). Jahresbericht der VAW. Versuchanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich, (Abb. S. 38).

Papers falling outside conference themes

Beitrage ausserhalb der konferenzthemen

Внетематические доклады

DIE DONAU UND IHR EINZUGSGEBIET
— EINE HYDROLOGISCHE MONOGRAPHIE —

H. Schiller

Дунай и его бассейн
Гидрологическая монография

Г. Шиллер

ZUSAMMENFASSUNG

In jahrelanger internationaler Zusammenarbeit zwischen den acht Anliegerstaaten der Donau ist eine hydrologische Monographie über diesen großen europäischen Strom und sein Einzugsgebiet entstanden. Ziel bei ihrer Aufstellung war es, sowohl dem Geographen als auch dem wasserwirtschaftlich tätigen Ingenieur wie auch dem mathematisch-naturwissenschaftlich arbeitenden Hydrologen eine umfassende Übersicht zu vermitteln. Dies geschieht mit einer ausführlichen physisch-geographischen und wasserwirtschaftlichen Charakteristik, einer Darstellung des hydrologischen Regimes der Donau und ihrer wichtigsten Nebenflüsse aus den Beobachtungsdaten von 48 Pegeln sowie einer Wasserbilanz. Die Monographie besteht aus 3 Teilen: einem Textband mit zahlreichen Graphiken und Tabellen über die wichtigsten hydrologischen Parameter, einem Tabellenband mit den Beobachtungsdaten der Pegel sowie einer Mappe mit 7 Karten, davon 3 Isolinienkarten für die Wasserbilanzelemente.

Р е з ю м е

На основе многолетнего международного сотрудничества Придунайских стран стало возможно опубликовать гидрологическую монографию об одной из крупнейших рек Европы: Дунай и его бассейн. Монография дает обширный обзор о гидрологии Дуная и предназначена для географов, инженеров, работающих в области водного хозяйства и гидрологов, занимающихся научно-математическими вопросами. Представлены физико-географические и водохозяйственные характеристики, гидрологический режим Дуная и его главных притоков на основе данных наблюдений 48 водомерных постов и водного баланса. Монография состоит из трех частей: первая часть содержит текст с многочисленными графиками и таблицами основных гидрологических характеристик, вторая - таблицы данных наблюдений водомерных постов и третья - папку с семью картами, включая три карты изолиний для элементов водного баланса.

1. DIE ENTSTEHUNG DER MONOGRAPHIE

Es war eine der Zielsetzungen der Internationalen Hydrologischen Dekade (IHD) der UNESCO (1965-1975), die regionale internationale Zusammenarbeit auf dem Gebiet der Hydrologie zu fördern. Die ersten Initiativen zur Ausarbeitung einer umfassenden hydrologischen Monographie des Donaugebietes sind in den Jahren 1970/71 vom jugoslawischen Nationalkomitee für die IHD ausgegangen. Für die internationale Zusammenarbeit bildeten sich zwei Gruppen. Sie erfolgte

- in der SR Rumänien, der SFR Jugoslawien, Österreich und der Bundesrepublik Deutschland unter Leitung der Nationalkomitees für das IHP;
- in der UdSSR, der VR Bulgarien, der Ungarischen VR und der CSSR im Rahmen der Arbeitsgruppe für Wissenschaftliche Hydrologie des Donaueinzugsgebietes bei der Donaukommission unter Mitwirkung der Nationalkomitees für das Internationale Hydrologische Programm IHP der UNESCO.

Als Koordinatoren wirkten das Nationalkomitee der SFR Jugoslawien und die Forschungsanstalt für Wasserwirtschaft VUVH Bratislava.

Die Methodik für die Aufstellung der Monographie einschließlich der Auswahl der Pegel war bis zum Jahre 1975 ausgearbeitet und verabschiedet worden. Es wurde folgender Inhalt vorgesehen:

- Teil 1 Texte
  - Kapitel I Physisch-geographische und wasserwirtschaftliche Beschreibung des Donaugebietes
  - Kapitel II Das Hydrologische Regime der Donau und ihrer wichtigsten Nebenflüsse
  - Kapitel III Wasserbilanz des Donaugebietes
- Teil 2: Tabellen mit Beobachtungswerten der Pegel
- Teil 3: Karten

Entsprechend dieser Methodik wurden von den einzelnen Staaten Landesbeiträge erstellt. Die Verarbeitung dieser Beiträge zu einer einheitlichen Monographie geschah dann im Rahmen einer internationalen Arbeitsteilung:

- Der Koordinator VUVH Bratislava erarbeitete Entwürfe zu den Kapiteln I und III sowie den Entwurf der Isolinienkarten für die drei Wasserbilanzelemente Niederschlag, Verdunstung und Abfluß einschließlich der Abstimmung der Isolinien an den Staatsgrenzen.
- Das Forschungszentrum für Wasserwirtschaft VITUKI in Budapest besorgte den Druck der Isolinienkarten und bearbeitete die in der Monographie enthaltene Wasserbilanz auf der Basis dieser Isolinienkarten.
- Der Koordinator in Belgrad erarbeitete Entwürfe zu Kapitel II und stellte die Tabellen für den Teil 2 zusammen.

- Österreich stellte in erster Linie die physisch-geographischen Karten (Topographie, Geologie, Vegetation, mittlere Temperaturen) bereit.
- Die Bundesrepublik Deutschland (Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft) übernahm die redaktionelle Bearbeitung der Monographie einschließlich einer gründlichen Überarbeitung der meisten Entwurfsunterlagen sowie den Druck der Ausgabe in deutscher Sprache.
- Die UdSSR führt die Bearbeitung und den Druck der Ausgabe in russischer Sprache durch.

2. INHALT DER MONOGRAPHIE

2.1 Physisch-geographische und wasserwirtschaftliche Beschreibung

Das Kapitel I enthält umfassende Beschreibungen über die Topographie, die Geologie, die Böden, die Vegetation, die klimatischen Verhältnisse und das Gewässernetz. Es schließt mit einem Überblick über die Entwicklung der wasserbaulichen Arbeiten. Als bemerkenswert ist hervorzuheben, daß im Donaugebiet außer zahlreichen Flußregulierungen, Ent- und Bewässerungen bereits Wasserspeicher mit einem Nutzraum von rd. 8 Milliarden m^3 gebaut worden sind.

2.2 Das Hydrologische Regime

Im Kapitel II wird das hydrologische Regime der Donau und ihrer bedeutendsten Nebenflüsse an Hand der Beobachtungsdaten von 48 Pegeln dargestellt, von denen 24 Stationen an der Donau selbst liegen (Abb. 1). Als gemeinsame Beobachtungsperiode wurde die Jahresreihe 1931/7o festgesetzt, wobei allerdings einige wenige Ausnahmen zugelassen werden mußten.

Ausgangswerte aller hydrologischen Untersuchungen sind die gemessenen Wasserstände. Der Jahresgang der maximalen, mittleren und minimalen Wasserstände läßt die Stabilität des jeweiligen Pegelquerschnittes erkennen (Abb. 2). Die mittleren Abflußverhältnisse sind nicht nur in ihren Mittelwerten dargestellt. Es wurden auch die Schwankungsbreiten mit den jeweiligen Wahrscheinlichkeiten ermittelt (Abb. 5). Bei den Hoch- und Niedrigwasserverhältnissen wird die Dokumentation extremer Abflußperioden (Abb. 6) ebenfalls durch statistische Analysen ergänzt (Abb. 7). Es wurde großer Wert darauf gelegt, die Ergebnisse soweit möglich dimensionslos in Tabellen und Graphiken darzustellen (z.B. Tab. 1, Abb. 4, 5, 8, 9). Sie vermitteln eine gute Übersicht über Abflußverhältnisse an der Donau und ihren wichtigsten Nebenflüssen. Darüber hinaus wurden für alle Zeitreihen jeweils auch der Variationskoeffizient Cv und die Schiefe Cs berechnet, so daß insgesamt eine gute Datengrundlage auch für Vergleiche mit anderen Einzugsgebieten geschaffen wurde.

2.3 Wasserbilanz

Die Aufstellung einer Wasserbilanz ist eines der wichtigsten Ziele jeder grundlegenden hydrologischen Untersuchung. Daß es gelungen ist, für ein Einzugsgebiet von 817 ooo km^2 über zahlreiche Staatsgrenzen hinweg eine Wasserbilanz aufzustellen, ist wohl die eindruckvollste Leistung dieser Monographie. Es

...

war ursprünglich vorgesehen, die Wasserbilanz aus Teilbilanzen der einzelnen Länder zu bilden. Da sich aber vor allem bei der Abstimmung der vielen von Staatsgrenzen durchschnittenen Teileinzugsgebiete größere Probleme ergaben, wurde übereingekommen, sie aus den gemeinsam erarbeiteten Isolinienkarten 1:2 Mio von Niederschlag, Abfluß und Verdunstung abzuleiten. Das Ergebnis dieser von Ungarn durchgeführten Untersuchung kann - bezogen auf die im Meßwesen und der Datenauswertung erreichbare Genauigkeit - als günstig bezeichnet werden. Die relativen Abweichungen zwischen den aus den Isolinienkarten ermittelten und den an den Donaupegeln gemessenen Abflüssen sind kleiner als $\pm$ 5 % (siehe Tab. 2). Der mittlere absolute Schlußfehler |d| aus den insgesamt 47 abgegrenzten Teileinzugsgebieten des Donaugebietes beträgt 3 %. ($d = \frac{P - (E+R)}{P} \cdot 100$ wobei P = Niederschlag, E = Verdunstung, R = Abfluß in mm/Jahr).

Dieses Ergebnis zeigt zugleich, daß die Isolinienkarten der langjährigen mittleren Niederschlags-Verdunstungs- und Abflußhöhen die räumliche Verteilung der drei Wasserbilanzelemente in gegenseitiger Übereinstimmung und mit guter Genauigkeit wiedergeben. Das Kapitel III enthält auch eine Wasserbilanz nach Staatsgebieten.

2.4 Tabellen und Karten

Die Beobachtungswerte der 48 Pegel sind in einem Tabellenband zusammengestellt. Die Tabellenköpfe sind zweisprachig in deutsch und in russisch gestaltet. Die 4 allgemeinen Karten werden zusammen mit den Isolinienkarten der drei Wasserbilanzelemente und einer Übersichtskarte über die Aufteilung des Donaugebietes in die Bilanzgebiete in einer Kartenmappe zusammengestellt.

3. REPRÄSENTATIVE PUBLIKATION

Die Monographie soll auch in etwas gekürzter Form in den 4 Sprachen der UNO veröffentlicht werden. Diese Repräsentative Publikation wird von der Forschungsanstalt für Wasserwirtschaft VUVH Bratislava vorbereitet und durchgeführt.

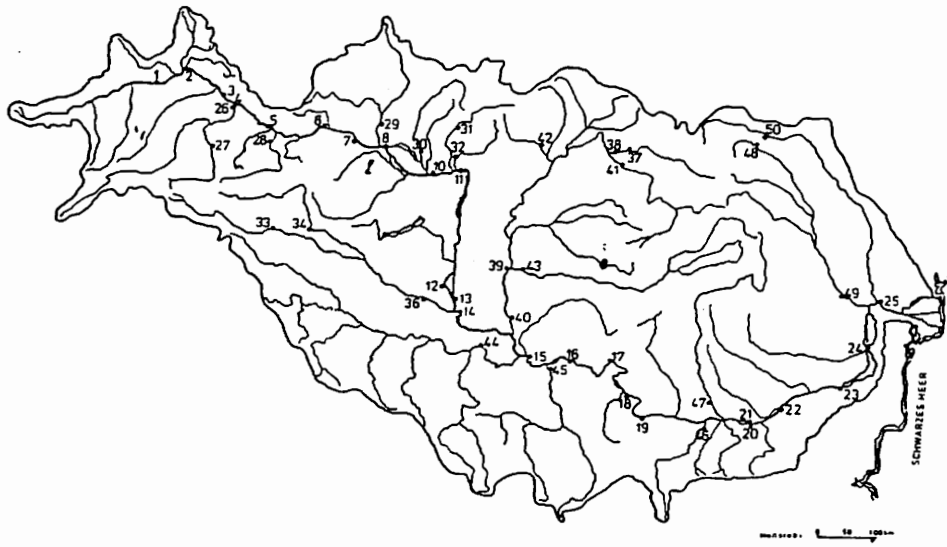


Abb. 1 Übersichtsplan mit Pegelstellen

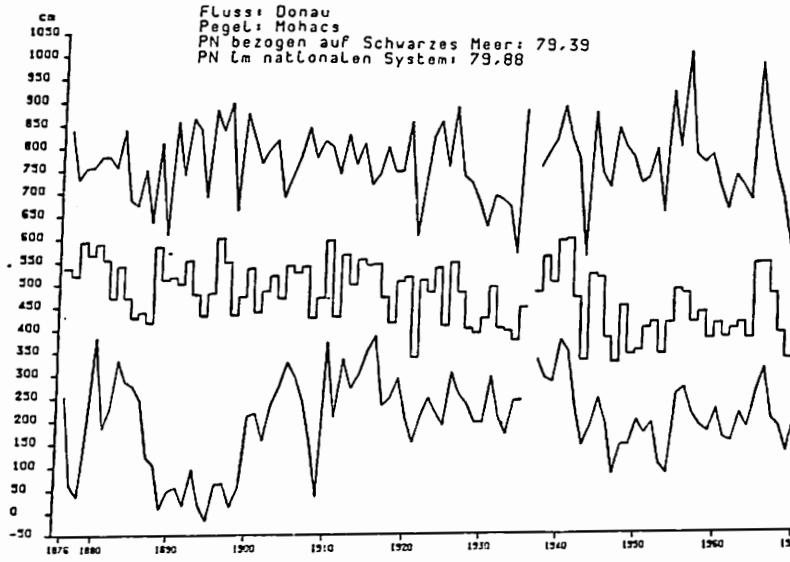


Abb. 2 Maximale, mittlere und minimale Jahreswasserstände

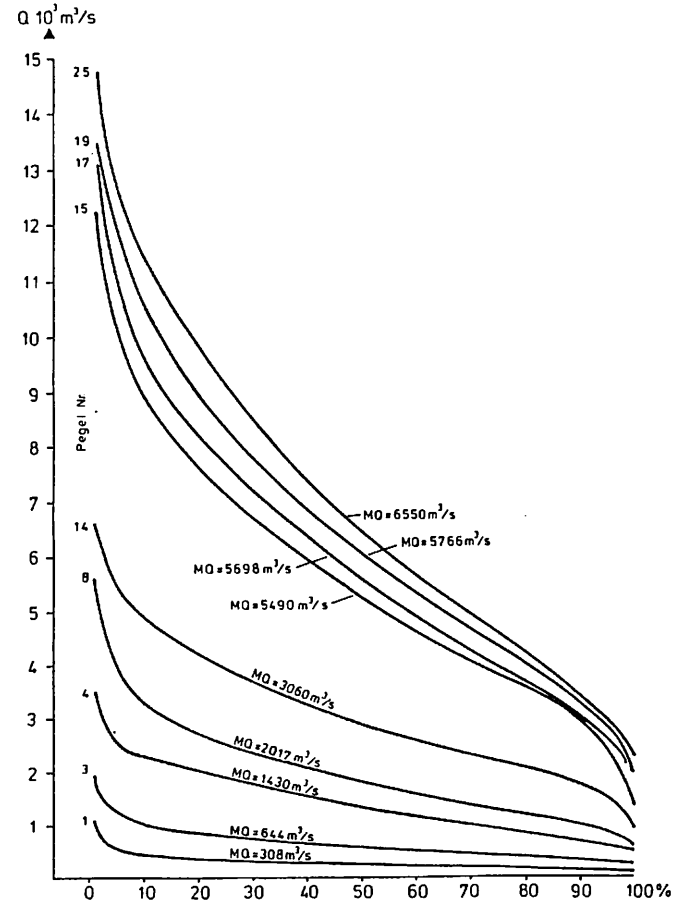


Abb. 3 Dauerlinien ausgewählter Donaupegel

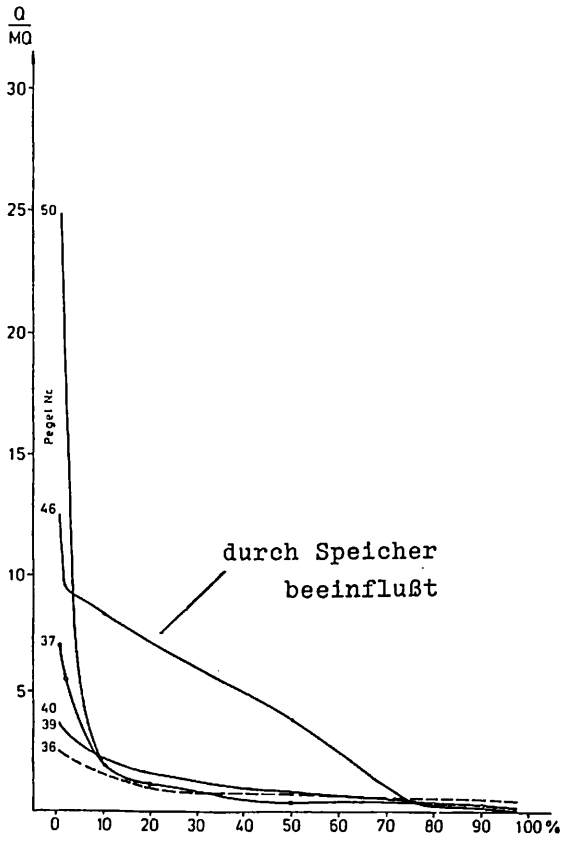
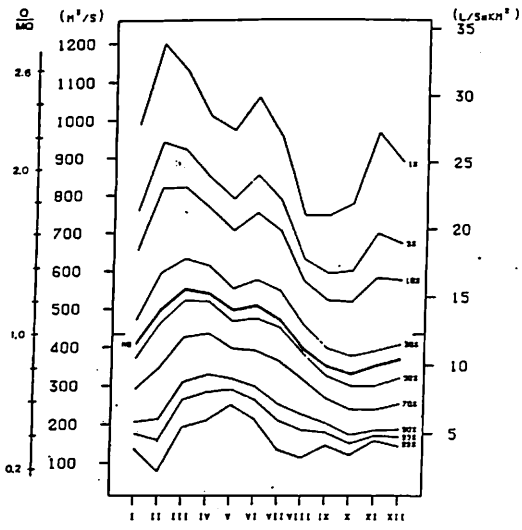
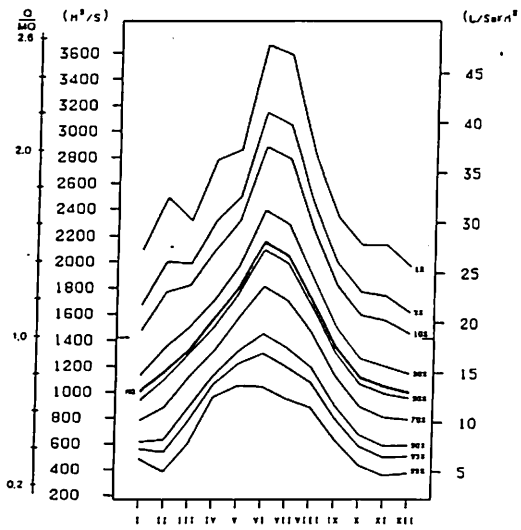


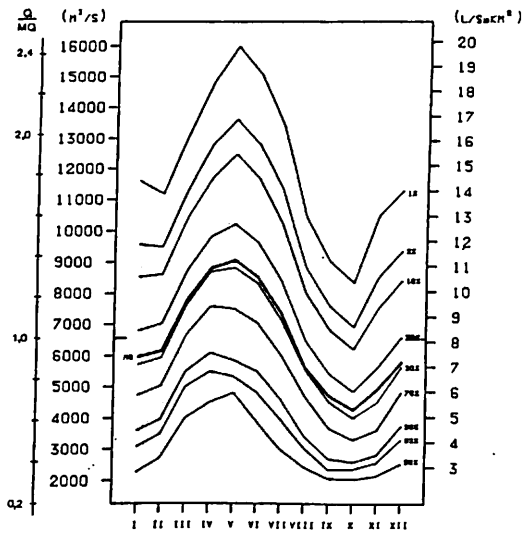
Abb. 4 Normierte Dauerlinien ausgewählter Pegel an den Nebenflüssen



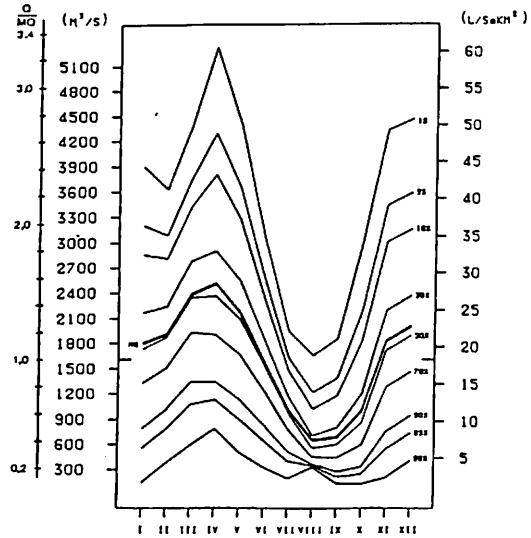
Pegel Regensburg
Fluss Donau
Periode 1931 1970



Pegel Achleiten
Fluss Donau
Periode 1931 1970



Pegel Ceatal Izmail
Fluss Donau
Periode 1931 1970



Pegel Sr. Mitrovica
Fluss Save
Periode 1931 1970

Abb. 5 Wahrscheinlichkeit der Monatsmittel

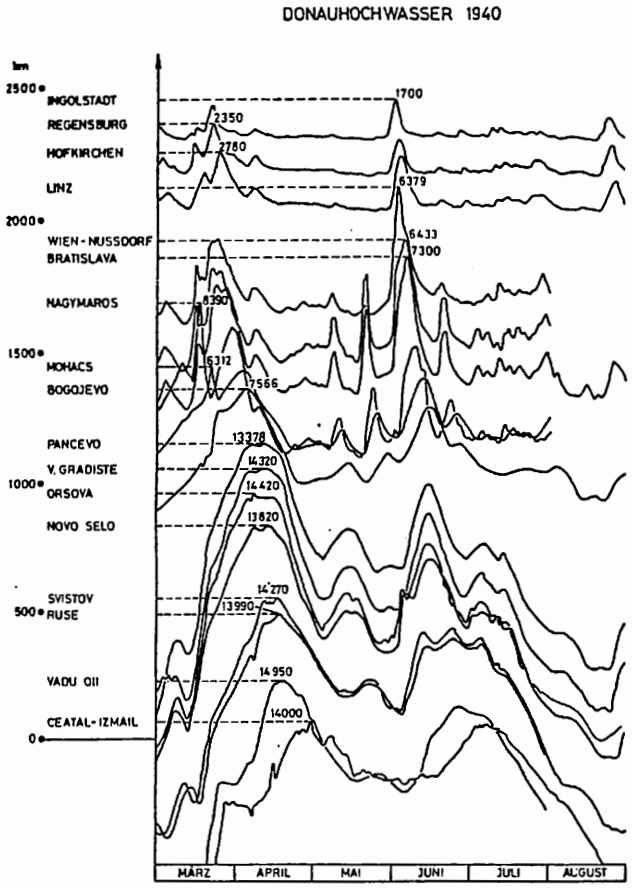


Abb. 6 Hochwasserwellenplan

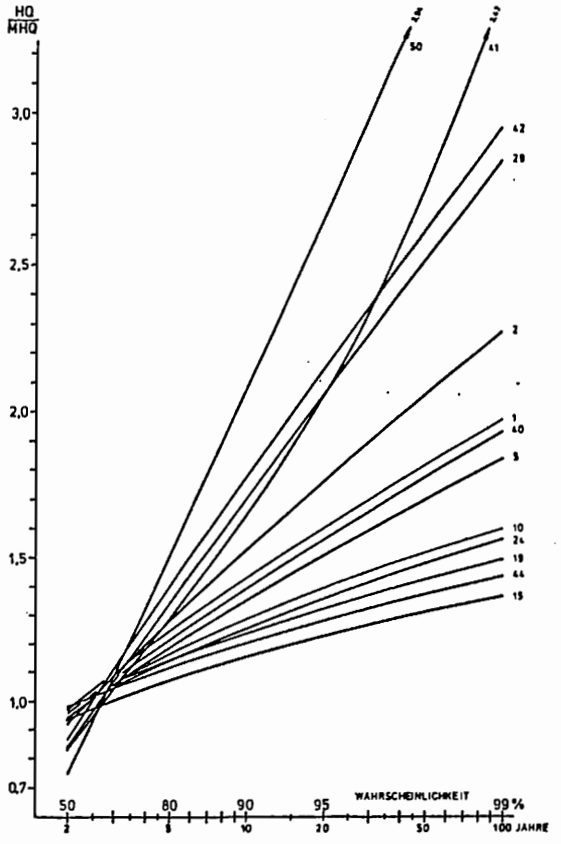


Abb. 7 Normierte Verteilungsfunktionen ausgewählter Pegel (Hochwasser)

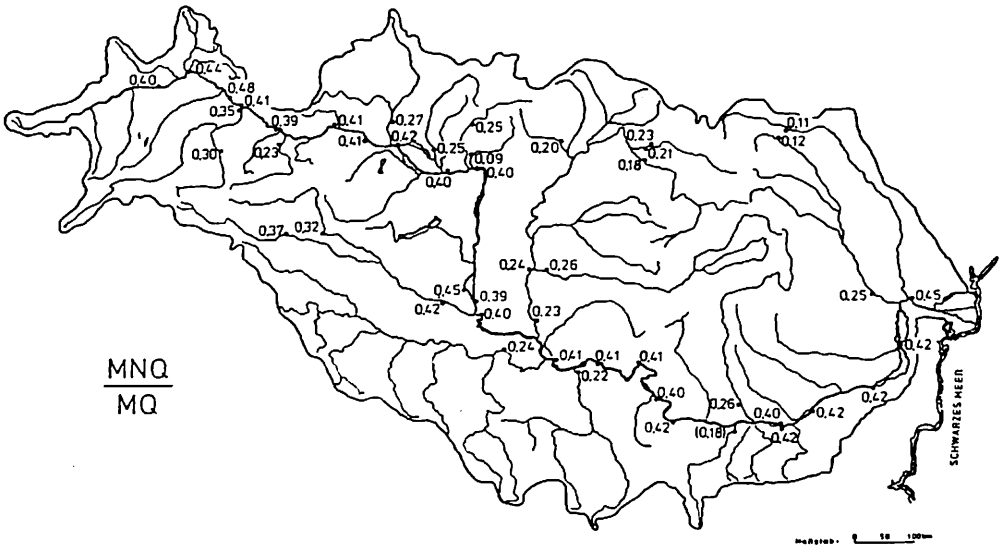


Abb. 8 Übersichtslageplan mit Verhältniswerten MNQ : MQ

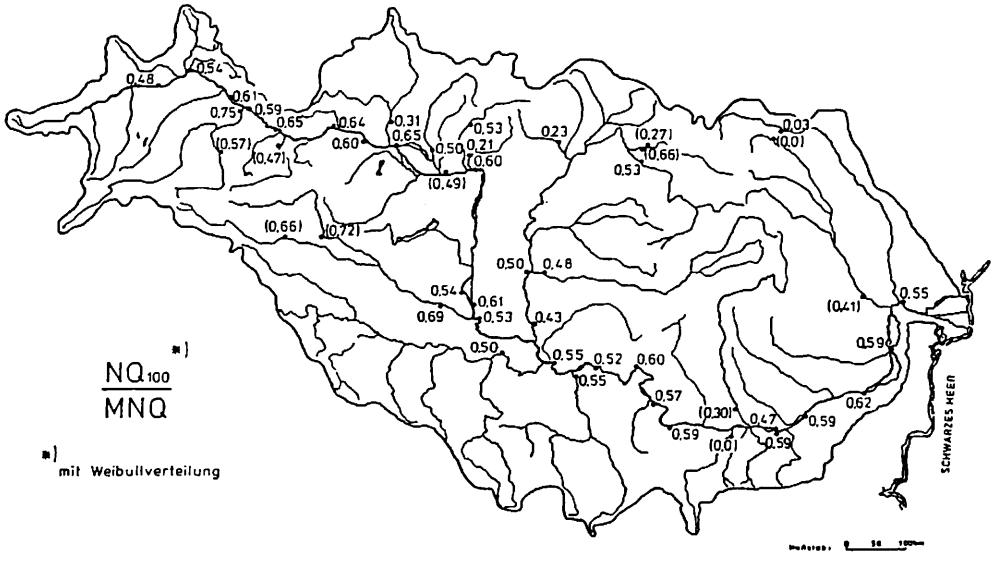


Abb. 9 Übersichtslageplan mit Verhältniswerten NQ_{100} : MNQ

Tab. 1 Charakteristische Werte aus der Beobachtungsperiode

Nr.	Pegel/Fluß	Jahresreihe von/bis	A_{Eo} km²	MQ m³/s	Mq l/s·km²	Abflußhöhe mm	C_v	C_s	MHQ m³/s	MHq l/s·km²	MHQ/MQ	MNQ m³/s	MNq l/s·km²	MNQ/MQ
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Ingolstadt/Donau	1931-70	20 001	308	15,4	486	0,22	0,36	1 084	54,2	3,52	123	6,15	0,40
2	Regensburg/Donau	1931-70	35 399	435	12,3	388	0,24	0,32	1 468	41,5	3,37	193	5,45	0,44
3	Hofkirchen/Donau	1931-70	47 496	645	13,6	428	0,22	0,33	1 864	39,2	2,89	307	6,46	0,48
4	Achleiten/Donau	1931-70	76 597	1 430	18,7	589	0,17	0,25	4 163	54,3	2,91	583	7,60	0,41
5	Linz/Donau	1931-70	79 490	1 509	19,0	599	0,17	0,20	4 279	53,8	2,84	593	7,46	0,39
6	Stein-Krems/Donau	1931-70	96 045	1 864	19,4	612	0,17	0,34	5 426	56,5	2,91	773	8,05	0,41
7	Wien-Mußdorf/Donau	1931-70	101 700	1 943	19,1	603	0,17	0,30	5 500	54,1	2,83	804	7,90	0,41
8	Bratislava/Donau	1931-70	131 338	2 020	15,4	485	0,18	0,39	5 750	43,8	2,85	844	6,43	0,42
10	Dunaalmas/Donau	1948-70	171 720	2 314	13,5	425	0,17	0,48	5 703	33,2	2,46	924	5,38	0,40
11	Nagymaros/Donau	1931-70	183 534	2 379	13,0	409	0,18	0,45	5 556	30,3	2,34	956	5,21	0,40
12	Mohacs/Donau	1931-70	209 064	2 389	11,4	360	0,22	0,50	5 095	24,4	2,13	1 068	5,11	0,45
13	Berdan/Donau	1931-70	210 250	2 479	11,8	372	0,20	0,47	4 924	23,4	1,99	976	4,64	0,39
14	Bogojevo/Donau	1931-70	251 593	3 060	12,2	384	0,19	0,51	5 795	23,0	1,89	1 231	4,89	0,40
15	Pancevo/Donau	1931-70	525 009	5 490	10,4	330	0,19	0,60	10 072	19,2	1,83	2 242	4,27	0,41
16	V.Gradiste/Donau	1931-70	570 375	5 745	10,1	318	0,19	0,62	10 636	18,6	1,85	2 383	4,17	0,41
17	Orsova/Donau	1931-70	576 232	5 699	9,9	312	0,19	0,69	10 631	18,4	1,87	2 334	4,05	0,41
18	Nova Sela/Donau	1937-70	584 900	5 842	10,0	315	0,20	0,48	10 677	18,3	1,83	2 334	3,99	0,40
19	Loc/Donau	1941-70	588 860	5 766	9,8	309	0,20	0,60	10 534	17,9	1,83	2 417	4,10	0,42
20	Svistov/Donau	1931-70	650 340	6 175	9,5	300	0,19	0,58	11 019	16,9	1,78	2 602	4,00	0,42
21	Zlamicea/Donau	1931-70	658 400	6 152	9,3	295	0,19	0,51	11 090	16,8	1,80	2 489	3,77	0,40
22	Ruse/Donau	1931-70	669 900	6 264	9,3	295	0,19	0,58	11 037	16,5	1,76	2 646	3,94	0,42
23	Silistra/Donau	1941-70	689 700	6 300	9,1	288	0,20	0,58	10 952	15,9	1,74	2 632	3,81	0,42
24	Vadu Oii/Donau	1931-70	709 100	6 216	8,7	277	0,20	0,56	10 812	15,2	1,74	2 621	3,70	0,42
25	Ceatal Izmail/Donau	1931-70	807 000	6 550	8,1	256	0,20	0,55	10 621	13,2	1,62	2 934	3,63	0,45
26	Passau Ingling/Inn	1931-70	26 084	743	28,6	898	0,14	0,40	2 983	114	4,01	257	9,85	0,34
27	Salzburg/Salzach	1951-70	4 427	181	40,9	1 289	0,14	0,35	1 003	227	5,54	54,1	12,22	0,30
28	Steyr/Enns	1951-70	5 915	200	33,8	1 066	0,19	0,32	1 297	219	6,49	46,8	7,91	0,23
29	Moravsky Jan/March	1931-70	24 129	110	4,6	144	0,37	0,84	629	26,1	5,72	29	1,21	0,27
30	Sala/Vah	1931-70	10 620	152	14,3	452	0,22	0,12	1 048	98,7	6,89	38	3,58	0,25
31	Breny/Hron	1931-70	3 821	50	13,1	413	0,29	0,30	381	99,7	7,62	13	3,40	0,25
32	Ipelsky Sokolec/Ipel	1931-70	4 838	21	4,34	137	0,50	0,55	208	43,0	9,90	1,9	0,38	0,09
33	Neubruecke/Drau	1951-70	10 415	266	25,5	806	0,17	1,17	(910)	(87,4)	(3,42)	98,3	9,44	0,37
34	Landscha/Mur	1951-70	8 340	143	17,1	541	0,18	1,32	610	73,1	4,27	46,3	5,55	0,32
36	Donji Miholjac/Drau	1931-70	37 142	554	14,9	471	0,19	0,75	1 341	36,1	2,42	235	6,32	0,42
37	Vilok/Theiß	1954-70	9 140	216	23,6	745	0,27	-0,01	2 163	237	10,0	49	5,35	0,23
38	Tiszabecs/Theiß	1938-58	9 707	189	19,5	614	0,39	1,33	1 815	187	9,60	39,6	4,08	0,21
39	Szeged/Theiß	1931-70	138 408	813	5,88	185	0,38	1,39	2 298	16,6	2,83	192	1,38	0,24
40	Senta/Theiß	1931-70	141 715	766	5,40	170	0,35	1,28	2 119	15,0	2,76	174	1,22	0,23
41	Csenger/Szamos	1931-70	15 283	127	8,31	262	0,35	1,48	879	57,5	6,92	22,8	1,49	0,18
42	Felsözsolca/Sajo	1931-70	6 440	31,2	4,84	153	0,47	0,64	229	35,6	7,34	6,2	0,95	0,20
43	Mako/Maros	1931-70	30 149	175	5,80	183	0,37	1,46	710	23,5	4,06	46	1,53	0,26
44	Sr. Mitrovica/Save	1931-70	87 996	1 613	18,33	578	0,21	0,72	4 272	48,5	2,65	390	4,43	0,24
45	Lj.Most/V. Morava	1931-70	37 320	238	6,38	201	0,34	1,21	1 302	34,9	5,47	52	1,38	0,22
46	Orahovica/Iskar	1955-70	8 170	59,5	7,11	224	0,33	0,56	423	50,5	7,11	10,7	1,28	0,18
47	Stoenesti/Olt	1959-70	22 683	162	7,14	225	0,29	1,47	988	43,5	6,09	41,7	1,83	0,26
48	Storozinec/Siret	1953-70	672	5,5	8,18	258	0,41	1,54	186	277	33,8	0,66	0,98	0,12
49	Lungoci/Siret	1950-70	36 036	172	4,77	149	0,41	1,76	1 091	30,3	6,34	43,4	1,20	0,25
50	Cernovci/Prut	1931-70	6 890	61	8,85	279	0,38	0,88	1 213	176	19,9	7,00	1,02	0,11

Tab. 2 Vergleich der gemessenen Abflüsse an den Donaupegeln mit den aus der Isolinienkarte ermittelten Abflüssen

Pegel				oberhalb des Pegels liegender Bilanzquerschnitt			unterhalb des Pegels liegender Bilanzquerschnitt			Abfluß am Pegel		
Nr.	Name	Einzugsgebiet A_p		Symbol	Einzugsgebiet	Abfluß	Symbol	Einzugsgebiet	Abfluß	interpoliert	gemessen	relative Abweichung
		planimetr. (Karte III/4)	offiziell (Tab.2.2)	S(i)	A_o	Q_o	S(i)	A_u	Q_u	Q_b *	Q_g	p **
(Tab.2.2)				(Tab.3.2)	(Tab.3.2)	(Tab.3.2)	(Tab.3.2)	(Tab.3.2)	(Tab.3.2)		(Tab.II/3)	
		km^2	km^2		km^2	m^3/s		km^2	m^3/s	m^3/s	m^3/s	%
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	Ingolstadt	21 268	20 001	S2	20 052	291	S3	27 666	347	300	308	-2,62
2	Regensburg	36 415	35 399	S4	33 311	399	S5	39 514	467	433	435	-0,46
3	Hofkirchen	48 139	47 496	S6	47 883	630	S7	51 624	679	633	645	-1,86
4	Achleiten	78 600	76 653	S8	78 600	1 421	S9	86 214	1 584	1 421	1 430	-0,63
5	Linz	81 480	79 490	S8	78 600	1 421	S9	86 214	1 584	1 483	1 509	-1,72
6	Stein-Krems	97 658	96 045	S10	92 154	1 775	S11	106 266	1 909	1 827	1 864	-1,98
7	Wien-Nußdorf	103 034	101 700	S10	92 154	1 775	S11	106 266	1 909	1 878	1 943	-3,35
8	Bratislava	133 899	131 338	S12	133 899	2 033	S15	168 882	2 269	2 033	2 020	+0,64
10	Dunaalmas	174 809	171 720	S16	174 297	2 296	S17	175 741	2 299	2 297	2 314	-0,73
11	Nagymaros	186 037	183 534	S20	185 717	2 368	S21	196 186	2 386	2 369	2 379	-0,42
12	Mohàcs	213 363	209 064	S22	211 315	2 425	S23	218 338	2 439	2 429	2 389	+1,67
13	Bezdân	214 579	210 250	S22	211 315	2 425	S23	218 338	2 439	2 432	2 479	-1,90
14	Bogojevo	260 948	251 593	S24	260 148	3 016	S25	265 530	3 026	3 017	3 060	-1,41
15	Pancevo	529 476	525 009	S28	529 156	5 505	S29	533 488	5 512	5 506	5 490	+0,29
16	V. Gradiste	576 969	570 375	S30	571 721	5 774	S31	598 960	5 914	5 801	5 745	+0,97
17	Orsova	579 401	576 232	S30	571 721	5 774	S31	598 960	5 914	5 813	5 699	+2,00
18	Novo Selo	584 809	584 900	S30	571 721	5 774	S31	598 960	5 914	5 841	5 842	-0,02
19	Lom	596 048	588 860	S30	571 721	5 774	S31	598 960	5 914	5 899	5 766	+2,31
20	Svistov	658 228	650 340	S36	655 636	6 320	S37	673 620	6 394	6 331	6 175	+2,53
21	Zimnicea	658 228	658 400	S36	655 636	6 320	S37	673 620	6 394	6 331	6 152	+2,91
22	Ruse	677 000	669 900	S38	677 000	6 401	S39	680 938	6 404	6 401	6 264	+2,19
23	Silistra	697 328	689 700	S40	692 752	6 475	S41	709 325	6 486	6 478	6 300	+2,83
24	Vadu Oii	719 630	709 100	S42	719 630	6 534	S43	726 555	6 534	6 534	6 216	+5,16
25	Ceatal Izmail	808 180	807 000	S46	802 036	6 854	S47	817 000	6 857	6 855	6 550	+4,66

* $Q_b = Q_o + (Q_u - Q_o) \frac{A_p - A_o}{A_u - A_o}$

** $p = \frac{Q_b - Q_g}{Q_g} \cdot 100$

HOCHWASSERVORHERSAGEN IM RHEINGEBIET NACH ERHEBUNGEN DER INTERNATIONELEN KOMMISSION FUR DIE HYDROLOGIE DES RHEINGEBIETES (KHR)

Dr. H.G. Mendel
Bundesanstalt für Gewässerkunde
Koblenz

1. Zur Arbeit der KHR

Ebenso wie im Donaugebiet besteht auch im Rheingebiet eine internationale Zusammenarbeit der Hydrologen. Diese wurde auf Anregung der Unesco im Rahmen der Internationalen Hydrologischen Dekade als "Internationale Kommission für die Hydrologie des Rheingebietes" (KHR) im Jahre 1970 gegründet.

Ziele der KHR sind

- Erleichterung des Daten- und Informationsaustausches (z.B. aktuelle Daten und Vorhersagen),
- Vereinheitlichung der Datengrundlage und
- Austausch von Forschungsergebnissen.

Ihr ständiges Sekretariat befindet sich in Den Haag/Niederlande. Es betreut folgende Arbeitsgremien:

- Arbeitsgruppe "Standardisierung und Verarbeitung der Daten"
  Ihre Aufgabe ist die Abstimmung der Abflußermittlung in Grenzabschnitten des Rheins und seiner Nebenflüsse, die Auswahl eines Meßnetzes zur repräsentativen Beschreibung der hydrologischen Situation im Rheingebiet mit einheitlicher Meßstellenbeschreibung, die Auswahl von charakteristischen hydrologischen Parametern, die Erstellen einer Übersicht über wichtige Meßstellen im Rheingebiet und die Erfassung von Methoden der Hoch- und Niedrigwasserwahrscheinlichkeit.

- Arbeitsgruppe "Hydrologische Vorhersagen"
  Ihre Aufgabe ist die Zusammenstellung aller Wasserstands- und Abflußvorhersagemodelle im Rheingebiet einschließlich Beschreibung der

angewandten Methoden, die Erarbeitung von Vorschlägen über Daten- und Informationsfluß für länderübergreifende Vorhersagen, eine Beschreibung der Kosten-Nutzen-Analyse von Niedrigwasservorhersagen und von quantitativen Niederschlagsvorhersagen.

- Rapporteure zu den Themen Repräsentativgebiete (Erhebung der Gebiete), Gebietsniederschläge (Erfassung der Verfahren für den aktuellen Austausch von Gebietsniederschlagsdaten) und Bibliographie (Literaturerfassung). Das Thema Hoch- und Niedrigwasserwahrscheinlichkeit (Erfassung der Verfahren) wird im Rahmen der Arbeitsgruppe "Standardisierung und Verarbeitung der Daten" von einem Rapporteur bearbeitet.

Die Arbeitsergebnisse dieser Gremien sind in zehn Publikationen zusammengefaßt, die ab 1978 erschienen sind.

Große Aufmerksamkeit und eine weite Verbreitung fand dabei die aufwendig gestaltete Monographie "Das Rheingebiet", die sich aus drei Teilen: Text, Tabellen und Karten/Diagramme zusammensetzt.

Die weiteren Publikationen erschienen entweder unter der Schirmherrschaft der KHR:

- Quanitative Analyse der Abflüsse
- Die Hochwasser an Rhein und Mosel im April und Mai 1983

oder es handelt sich um offizielle KHR-Publikationen:

- Objektive, quantitative Niederschlagsvorhersagen im Rheingebiet
- Die Trocken- und Niedrigwasserperiode 1976
- Zusammenstellung hydrologischer Untersuchungsgebiete im Rheingebiet
- Beschreibung von Wasserstands- und Abflußvorhersagen im Rheingebiet
- Berechnungng von Hoch- und Niedrigwasserwahrscheinlichkeiten im Rheingebiet
- Abflußermittlung im Rheingebiet im Bereich der Landesgrenzen
- Hydrologische Bibliographie über das Rheingebiet.

Die beiden Veröffentlichungen über Vorhersagemodelle sowie über Hoch- und Niedrigwasserwahrscheinlichkeit stimmen thematisch mit dieser Konferenz der Donauländer überein, sodaß eine Erläuterung der betreffenden Arbeiten der KHR für Sie von Interesse sein kann.

Bei der Bearbeitung des ersten Themas gehen wir von der Frage aus, wann der Abfluß an einem bestimmten Pegel einen bestimmten Wert erreicht.

Die hier angewandte Ursache-Wirkung Beziehung nennt man Echtzeit-Vorhersagemodell. Sie überstreicht eine Zeitspanne, die in erster Näherung der Fließzeit des Niederschlagswassers, ggfs. verlängert um die Zeit der Niederschlagsvorhersage, entspricht.

Verläßt man diese erste Bestimmtheitsgrenze - sie erstreckt sich selbst in großen Flußgebieten kaum über eine Woche -, so verbleiben dem Hydrologen eigentlich nur unbefriedigende Beziehungen zwischen Hoch- und Niedrigwassergeschehen einerseits und irgendwelchen verursachenden Größen wie Gebietseigenschaften, mittlerer Abfluß und Korrelationskoeffizienten.

Damit ist der Schritt zur wahrscheinlichkeitstheoretischen Interpretation des Abflusses vorgezeichnet. Wir fragen jetzt nicht mehr danach, wann der betreffende Abfluß eintreten wird, sondern mit welcher Wahrscheinlichkeit dies in einer bestimmten Zeitspanne im Langzeitmittel geschieht.

Mit der Veröffentlichung der Monographie im Jahre 1978 waren aus dem Rheingebiet sechs mathematische Konzeptmodelle bekannt, die bis dahin zur operationellen Wasserstands- und Abflußvorhersage eingesetzt wurden oder sich dafür einsetzen ließen. Hinsichtlich der Berechnung der Extremwertwahrscheinlichkeit lagen dagegen keine Informationen vor. Zur Bearbeitung beider Themenkomplexe hat die KHR anläßlich ihrer Plenarversammlung im Jahre 1978 die Einrichtung der bereits genannten Arbeitsgruppen mit je einem Rapporteur beschlossen.

Die nun im Druck befindlichen Publikationen entstanden in engem Kontakt zwischen Rapporteur, Arbeitsgruppe, Sekretariat und den betreffenden nationalen Dienststellen.

2. Hydrologische Vorhersagen im Rheingebiet

Aufgabe der Arbeitsgruppe war es u.a., die operationellen oder quasi-operationellen Wasserstands- und Abflußvorhersagen im Rheingebiet in übersichtlicher Form zu beschreiben, auf Probleme - etwa in der Datenorganisation - hinzuweisen und Verbesserungsmöglichkeiten vorzuschlagen.

An dieser Stelle möchte ich nur pauschal auf die bereits genannte KHR-Publikation hinweisen, die zahlreiche Einzelheiten enthält, z.B. eine Tabelle mit folgenden Angaben:

- Die Anschriften aller Vorhersagezentralen
- Name und Telefonanschluß der Sachbearbeiter
- Vorhersagepegel
- Die Vorhersageziele
- Kurzbeschreibungen der benutzten Modelle
- Benutzte Rechengeräte
- Die zur Vorhersageerstellung notwendigen oder benutzten Daten (Anzahl und Art der Meßstationen, Übertragung und Verarbeitung der Daten)

Operationelle, d.h. an Benutzer weitergegebene Vorhersagen werden z.Z. von folgenden Dienststellen herausgegeben:

ETH Zürich / Landeshydrologie Bern für den Pegel Rheinfelden

Bundesanstalt für Gewässerkunde Koblenz für div. Pegel im Rheingebiet und

Rijkswaterstaat Den Haag für den Pegel Lobith

Darüber hinaus werden noch Vorhersagen vorbereitet von den Dienststellen

- S.R.A.E., Alsace Ministère de l'Agricultúre, Colmar für die Ill
- Service de la Navigation de Nancy für div. französische Moselpegel und
- Service de la Navigation de Strasbourg für div. französische Saarpegel.

Daß in diesen drei Fällen noch keine operationellen Vorhersagen erstellt werden, liegt überwiegend am Mangel aktueller Daten.

An der Einrichtung automatischer Meßstationen und an der automatischen Datenübertragung arbeiten gegenwärtig alle mit der Vorhersage befaßten Dienststellen.

3. Berechnung von Hoch- und Niedrigwasserwahrscheinlichkeit im Rheingebiet

Die Erfassung von wahrscheinlichkeitstheoretischen Methoden zur Hoch- und Niedrigwasservorhersage im Rheingebiet ergab, daß in allen Rheinanliegerstaaten Hochwasserwahrscheinlichkeits-Berechnungen vorgenommen werden - z.T. in Form von Empfehlungen - und daß analoge Ausarbeitungen zur Niedrigwasserwahrscheinlichkeit entweder bereits vorliegen oder in Vorbereitung sind.

Die neue KHR-Publikation vermittelt darüberhinaus die folgenden Erkenntnisse:

a) Zur Berechnung der Extremwertwahrscheinlichkeit werden in allen betroffenen Staaten mathematische Verteilungsfunktionen verwendet. Dies sind z.B. die Verteilungen nach Fuller, Pearson (Pearson III, Gamma), Goodrich, Gauss, Fréchet, Gumbel und Weibull. Auch die logarithmischen Varianten der Verteilungen nach Pearson und Gauss (Galton, Gibrat) finden Anwendung.

b) Alle aus der Statistik bekannten Methoden zur Anpassung dieser Verteilungen an die empirische Stichprobe werden angewandt, jedoch nicht einheitlich. Es sind dies die maximum-likelihood - und die Momentenmethode sowie diverse graphische Verfahren. Die Prüfung der Güte der Anpassung findet nach mehreren Testverfahren uneinheitlich statt.

c) Richtlinien, die den planenden Ingenieur auf eine bestimmte Vorgehensweise festlegen würden, sind nicht bekannt.

4. Zusammenfassung

Obwohl die KHR kein politisches Mandat besitzt, hat sie seit ihrem Bestehen erfolgreich zum Austausch hydrologischer Informationen unter den Rheinanliegerstaaten beigetragen. Hinsichtlich der Hochwasserberechnung wurde eine Erleichterung des Datenaustausches erreicht. Auch sind jetzt die Rechenverfahren bekannt und teilweise vereinheitlicht, sodaß sich Rechen- und Forschungsergebnise im Rheingebiet jetzt effektiver austauschen und interpretieren lassen. So hat die KHR auch einen Vorschlag für die internationale Zusammenarbeit bei der Wasserstands- und Abflußvorhersage im Rheingebiet erstellt, und sie hat vergleichende Berechnungen der Hochwasserwahrscheinlichkeit an verschiedenen Rheinpegeln durchgeführt. Untersuchungen dieser Art können auch in anderen internationalen Flußgebieten von Nutzen sein.

Über die genannten Veröffentlichungen gibt das Sekretariat der KHR Auskunft:

Sekretariat der CHR/KHR
Maerlant 4 - 6
Postbus 17

NL-8200 AA Lelystad

ANWENDUNG VON VERTEILUNGSFUNKTIONEN IN DER HOCHWASSERSTATISTIK

V. Baumgartner* und A. Caesperlein**

*Bayer. Landesamt für Umweltschutz,
Rosenkavalierplatz 3, 8000 München 81
Bundesrepublik Deutschland
**Bayer. Landesamt für Wasserwirtschaft
Lazarettstr. 67, 8000 München 19,
Bundesrepublik Deutschland

ZUSAMMENFASSUNG

Elf Verteilungsfunktionen, ermittelt nach der Maximum-Likelihood-Methode, werden auf die Hochwasserereignisse (Ereignisse = einem vorgegebenen Schwellwert) an 518 Pegeln in Bayern angewandt. Dabei ergibt der Likelihood-Quotienten-Test, daß sich die 3-parametrigen Verteilungen besser als die 2-parametrigen anpassen. Die Weibullverteilung hat in 83 % der Fälle die beste Anpassung. Von den empirischen Verteilungen paßt sich die von Tschegodajev der bestangepaßten statistischen Verteilungsfunktion sehr gut an.

SCHLOSSELWORTE

Hochwasserstatistik, Verteilungsfunktionen, Maximum-Likelihood-Methode, Maximum-Likelihood-Quotiententest, Plotting-Positions

ALLGEMEINES

Auf dem Gebiet der Hochwasserstatistik wurden in den letzten Jahrzehnten enorme Anstrengungen unternommen, um bessere theoretische Grundlagen zur Verfügung zu stellen. Einerseits wurden neue Ansätze für Verteilungsfunktionen und andererseits neue Schätzverfahren für die Parameter der Verteilungsfunktionen entwickelt.

Diese Erkenntnisse wurden in größerem Umfang in Deutschland 1975 angewandt und verglichen (Koberg et al., 1975). Dabei wurden acht Verteilungsfunktionen an 151 Pegeln untersucht. In den letzten zehn Jahren wurden diese Ergebnisse teilweise auch in einzelnen Länderverwaltungen in größerem Umfang angewandt (Niedersachsen 1979, Hessen 1979, Baden-Württemberg 1983).

PROGRAMME

Am Bayerischen Landesamt für Wasserwirtschaft wurden die theoretischen Grundlagen in den letzten Jahren zusammengetragen, erweitert (Bayer. Staatsbauverwaltung, 1982) und in modularer Form programmiert. Die Daten aller Pegel sind in einer hierarchischen Datenbank gespeichert. Die Rahmenprogramme wurden so gestaltet, daß sie unmittelbar auf die Scheitelabflüsse in der Datenbank zugreifen. Die Ergebnisse werden gezeichnet. Mit den Programmen können Winter-, Sommer-und Jahreshochwasser von Jahresreihen berechnet werden und zwar entweder nach der Methode der "jährlichen Höchstwerte" (jedes Jahr ein Höchstwert) oder nach der Methode der "Schwellwerte" (alle Hochwasser über einem vorgegebenen Schwellenwert, auch partielle Serie genannt).

JÄHRLICHE HÖCHSTWERTE - SCHWELLWERTE

Auf eine Diskussion "jährliche Höchstwerte" - "Schwellwerte" soll hier nicht eingegangen werden. Dies ist bereits in einer Reihe von Veröffentlichungen (Cunnane, 1973; Yevjevich et al., 1979; Tavares et al., 1983 und Rosbjerg, 1985) geschehen. Verwendet wurden bei der vorliegenden Untersuchung lediglich die Schwellwerte. Der Grund liegt darin, daß im Bereich der 1 bis 5 jährlichen Hochwasser die beiden Verteilungsfunktionen für "jährliche Höchstwerte" und "Schwellwerte" stark voneinander abweichen. Da jedoch bei einer Vielzahl von kleineren Baumaßnahmen (z.B. Durchlässen) gerade diese Werte häufig benötigt werden und die Hochwasserstatistik der "jährlichen Höchstwerte" in diesem Bereich viel zu niedrige Werte und damit ein mit der Wirklichkeit wenig übereinstimmendes Bild ergibt, wurden alle Verteilungsfunktionen anhand der Schwellwerte ermittelt. Damit besteht die Gefahr, daß statistisch abhängige Werte in die Berechnung eingehen. Dem wurde dadurch begegnet, daß alle Werte den Kriterien für statistisch unabhängige Hochwasserscheitelwerte der Pegelvorschrift [11] Ziffer 3.2.3.2 genügen müssen. Damit wurde die Möglichkeit der Verwendung statistisch abhängiger Werte auf ein Minimum begrenzt.

VERTEILUNGSFUNKTIONEN

In die Untersuchung wurden folgende elf Verteilungsfunktionen einbezogen:

- Normalverteilung (N)
- Extremal-I- oder Gumbelverteilung (Gu)
- Gammaverteilung (Ga)
- Pearson-III-Verteilung (P)
- 3-parametrige Weibullverteilung (W)
- 3-parametrige logarithmische Normalverteilung (3LN)
- logarithmische Normalverteilung (LN)
- logarithmische Gumbelverteilung (LGu)
- logarithmische Gammaverteilung (LGa)
- logarithmische Pearson-III-Verteilung (LP)
- 3-parametrige logarithmische Weibullverteilung (LW)

Die Parameter der Verteilungsfunktionen wurden nach der Maximum-Likelihood-Methode berechnet (Bayer. Staatsbauverwaltung, 1982) da diese eine bessere Anpassung als die Momentenmethode liefert. Die Stichproben an den Pegeln wurden jedoch nicht darauf untersucht inwieweit sie zu verschiedenen Grundgesamtheiten gehören und daher besser durch Mischverteilungen angepaßt würden als durch eine einzige Verteilung (Dyck, 1979).

ANPASSUNGS- UND ALTERNATIVTESTS

Anpassungstests wurden nicht durchgeführt. Dies hatte folgende Gründe:

Der χ^2-Test kann durch die Klassenbildung zu sehr manipuliert werden.

Der Kolmogorov-Smirnov-Test orientiert sich am stärksten Ausreißer. Da Ausreißer in der Hydrologie an der Tagesordnung sind (z.B. falsche Abflußkurve, 100-jährliches Ereignis in 10-jähriger Reihe) würden vermutlich viele Verteilungen fälschlicherweise abgelehnt.

Es wurde deshalb lediglich der Likelihood-Quotiententest als Alternativtest durchgeführt (Koberg et al., 1975).

ERGEBNIS DES LIKELIHOOD-QUOTIENTENTESTS

Es waren elf Verteilungen "im Rennen". Damit waren elf Plätze zu vergeben. Diese wurden wie folgt belegt:

Platz 1: 3-parametrige Weibullverteilung
Platz 2: 3-parametrige logarithmische Weibullverteilung
Platz 3: 3-parametrige logarithmische Normalverteilung
Platz 4: logarithmische Pearson-III-Verteilung
Platz 5: Pearson-III-Verteilung
Platz 6: logarithmische Gumbelverteilung
Platz 7: logarithmische Gammaverteilung
Platz 8: Gumbelverteilung
Platz 9: logarithmische Normalverteilung
Platz 10: Gammaverteilung
Platz 11: Normalverteilung

Damit kam auf Platz 1 ein Außenseiter, der z.B. bei Koberg et al., 1975 und Dyck, 1979 für Hochwasserereignisse nicht in Betracht gezogen wurde. Er lieferte in 83 % der Fälle die beste Anpassung.

Sieht man sich die Fälle, in denen die Weibullverteilung nicht die beste Anpassung liefert genauer an, so stellt man fest, daß es sich häufig um Sonderfälle handelt: Kurze Reihen, stark streuende Stichproben oder Auftreten von Ausreißern.

Die Reihenfolge der Anpassung der Verteilungsfunktionen zeigt, daß die 3-parametrigen Verteilungsfunktionen den 2-parametrigen in der Anpassung überlegen sind. Dies gilt auch dann noch, wenn man vom logarithmierten Maximum-Likelihood-Wert die Anzahl der geschätzten Parameter subtrahiert.

Es wurde versucht, eine Regionalisierung zu finden, d.h. ob bestimmte Verteilungsfunktionen in räumlich begrenzbaren Gebieten eine besonders gute Anpassung liefern. Eine solche Eigenschaft konnte nicht entdeckt werden. Dies kommt auch in Bild 1 durch die Trennung der Pegel in Donau-, Main- und Elbegebiet zum Ausdruck. Die Darstellung für die einzelnen Gebiete liefert qualitativ nahezu identische Bilder.

Außerdem wurde dieselbe Auswertung vergleichsweise mit der Momentenmethode durchgeführt. Die Platzverteilung war nahezu dieselbe. Lediglich die Plätze 5 und 6 sowie 8 und 9 waren vertauscht. Auch bei anderen Auswertungen wie Niedrigwasserstatistik, Extremwertstatistik der Wasserstände, Füllen- und Füllenfehlbetragsstatistik, Ober-und Unterschreitungsdauerstatistik liefert die Weibullverteilung häufig die beste Anpassung. Eine systematische Untersuchung hierfür wurde nicht durchgeführt.

VERGLEICH MIT EMPIRISCHEN VERTEILUNGEN

Für die Berechnung von empirischen Verteilungsfunktionen existieren eine Reihe von Formeln (Chow, 1964; Youngping Zhang, 1982; Fuchs, 1983; Xuewu, 1984).Diese schwanken meist zwischen den beiden Extremen

$$T = (n+1)/i \quad \text{(Weibull)}$$

und

$$T = n/(i-0{,}5) \quad \text{(Hazen)},$$

wobei

T die Jährlichkeit,
n die Anzahl der Beobachtungsjahre und
i der Rang des einzelnen Extremwertes ist.

Die Formel

$$T = (n + 0{,}4) / (i - 0{,}3) \text{ (Tschegodajev)}$$

liegt etwa in der Mitte zwischen den o.g. Extremen.

Bei einem optischen Vergleich zwischen den nach Tschegodajev gezeichneten Werten und den 11 untersuchten Verteilungsfunktionen ist zu erkennen, daß die bestangepaßte Verteilungsfunktion sich auch immer einer mittleren empirischen Verteilungsfunktion wie z.B. der nach Tschegodajev gut anpaßt.

VERTRAUENSGRENZEN

Für jeden der 518 Pegel in Bayern wurden 11 Verteilungsfunktionen mit den jeweiligen 95 % Vertrauensgrenzen ermittelt (Bayer. Staatsbauverwaltung, 1982). Zeichnet man die 11 Verteilungsfunktionen für einen Pegel, so ergibt sich das in Bild 1 dargestellte typische Bild. In Bild 2 sind die 2 "extremen" Verteilungsfunktionen aus Bild 1 dargestellt mit ihren 95 % Vertrauensgrenzen.

Vergleicht man an einem Pegel die 11 verschiedenen Verteilungsfunktionen miteinander, so ist dies bereits irritierend (Bild 1). Bezieht man dabei noch die Vertrauensgrenzen mit ein, so leidet aus der Sicht eines Bauingenieurs das Vertrauen in die Vertrauensgrenzen oder besser in die Statistik doch sehr stark (Bild 2). Aus der Sicht des Mathematikers liegt dieser Vertrauensschwund aber nicht an der Statistik, sondern einerseits an den zu hohen Erwartungen des Bauingenieurs an die Statistik und andererseits an Fehlinterpretationen statistischer Ergebnisse.

SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die einfachste, schnellste und häufig auch beste Methode um eine Verteilungsfunktion aufzustellen, ist die Berechnung einer mittleren empirischen Verteilungsfunktion (z.B. nach Tschegodajev, s. Ziffer 8). Dies liegt vor allem daran, daß die empirischen Verteilungsfunktionen sich problemlos gemischten Verteilungen anpassen.

Gewarnt werden muß, trotz der guten Anpassungsfähigkeit der Weibullverteilung, vor einer automatischen und unkritischen generellen Verwendung dieser Verteilungsfunktion oder auch einer anderen.

Die vielen mathematisch-statistischen Anstrengungen haben, verglichen mit dem hydrologischen Nutzen wenig weitergeholfen. Sie konnten wie Baumgartner, 1982 erwähnt, nur erhellen, nicht abstützen.

ABSTRACT

Eleven distribution functions adapted by means of the maximum-likelihood-method are applied to flood events (partial series) of 518 gauges in Bavaria The likelihood-ratio-test shows, that the distributions with 3 parameters are better adaptable than those with 2 parameters. The Weibull-distribution has in 83 % of all gauges the best fit. The plotting-position formula of Tschegodajev is fitting quite well to the statistical distribution function of best fit.

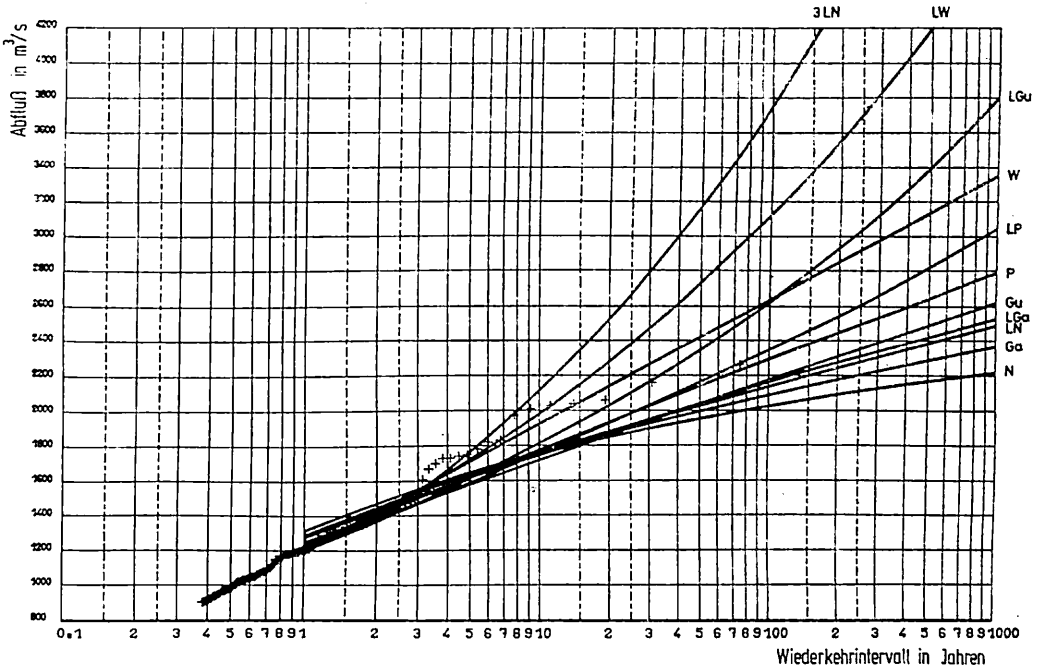


Bild 1: Typisches Bild der 11 Verteilungsfunktionen an einem Pegel (52 Beobachtungsjahre)

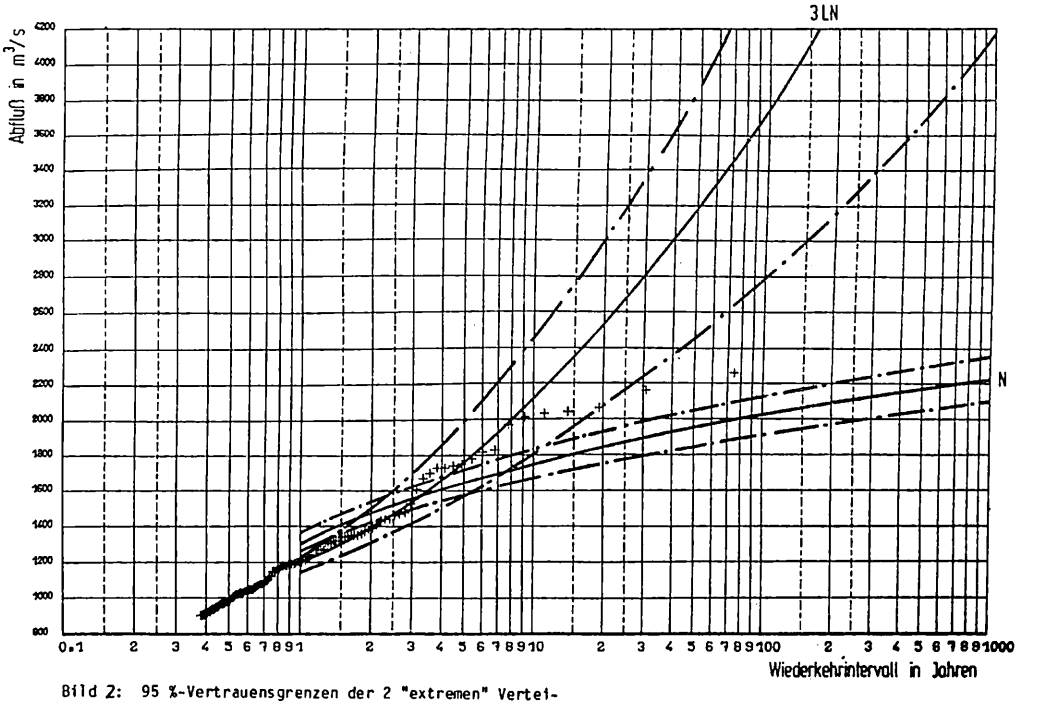


Bild 2: 95 %-Vertrauensgrenzen der 2 "extremen" Verteilungsfunktionen von Bild 1

Резюме

На 347 водомерных постах водосбора Дуная, 147 - водосбора Майна и 14 - верховья Эльбе была произведена статистика паводков. При этом для каждого водомерного поста были использованы 11 различных функций разпределения, определяемых по методу максимального правоподобия (Maximum-Likelihood-Methode).

Исследование должно выяснить, какие функции распределения являются самымы подходящими к данным событиям. Поэтому не были употреблены критерии согласия, а только альтернативный критерий - отношения правоподобия. По этому критерию получилось следующее распределение мест:

Место 1: трехпараметрическое распределение Вейбулла
Место 2: трехпараметрическое логарифмическое распределение Вейбулла
Место 3: трехпараметрическое логарифмическое нормальное распределение
Место 4: логарифмическое распределение III Пирсона
Место 5: распределение III Пирсона
Место 6: логарифмическое распределение Гумбеля
Место 7: логарифмическое гамма-распределение
Место 8: распределение Гумбеля
Место 9: логарифмическое нормальное распределение
Место 10: гамма-распределение
Место 11: нормальное распределение

При оптическом сопоставлении между эмпирической функцией распределения (plotting positions) по Чегодаеву и 11. рассматриваемыми функциями распределения выявляется, что приближенно наилучшая функция распределения всегда хорошо согласуется с эмпирической функцией распределения по Чегодаеву.

Проведенное исследование показывает, что большие усилия в математическом и статистическом отношениях, сделанные за последние десятилетия по сравнению с достижениями в области гидролгии были мало эффективны.

SCHRIFTTUM

Anwendung mathematisch-statistischer Verfahren in der Wasserwirtschaft; Anwendungshandbuch, EDV-Dokumentation der Bayer. Staatsbauverwaltung, Programmnr. B 4004 110 und B 4004 111, München 1982, unveröffentlicht.

Baumgartner, V.: Vertrauensbereiche bei Bemessungswerten aus Pearson-III-Verteilungen; Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen 26 (1982) S. 53-57

Chow, V.T., (Hrsg.): Handbook of applied Hydrology; McGraw-Hill Book Co., New York 1964.

Cunnane, C.: A particular comparison of annual maxima (AM) and partial duration series methods (PD) of flood frequency prediction; Journal of Hydrology, 18(1973), S. 257-271.

Dyck, S.: Angewandte Hydrologie, Teil 1, 2. Auflage, Ernst + Sohn, Berlin, München 1979

Fuchs, L.: Plotting Positions für die Extremal-I-Verteilung - Monte-Carlo-Untersuchung von Plotting-Formeln; Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen 27, 1983, Heft 1, S. 21 - 25.

Hochwasser-Abflußspenden-Längsschnitt für das niedersächsische Wesergebiet; Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten; Hannover 1979.

Hochwasserabflüsse in Baden-Württemberg; Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft, Umwelt und Forsten Baden-Württemberg; Stuttgart 1983.

Hochwasserwahrscheinlichkeit in Hessen; Hessische Landesanstalt für Umwelt; Wiesbaden 1979.

Koberg, D., Eggers, H., Buck, W.: Die Berechnung der Hochwasserwahrscheinlichkeit für deutsche Flußgebiete; Theodor-Rehbock-Flußbaulaboratorium der Universität Karlsruhe, Mitteilungen Heft 163, Karlsruhe 1975.

Länderarbeitsgemeinschaft Wasser und Bundesminister für Verkehr (Hrsg.): Pegelvorschrift; 3. Auflage, Hannover und Bonn 1978.

Rosbjerg, H.: Estimation in partial duration series with independent and dependent peak values; Journal of Hydrology 76(1985), S. 183-195.

Tavares, L. V., Da Silva, J. E.: Partial duration series method revisited; Journal of Hydrology 64(1983), S. 1 - 14.

Xuewu, J. u.a.: Plotting-Position for Pearson Type-III distribution, Journal of Hydrology, 74 (1984), S. 1-29.

Yevjevich, V., Taesombut, V.: Information on flood peaks in daily flow series. In: Mc Bean, Hipel, Unny (Editors), Input für risk analysis in water-systems, Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, 1979, S. 171-192.

Youngping Zhang: Plotting positions of annual flood extremes considering extraordinary values; Water Resources Research, 18(1982), S. 859-864.

RADNE ORGANIZACIJE KOJE SU FINANSIJSKI POMOGLE ODRŽAVANJE XIII KONFERENCIJE PODUNAVSKIH ZEMALJA O HIDROLOŠKIM PROGNOZAMA

- RADNA ORGANIZACIJA "HIDROPROJEKAT" - BEOGRAD
- RADNA ORGANIZACIJA "ENERGOPROJEKT" OOUR "HIDROINŽENJERING" - BEOGRAD
- REGIONALNA SAMOUPRAVNA INTERESNA ZAJEDNICA PODRINJSKO-KOLUBARSKOG REGIONA - ŠABAC
- SAMOUPRAVNA INTERESNA ZAJEDNICA ZA OSNOVNO UREDJENJE VODA VOJVODINE - NOVI SAD
- VODNO GOSPODORSKI INSTITUT - LJUBLJANA
- REPUBLIČKA SAMOUPRAVNA INTERESNA ZAJEDNICA ZA VODOPRIVREDU - BEOGRAD
- GRADJEVINSKI INSTITUT - ZAGREB
- HIDROSISTEM D.T.D. - BAČKA PALANKA
- VODOPRIVREDNA ORGANIZACIJA SEVERNA BAČKA - SUBOTICA
- VODOPRIVREDNA ORGANIZACIJA CENTA - SENTA
- ZDRUŽENA ELEKTROPRIVREDA BEOGRAD - BEOGRAD
- GRADJEVINSKI FAKULTET - BEOGRAD
- ZAVOD ZA URBANIZAM I PROJEKTOVANJE - PRIŠTINA
- RADNA ORGANIZACIJA D.T.D. - NOVI SAD
- VODOPRIVREDNA RADNA ORGANIZACIJA ZAGREB OOUR - BJELOVAR
- ZAVOD ZA VODOPRIVREDU - SARAJEVO
- INSTITUT ZA KONSTRUKCIJE - SUBOTICA